



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique

Université A. MIRA, - Bejaïa -
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil
Option : Matériaux et Structure

Thème

INTERACTION SOL-PIEUX ET MODELISATION DES PIEUX SOUS CHARGE AXIALE ET LATÉRALE

Présenté par

MR. BOUDRA ABDEL MALEK

MR. ABDOUNE ABDERAZAK

SOUTENU LE 28 - 06 - 2012 DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

MR.	RAMDANI	LYES	Rapporteur
MME.	BOUAYAD	DJAMILA	Examinatrice
MR.	BOUMEZRANE	DJAMEL EDDINE	Président

2011 /2012

[Tapez ici votre dédicace]

Remerciements

On tient à remercier le bon dieu qui nous a donné la santé et le courage pour réaliser ce travail, et on nous le prions pour qu'il soit toujours à nous cotés.

*On remercie monsieur **REMDANIL** pour avoir encadré et suivi notre mémoire, la confiance qu'il nous a accordée, sa disponibilité malgré son emploi du temps chargé et la patience dont il a fait preuve et ses compétences scientifiques et ses qualités morales nous ont été d'un apport précieux pour l'accomplissement de ce projet.*

*On remercie également le Docteur **BOUMEZRANE.D**, pour avoir dirigé nos travaux de mémoire. Ses bonnes directives nous ont aidés à avancer dans l'accomplissement de notre travail de recherche.*

*Nous devons un grand remerciement à monsieur **HEMERI** et monsieur **OUAZENE AKLI** pour leurs conseils et leurs temps qui nous ont réservés durant ce travail.*

*Les membres de jurés **Mme BOUAYAD** et **Mr BOUMEZRANE** qui ont accepté de jugé notre travail.*

Nos remerciements vont également à tous les membres de nos familles pour leurs disponibilités, patience et esprit de convivialité. Nous remercions particulièrement nos chères parents, nos frères et sœurs, nos amis.

Résumé

Le présent travail à caractère théorique et numérique étudie le comportement mécanique d'interface sol-pieux ainsi que son application aux pieux isolés et au groupe de pieux sous chargement axial et latéral. A partir du modèle de comportement élastique et élastoplastique bidimensionnel, un modèle tridimensionnel est développé afin de mettre en évidence l'effet du chargement horizontal à l'interface au cours du cisaillement. Ces modèles considèrent une interaction de type contact normal et tangentiel à l'interface sol-pieu, prennent en compte l'état caractéristique (frottements) et intègrent l'état critique aux grands déplacements. Les prévisions du comportement de l'interface sont satisfaisantes. Les modèles axisymétriques et tridimensionnels sont implantés dans le logiciel ABAQUS et le code de calcul aux éléments finis Plaxis. L'analyse numérique d'un pieu isolé en vraie grandeur soumis à un chargement axial puis latéral est menée en considérant la modélisation axisymétrique et tridimensionnelle. La comparaison des résultats des calculs analytiques à ceux issus du calcul numériques a montré la fiabilité de ces derniers car les résultats sont très proches. Par ailleurs, l'étude paramétrique est abordée.

Enfin pour que on puisse lier les deux cas (axial et latéral), on a traité une fondation d'un pont de (385 ml) qui rentre dans le projet d'évitement de la ville de Kherrata en deux parties différentes, la première c'est en considérant que les pieux sont réalisés en bon conditions, la seconde en supposant un pieu mal réalisé. Cette étude a été réalisée en trois cas (normal, sismique 1 et sismique 2).

Mots-clés : interface sol-pieux, modèle élastoplastique, modèle élastique, modèle tridimensionnel, modèle axisymétrique, éléments finis, élément d'interface, frottement, pieu isolé, groupe de pieux, déplacement axial et latéral, élément de contact.

Abstract

This work in theoretical and numerical matter studies the mechanical behavior of the interfaces ground-piles like its application to the piles isolated and the group from piles under axial and lateral loading. From the model of elastic and elastoplastic behavior two-dimensional, a three-dimensional model is developed in order to highlight the effect of the horizontal loading at the interface during shearing. These models consider an interaction of a normal contact type and tangential at the interface ground-pile, take into account the characteristic state (frictions) and integrate the critical state into great displacements. The forecasts of the behavior of the interface are satisfactory. The axisymmetric and three-dimensional models are established in software ABAQUS and the code computer with finite elements PLAXIS. The numerical analysis of a full-scale insulated pile subjected to an axial loading then lateral is carried out by considering axisymmetric and three-dimensional modeling. The comparison of the results of analytical calculations to those resulting from calculation numerical showed the reliability of the latter bus the results are very close. In addition, parametric study is approached.

Finally so that one can bind the two cases (axial and lateral), one treated a foundation of a bridge of (385 m) which returns in the project of avoidance of the town of Kherrata in two parts different, it first it is by considering that the piles are carried out one good conditions, the second by supposing a pile badly carried out. This study was carried out in three cases (normal, seismic 1 and seismic 2).

Keywords : interface ground-piles, models elastoplastic, models elastic, model three dimensional, model axisymmetric, finite elements, element of interface, friction, insulated pile, group of piles, axial and lateral loading, element of contact

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1	GENERALITES SUR LES FONDATIONS
PROFONDES.....	3
1.1 INTRODUCTION.....	3
1.2 DEFINITION D'UN PIEU.....	4
1.3 PRINCIPAUX TYPES DE PIEUX	5
1.3.1 Les pieux exécutés en place sans extraction de terre (pieux battus):	6
1.3.1.1 Pieux battus en métal.....	6
1.3.1.2 Pieux battus en bois	7
1.3.1.3 Pieux battus pilonnés.....	7
1.3.1.4 Pieux moulés à tube battu :	8
1.3.1.5 Pieux vissés moulés	9
1.3.2 Les pieux exécutés avec extraction de la terre (pieux forés) :	10
1.4 CHOIX DU TYPE DE PIEU :	12
1.5 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT	12
CHAPITRE 2	GENERALITES SUR LES
INTERFACES ET LE COMPORTEMENT DES PIEUX	14
2.1 INTRODUCTION.....	14
2.2 DEFINITIONS DE L'INTERFACE PAR DES DIFFERENTS AUTEURS.....	14
2.3 CARACTERISTIQUES DU COMPORTEMENT DE L'INTERFACE SOL STRUCTURE	15
2.3.1 Notion de coefficient de frottement.....	15
2.3.2 Notion d'angle de frottement sol-structure.....	16
2.3.3 Epaisseur d'interface.....	17
2.4 COMPORTEMENT D'INTERFACE ENTRE LE SOL ET LE PIEU.....	17
2.4.1 Facteurs influant sur le comportement d'une fondation profonde	18
2.5 MODELISATION DU COMPORTEMENT DE L'INTERFACE	19
2.5.1 Modèles élastoplastiques bidimensionnels.....	20
2.5.1.1 Modèle élastique parfaitement plastique	20
2.5.2 Modèles élastoplastique tridimensionnels :	22
2.6 DISCRETISATION PAR ELEMENTS FINIS DU PROBLEME DE CONTACT EN GEOTECHNIQUE	23
2.6.1 Eléments sans épaisseur.....	24
2.6.2 Eléments couche mince :	25
2.7 MODELISATION DES PIEUX SOUS CHARGEMENTS AXIAL ET LATERAL.....	27
2.7.1 Modélisation du matériau constituant le pieu.....	27
2.7.2 Modélisation pratique de la mise en place.....	28
2.7.3 Sous charges axiales :	29
2.7.3.1 Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF.....	29
2.7.3.2 Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF	30
2.7.4 Sous charge latérale :	31
2.7.4.1 Introduction	31

2.7.4.2	Modélisation d'un pieu soumis à une charge latérale :	31
2.7.4.3	Approche tridimensionnelle.....	31
2.7.5	Description des effets d'une charge latérale sur un pieu.....	31
2.7.5.1	Déformations d'un pieu isolé sous l'effet d'une charge latérale.....	33
CHAPITRE 3		PRESENTATION DES DIFFERENTES
METHODES DE CALCUL DES PIEUX.....		35
3.1	INTRODUCTION.....	35
3.2	LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT SOUS CHARGES LATERALES.....	37
3.2.1	La méthode au module de réaction.....	37
3.2.1.1	Principe général	37
3.2.1.2	Expression du module de réaction E_s	38
3.2.1.3	Résolution dans le cas d'un sol homogène et linéaire.....	41
3.2.1.3.1	Pieu libre en tête.....	42
3.2.1.3.2	Pieu fixe en tête.....	42
3.2.2	Courbes de réaction P-Y.....	48
3.2.2.1	Courbes P-y standardisées	48
3.2.2.1.1	Fascicule 62 (1993).....	48
3.2.2.1.2	(API Américain Petroleum Institute., 1993).....	50
3.2.2.1.3	P.H.R.I (Port and Harbour Research Institute, 1980).....	53
3.2.2.1.4	(NORSKE & VERITAS, 1977)	54
3.2.2.2	Autre expressions de courbes de réaction	57
3.2.2.2.1	(LI YAN & BYRNE, 1992).....	57
3.2.2.2.2	(GEORGIADAS, ANAGNOSTOPOULOS, & SAFLEKOU, 1992)	58
3.2.2.2.3	(KOUDA, OKAMOTO, TAKEMOURA, KUSAKABE, & KIMURA, 1998).....	60
3.2.3	Etude de l'effet de groupe	61
3.2.3.1	Méthodes de dimensionnement.....	61
3.2.3.1.1	Méthode de continuum élastique.....	61
3.2.3.1.2	Méthode du pieu isolé équivalent.....	64
3.2.3.1.3	Méthode aux modules de réaction	64
3.2.3.1.4	Méthodes hybrides.....	65
3.2.3.1.5	Modèle d'interaction de Winkler.....	66
3.3	PIEU SOUS CHARGEMENT AXIAL.....	67
3.3.1	Détermination du tassement d'une fondation profonde.....	67
3.3.2	Détermination empirique du tassement.....	68
3.3.2.1	Pieu compressible	69
3.4	PRESENTATION DES LOGICIELS UTILISES :	72
3.4.1	Le logiciel ABAQUS :	72
3.4.2	Le logiciel Plaxis	73
3.4.2.1	Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis.....	74
3.5	CONCLUSION	75
CHAPITRE 4		MODELISATION NUMERIQUE DES
PIEU SOUS CHARGE AXIALE ET LATERALE		76
4.1	INTRODUCTION.....	76
4.2	PIEU SOUS UN CHARGEMENT AXIAL	77
4.2.1	Exemple de modélisation d'un pieu isolé sous chargement axial	77
4.2.1.1	Présentation du problème :.....	77
4.2.1.2	Etudes paramétrique :	81
4.2.1.2.1	Interprétation des résultats.....	82
4.3	PIEU SOUS CHARGE LATERALE :	90
4.3.1	Présentation du problème :	90
4.3.2	Calcul du déplacement horizontal en tête d'un pieu isolé dans le cas d'un sol homogène :	92
4.3.2.1	Déplacement latéral en fonction de la profondeur du pieu :.....	93
4.4	APPLICATION POUR LE CAS D'UN GROUPE DE PIEUX	100
4.4.1	Présentation du problème :.....	100

4.4.1.1 PARTIE I :.....	104
4.4.1.1.1 Cas normal.....	104
4.4.1.1.2 Cas sismique 1.....	107
4.4.1.1.3 Cas sismique 2.....	110
4.4.1.2 PARTIE II.....	113
4.4.1.2.1 Cas normal.....	113
4.4.1.2.2 Cas sismique 1.....	116
4.4.1.2.3 Cas sismique 2.....	119
CONCLUSION GENERALE	123
BIBLIOGRAPHIE	125
ANNEXE	131

TABLE DES FIGURES

Figure 1. Pieu dans un massif de sol (Technique de l'Ingénieur).....	5
Figure 2. Types des pieux battus en métal (Technique de l'Ingénieur)	7
Figure 3. Mise en œuvre des pieux battus pilonnés (Technique de l'Ingénieur)	7
Figure 4. Mode d'exécution d'un pieu battu (Technique de l'Ingénieur).....	8
Figure 5. Mise en œuvre d'un pieu vissé moulé (Technique de l'Ingénieur)	9
Figure 6. La machine spécialement conçue pour l'exécution complète des pieux vissés moulé (Technique de l'Ingénieur)	9
Figure 7. Mode d'opérateur des pieux forés tubé (Technique de l'Ingénieur).....	11
Figure 8. Projet d'évitement de la ville de Kherrata (viaduc de 600 ml) « stage pratique »	12
Figure 9. Résistance de pieu en pointe et en frottements latéraux (Technique de l'Ingénieur)	13
Figure 10. Critère de rupture de Mohr-Coulomb (a) Enveloppe bilinéaire pour les joints tenant compte des aspérités (GOODMAN, 1989) (b) Enveloppe linéaire pour les interfaces.....	22
Figure 11. Contraintes agissant sur l'interface : (a) cas tridimensionnel, (b) cas bidimensionnel....	23
Figure 12. Discrétisation numérique du problème de contact sol-structure	24
Figure 13. (a) Surface de discontinuité (b) Eléments d'interface à deux nœuds (Frank et al. 1982)	25
Figure 14. Élément couche mince à 6 nœuds (SHARMA & DESAI, 1992)	27
Figure 15. Critère orienté utilisé pour l'interface couche mince (a) cas bidimensionnel (b) cas tridimensionnel (FRANK, GUENOT, & HUMBERT, 1982).....	27
Figure 16. Effet d'une charge latérale sur le comportement d'un pieu vertical (a)Mécanisme de déformation ;(b) rupture par rotation ;(c) rupture par flexion (ouvrage en interaction).....	33
Figure 17. Modélisation d'un pieu par une approche au coefficient de réaction (ouvrage en interaction)	33
Figure 18. Pieu mobilisant la réaction latérale du sol.....	37
Figure 19. Courbe P-y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominante	49
Figure 20. Courbe P-y dans le cas de sollicitations accidentelles en tête dominante.....	49
Figure 21. Loi de mobilisation de la réaction tangentielle	50
Figure 22. Coefficients C_1 , C_2 et C_3 en fonction de l'angle de frottement φ (d'après A.P.I (1993)).	52
Figure 23. Valeurs de k en fonction de la densité relative D_r et de l'angle de frottement φ (d'après A.P.I (1993))......	53
Figure 24. Forme caractéristique de la courbe p-y. d'après (NORSKE & VERITAS, 1977).....	54
Figure 25. Notions utilisée par Barton [1982]	62
Figure 26. Définition du coefficient multiplicateur P_m	64
Figure 27. Définition du coefficient multiplicateur Y_m	65
Figure 28. Système sol-pieu.....	77
Figure 29. Maillage en axisymétrie avec des éléments tétraédriques du système sol-pieu (logiciel ABAQUS)	78
Figure 30. Maillage en 3D avec des éléments tétraédriques du système sol-pieu (ABAQUS)	79

Figure 31. Tassement maximal des nœuds limites du sol.....	82
Figure 32. Tassement du nœud limite pour différentes distances horizontales de sol.	82
Figure 33. Déplacement du pieu dans un sol élastique après le chargement (model axisymétrique ABAQUS).....	83
Figure 34. Déplacement du pieu dans un sol élastique après le chargement (model 3D ABAQUS)..	84
Figure 35. Déplacement vertical du pieu en fonction du chargement statique pour un sol élastique; la comparaison entre (ABAQUS, Plaxis 2D et la formule analytique).....	85
Figure 36. Déplacement vertical du pieu dans un sol élastoplastique de Mohr-Colomb après le chargement (model axisymétrique ABAQUS).....	86
Figure 37. Déplacement vertical du pieu dans un sol élastoplastique de Mohr-Colomb après le chargement (model 3D ABAQUS).....	86
Figure 38. Développement de la plasticité (points plastiques) sous la pointe du pieu (ABAQUS).	87
Figure 39. Déplacement vertical en fonction du chargement statique pour un sol élastoplastique (Mohr-Colomb) comparaison entre (ABAQUS, Plaxis 2D et les formules empiriques).....	87
Figure 40. Déformée du sol et apparition des points décollés au voisinage du fût.....	88
Figure 41. Déplacement vertical en fonction du chargement statique, comparaison entre un sol élastique et un sol élastoplastique (Mohr-Colomb), avec ABAQUS.....	88
Figure 42. Déplacement vertical en fonction du chargement statique, comparaison entre un sol élastique et un sol élastoplastique (Mohr-Colomb), avec Plaxis 2D.	89
Figure 43. L'erreur relative entre le calcul analytique et le calcul numérique.	89
Figure 44. Système sol-pieu.....	90
Figure 45. Maillage 3D avec des éléments tétraédriques du système sol-pieu (Abacus)	91
Figure 46. Déformée du pieu sous chargement latéral avec ABAQUS.	92
Figure 47. Déformée du pieu sous chargement latéral avec Plaxis 3D.....	93
Figure 48. Déplacement latéral du pieu en fonction de sa profondeur, comparaison entre ABAQUS Plaxis 3D et les formules analytique.	94
Figure 49. Comparaison de la courbe profondeur-déplacement sous charge latéral, la modélisation avec adhérence parfaite et avec prise en compte de l'interface dans un sol élastique (ABAQUS)....	94
Figure 50. Modèle avec contact parfait.....	95
Figure 51. Modèle avec contact ($\mu=0.4$)	95
Figure 52. Influence de coefficient de frottement μ sur le déplacement latéral du pieu.....	96
Figure 53. Déplacement latéral du pieu en fonction de sa profondeur dans un sol élastoplastique, comparaison entre ABAQUS et Plaxis 3D.....	96
Figure 54. Formation des points plastique dans le sol après le chargement (ABAQUS).....	97
Figure 55. Influence de coefficient de frottement μ sur le déplacement latéral du pieu pour un sol élastoplastique de Mohr Colomb.	98
Figure 56. Comparaisons de la courbe profondeur-déplacement sous charge latéral, la modélisation avec adhérence parfaite et avec prise en compte de l'interface dans sol élastoplastique de Mohr-Colomb (ABAQUS).....	99
Figure 57. Comparaison du déplacement latéral d'un sol élastique et un autre élastoplastique de Mohr-Colomb avec un même coefficient de frottement a l'interface ($\mu=0.3$).....	100
Figure 58. La géométrie du système semelle – pieux.....	101
Figure 59. Maillage 3D de la fondation (ABAQUS).....	102
Figure 60. Maillage 3D de la fondation avec un pieu mal réalisé (ABAQUS)	102
Figure 61. Maillage 3D du sol (ABAQUS)	103
Figure 62. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation.....	105
Figure 63. Déplacement vertical à chaque tête du pieu cas normal.	105

Figure 64. Déplacement horizontal de chaque pieu cas normal	106
Figure 65. Contraintes de compression dans chaque pieu (cas normal)	106
Figure 66. Contraintes de traction dans chaque pieu (cas normal).....	107
Figure 67. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation.....	108
Figure 68. Déplacement vertical en chaque tête du pieu cas sismique 1.	108
Figure 69. Déplacement horizontal des pieux, cas sismique 1.....	109
Figure 70. Contraintes en fonction de la profondeur sur la face tendue du pieu (cas sismique 1).	109
Figure 71. Contrainte en fonction de la profondeur sur la face comprimée du pieu (cas sismique 1).	110
Figure 72. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation.....	110
Figure 73. Déplacement vertical max a la tête de chaque pieu (cas sismique 2).....	111
Figure 74. Déplacement latéral de chaque pieu (cas sismique 2)	111
Figure 75. Les contraintes de la face tendue des pieux (cas sismique 2)	112
Figure 76. Les contraintes de la face comprimée des pieux (cas sismique 2).....	112
Figure 77. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation.....	113
Figure 78. Les tassements de chaque tête de pieu (cas normal)	113
Figure 79. Comparaison des déplacements axiaux (cas normal).....	114
Figure 80. Les déplacements latéraux des pieux (cas normal).....	114
Figure 81. Les contraintes tendues a la face arrière des pieux (cas normal)	115
Figure 82. Les contraintes à la face avant des pieux (cas normal)	115
Figure 83. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation.....	116
Figure 84. Tassement des pieux (cas sismique 1)	116
Figure 85. Comparaison des déplacements axiaux (cas sismique 1)	117
Figure 86. Déplacement latéral des pieux (cas sismique 1)	117
Figure 87. Les contraintes de compression à la face avant des pieux (cas sismique 1)	118
Figure 88. Les contraintes de traction à la face arrière des pieux (cas sismique 1).....	118
Figure 89. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation.....	119
Figure 90. Le tassement des pieux (cas sismique 2).....	119
Figure 91. Comparaison des déplacements axiaux (cas sismique 2).	120
Figure 92. Déplacement latéral des pieux de la fondation (cas sismique 2).....	120
Figure 93. Courbe des contraintes de tractions dans les pieux (cas sismique 2).	121
Figure 94. Courbe des contraintes de compression dans les pieux (cas sismique 2).	121

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1. Valeur indicatives de δ d'après (BROMS, 1981).....	16
Tableau 2. Valeurs de coefficient A d'après Terzaghi (1955).....	39
Tableau 3. Facteur rhéologique α pour divers types de sols d'après Fascicule 62 (1992).....	39
Tableau 4. Valeur du paramètre K.....	40
Tableau 5. Coefficient de (MATLOCK & REESE, 1960).....	46
Tableau 6. Valeurs recommandées pour nh et β pour des chargements statiques et cycliques dans le sable.....	57
Tableau 7. Valeurs recommandées pour ξ , β et β' dans l'argile.....	57
Tableau 8. Facteur d'interaction pour la réponse de couples de pieux en effort- déplacement $\alpha\pi y$ et moment-rotation $\alpha m\theta$ d'après (BARTON,PANDE, 1982).....	63
Tableau 9. Caractéristiques mécaniques.....	80
Tableau 10. Caractéristiques géométriques.....	80
Tableau 11. Caractéristiques du chargement.....	80
Tableau 12. Caractéristique mécanique du modèle.....	91
Tableau 13. Caractéristique géométrique du modèle.....	91
Tableau 14. Valeurs de déplacement de chaque profondeur en fonction de coefficient de frottement.....	95
Tableau 15. Valeurs de déplacement (mm) de chaque profondeur en fonction de coefficient de frottement.....	97
Tableau 16. Valeurs du déplacement de chaque profondeur (modèle avec contact et sans contact).	98
Tableau 17. Caractéristique mécanique du modèle.....	103
Tableau 18. Caractéristique géométrique du modèle.....	104
Tableau 19. Caractéristiques du chargement.....	104

NOTATIONS

A_y : coefficient de déplacement cas A
 B_y : coefficient de déplacement cas B
 C_f : la cohésion de contact
 C_u : cohésion non drainé de sable
 D : diamètre du pieu
 D_0 : diamètre de référence
 D_{50} : diamètre moyen des grains de sol
 D_r : densité relative
 E_P : module d'Young de pieu
 E_M : module pressiométrique
 E_S : module de réaction du sol
 \bar{G} : module de cisaillement moyen du sol
 G_b : module de cisaillement du sol sous la pointe du pieu
 G_L : module de cisaillement du sol à la cote L
 I_p : moment d'inertie de la section transversal
 K : paramètre du sol donné par Bowles
 k_0 : coefficient de pression des terres au repos
 k_a : coefficient de pression des terres active
 k_c : module de réaction dans une argile
 k_h : la rigidité normale (MPa/m)
 K_h : coefficient de réaction du sol
 k_f : module de réaction frontale
 K_R : facteur de rigidité du pieu
 k_s : module de réaction latérale du sable
 K_{sx} : rigidité élastique de cisaillement dans la direction x
 K_{sy} : rigidité élastique de cisaillement dans la direction y
 k_t : la rigidité tangentielle (MPa/m)
 L : longueur du pieu
 L_s : longueur sur laquelle est calculé le frottement
 l_0 : longueur de transfert
 M : moment fléchissant
 M_0 : moment sollicitant en tête
 N_p : constante semi empirique

p : pression du sol
 P : réaction du sol
 P'_0 : pression effective (après excavation)
 P_d : résistance latérale de dimensionnement
 P_m : facteur multiplicateur sur les pressions
 P_u : réaction ultime du sol a la profondeur z
 q_c : résistance de pointe
 q_s : frottement latéral unitaire
 Q_0 : chargement axial en tête
 Q_P : effort de pointe
 Q_S : effort de frottement latéral
 r_m : le rayon a partir duquel les déplacements verticaux son négligeables dans le sol.
 R_t : résistance de l'interface a la traction
 S : le tassement du pieu
 t : épaisseur de l'interface
 T : facteur de rigidité
 u_n : déplacement normal relatif
 u_t : déplacement tangentiel relatif
 V : effort tranchant
 y : le déplacement latéral du sol
 y_0 : déplacement en tête du pieu
 Y_A, Y_B : déplacement causé par le moment
 Z : profondeur de sol
 Z' : coefficient de profondeur
 Z'_{max} : coefficient de profondeur maximal
 Z_c : profondeur critique
 α : coefficient rhéologique
 α_{py} : facteur d'interaction effort-déplacement
 $\alpha_{m\theta}$: facteur d'interaction moment-rotation
 $\alpha_1, \beta_1, \gamma_1, \delta_1$: Canstantes d'integration
 β : angle de dispersion
 ε_n : la déformation normale
 ε_c : valeur moitié de la déformation
 φ : angle de frottement interne du sol
 ρ : le rapport du module de cisaillement
 λ : degré de fixation du pie
 μ^* : coefficient de frottement apparent
 μ : coefficient de frottement réel
 μL : La compressibilité du pieu
 τ : contrainte tangentielle
 τ_0 : contrainte de cisaillement correspond au rayon du pieu
 τ_{max} : contrainte de cisaillement max

σ_0 : contrainte normale initiale
 σ_n : contrainte normale
 δ : angle de frottement de l'interface
 γ : poids volumique du sol
 Υ_t : la distorsion
 γ_{rz} : La distorsion verticale
 Υ_{mf} : coefficient de sécurité caractéristique du matériau
 Υ_m : facteur multiplicateur sur les déplacements
 ψ : angle de dilatance
 θ : la rotation
 $\Phi(z)$: fonction de déplacement de sol
 n_h : constante de réaction du sol
 ζ : Un facteur égal au logarithme du rapport du rayon r_m au rayon r_0

REMARQUE : Dans toute le mémoire, on considère qu'il n y a pas d'eau.

INTRODUCTION GENERALE

Tout calcul et dimensionnement d'un ouvrage en génie civil doit être rigoureux. A cet effet, une bonne connaissance et une analyse approfondie du problème s'imposent, notamment pour les constructions classées de grandes importances. Alors, l'Ingénieur doit prendre en considération l'ensemble des facteurs qui peuvent affecter de manière non négligeable les résultats de ces calculs. Parmi eux, on trouve l'interaction sol-structure qui constitue des problèmes très réputés en génie civil. Les fondations profondes (les pieux) sont utilisés dans plusieurs domaines : dans les fondations des ponts (viaducs), les gratte-ciels, les silos, etc.

Le comportement des ouvrages de Génie Civil tels que les murs de soutènement, les renforcements, les tunnels et les fondations est un problème d'interaction sol-structure. A présent, il est communément admis que, dans le cadre de l'étude de l'interaction sol-pieux, la transmission des efforts, de la structure vers le sol, se fait à travers une fine couche de sol en contact avec les pieux appelée "interface". L'interface est le siège de phénomène mécanique complexe : elle génère des localisations de contraintes et des déformations et des concentrations de contraintes significatives. Ces phénomènes sont fortement influencés par les caractéristiques mécaniques du sol et de l'élément structural (pieux), généralement très contrastés. La rupture est souvent observée au sein de cette couche. Il en résulte que pour une modélisation correcte d'un ouvrage en géotechnique, il est important de prendre en compte le comportement particulier de cette interface. C'est particulièrement vrai pour les fondations profondes, où la description du comportement en termes de frottement mobilisé, doit nécessairement passer par la modélisation de cette région fortement sollicitée.

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique ont pour but de caractériser le comportement mécanique de l'interface entre le sol et les pieux rigides (en béton), et de modéliser le comportement de pieux isolés sous chargement statique axial et latéral et les appliquer sur un groupe de pieu.

Ces travaux se situent dans la suite du traitement d'un modèle de comportement de l'interface. L'objectif de cette recherche est d'une part valider ce

modèle bidimensionnel et tridimensionnel pour un pieu isolé en modélisant le comportement de pieu modèle et en vraie grandeur en le comparant aux résultats des calculs analytiques et à des études déjà réalisées, et d'autre part, de le généraliser au cas d'un groupe de pieux, en l'appliquant pour une fondation d'une pile de pont qui rentre dans le cadre du projet d'évitement de la ville de Kherrata .

Le mémoire présenté est structuré en quatre chapitres.

Le premier chapitre s'intéresse aux fondations profondes en citant les principaux types des pieux, leur mode d'exécution et leurs principes de fonctionnement.

Le deuxième chapitre retrace les bases de la caractérisation mécanique de l'interface sol-structure, en mettant l'accent sur différents types d'éléments de contact ainsi que les modèles utilisés pour la modélisation du comportement de l'interface. Dans un autre volet, la modélisation du comportement des pieux sous charges axiales et latérales est analysée.

Le troisième chapitre est consacré aux méthodes de calcul des pieux sous chargement axial et latéral, en mettant l'accent sur les différentes méthodes analytiques citées par différents auteurs, et au calcul numérique en présentant les logiciels ABAQUS et Plaxis.

Le quatrième chapitre concerne la modélisation d'un pieu isolé implanté dans différents types de sol (élastique, élastoplastique), sollicité avec des charges axiales et latérales, en suite on s'intéresse à l'étude du comportement d'un groupe de pieux.

CHAPITRE 1

GENERALITES SUR LES FONDATIONS PROFONDES

1.1 Introduction

On présente dans ce chapitre quelques connaissances générales sur les fondations sur des pieux. D'après le (D.T.R BC, 1994), une fondation est considérée comme profonde lorsque $L/D \geq 6$ et $L \geq 3m$, avec L : longueur du pieu et D : diamètre du pieu.

Les caractéristiques mécaniques du matériau constituant le pieu sont plus élevées comparées avec celles des sols. Pour cette raison, ces derniers sont fréquemment considérés comme élastique pour les sollicitations habituelles.

Le comportement de ces matériaux peut être décrit simplement par la loi de Hooke, donc pour dimensionner le pieu on a besoin seulement de 2 paramètres : le module de Young et le coefficient de Poisson.

Les pieux sont généralement utilisés comme fondations profondes pour les grands ouvrages tels que les centrales nucléaires, les ponts, les tours, les structures offshore ou lorsque les couches de sol proches de la surface présentent des caractéristiques mécaniques faibles. Les sollicitations exercées sur une fondation profonde sont de deux types :

- Sollicitations dues à la superstructure
- Sollicitations dues au sol en contact avec la fondation (action de freinages, poussée horizontale des terres, séisme, etc...)

La capacité portante d'un pieu est le minimum des deux valeurs suivantes:

- La charge admissible obtenue par division de la charge ultime de rupture par un coefficient de sécurité.
- La charge correspondante à un déplacement admissible. (PRAKASH & SHARMA, 1990)

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux dépendent de deux facteurs importants : le type de sol où sont placés les pieux et la nature de la charge appliquée sur eux (verticale ou horizontale). On distingue plusieurs types de pieux. Traditionnellement les pieux sont classés soit suivant la nature du matériau constitutif (bois, métal, béton,...), soit suivant le mode de leur placement dans le sol (pieux battus, pieux forés). Les charges supportées par les pieux peuvent être des charges axiales ou latérales. , (FRANK, 1999)

1.2 Définition d'un pieu

Un pieu est une fondation profonde qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

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

Outre le chargement axial dû au poids et 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. Le chargement peut être statique, comme l'effet de la poussée de terres sur une culée de pont. Il peut être cyclique, comme l'effet de la houle sur les plateformes offshore. Enfin, le chargement peut être 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-structure.

Différentes voies de recherches sur ce problème peuvent être envisagées :

- L'approche théorique, où la difficulté réside dans la modélisation du comportement du système sol-fondation.

Devant la complexité du problème liée à la multitude des facteurs entrant en jeu d'une part, et la rhéologie mal connue des sols d'autre part, les méthodes actuelles de dimensionnement des fondations profondes sous chargement latéral se basent sur des hypothèses simplificatrices qui ne représentent pas le comportement réel de la fondation ;

- L'expérimentation sur des ouvrages en vraie grandeur. Elle est limitée par les coûts, les délais et la quasi impossibilité d'effectuer des études paramétriques.
- L'étude sur des modèles réduits. Les forces de masse sont prépondérantes en mécanique des sols. Or, la réduction des dimensions de l'ouvrage ne doit pas modifier son comportement. Il est donc nécessaire d'augmenter les forces de masse du modèle.

La technique actuellement utilisée consiste à centrifuger le modèle.

Les 3 parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes

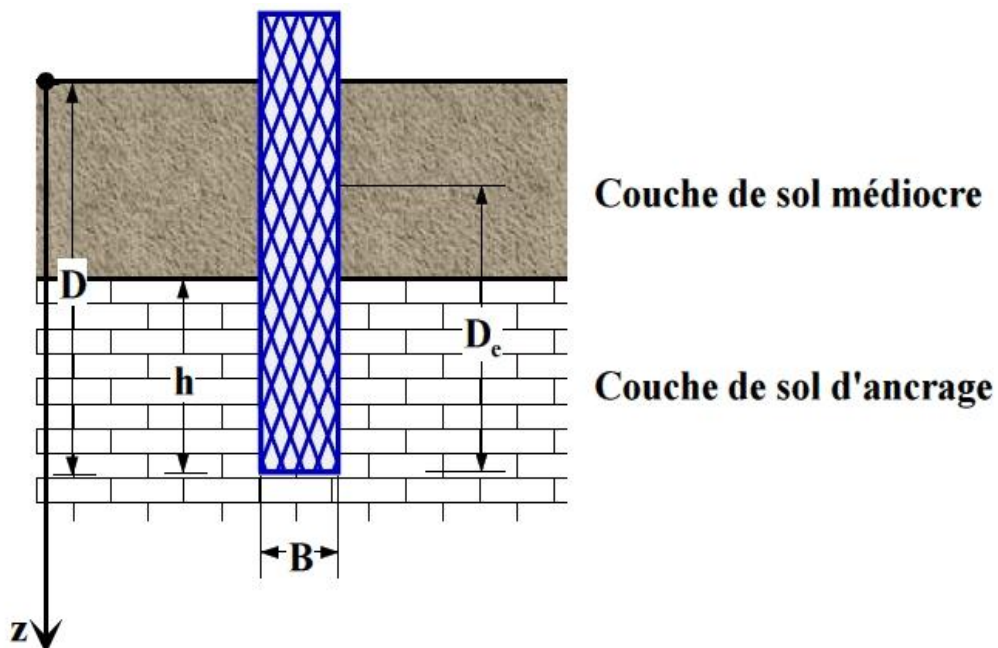


Figure 1. Pieu dans un massif de sol (Technique de l'Ingénieur)

1.3 Principaux types de pieux

Les principaux types de pieux sont les suivants :

1.3.1 Les pieux exécutés en place sans extraction de terre (pieux battus):

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds ils représentent les pieux battus moulés.

L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

Le sabot, pointe d'acier ou en fonte qui assure la pénétration du pieu dans le sol, le corps de section carrée, polygonale ou circulaire, et la tête réalisée en béton fretté pour résister au battage et souvent surmontée d'un casque de battage nécessaire pour éviter sa détérioration.

Les pieux battus sont moins utilisés car ils ont les inconvénients suivants :

- ils doivent être fabriqués soit sur chantier, soit partiellement en usine, et doivent être suffisamment résistants pour être battus. Il faut attendre en général 28 jours. Ils sont fabriqués par lot. Chaque pieu d'un même lot doit être identique aux autres.
- leur ferrailage doit être calculé de façon à résister aux manutentions, au stockage, au battage et au fonctionnement en service. Il faut donc tenir compte de toutes ces étapes dans la vie du pieu.
- la couche résistante doit être connue complètement, doit être horizontale et constante, car le pieu a une longueur fixe au départ.

1.3.1.1 Pieux battus en métal

On utilise des profilés en forme de O (tube), de (H) a grosse âme , et des palplanches , en élément d'une longueur de moins de 5 m soudés et mis en œuvre par battage au mouton diesel ou par vibration au vibro-fonceur.

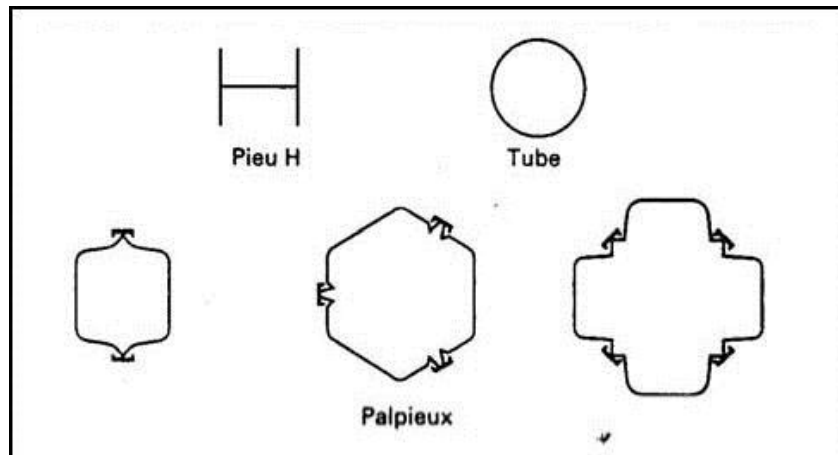


Figure 2. Types des pieux battus en métal (Technique de l'Ingénieur)

1.3.1.2 Pieu battus en bois

Les pieux en bois ont été très utilisés dans le passé en fondations pour des ouvrages importants. Ils ne sont maintenant utilisés que dans les pays où les arbres sont abondants. Le bois est alors traité. Il faut éviter le pourrissement dû à la présence de la nappe phréatique.

1.3.1.3 Pieux battus pilonnés

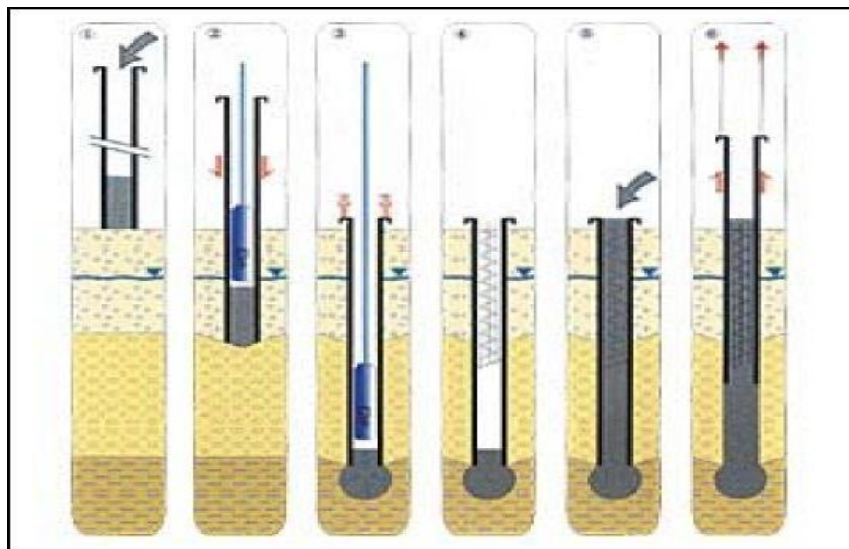


Figure 3. Mise en œuvre des pieux battus pilonnés (Technique de l'Ingénieur)

- 1 – Mise en fiche, réglage, confection d'un bouchon en béton
- 2 – Pilonnage en fond de tube du bouchon en béton et entraînement du tube qui refoule le sol
- 3 – Réalisation de la base élargie dans la couche d'ancrage
- 4 – Mise en place d'armatures partielles ou toute hauteur.

5 – Bétonnage sans présence d'eau.

6 – Extraction du tube de telle sorte.

Remarque : Ce procédé est sans nuisance sonore. Le sol est comprimé. Les diamètres sont de 40 à 65 cm.

1.3.1.4 Pieux moulés à tube battu :

1 – Mise en fiche, réglage, pose d'une plaque métallique perdue.

2 – Fonçage par battage par mouton en tête du tube.

3 – Mise en place d'armatures partielles ou toute hauteur.

4 – Bétonnage sans présence d'eau.

5 – Extraction du tube (vibré si nécessaire).



Figure 4. Mode d'exécution d'un pieu battu (Technique de l'Ingénieur)

Remarque : Ce procédé permet des diamètres compris entre 40 et 65 cm car le sol est fortement comprimé.

- Il permet qu'il n'y ait pas de déblais.
- Son exécution est rapide.

La profondeur ne peut être trop importante à cause d'une forte adhérence sol – tube. (19 m maximum).

1.3.1.5 Pieux vissés moulés

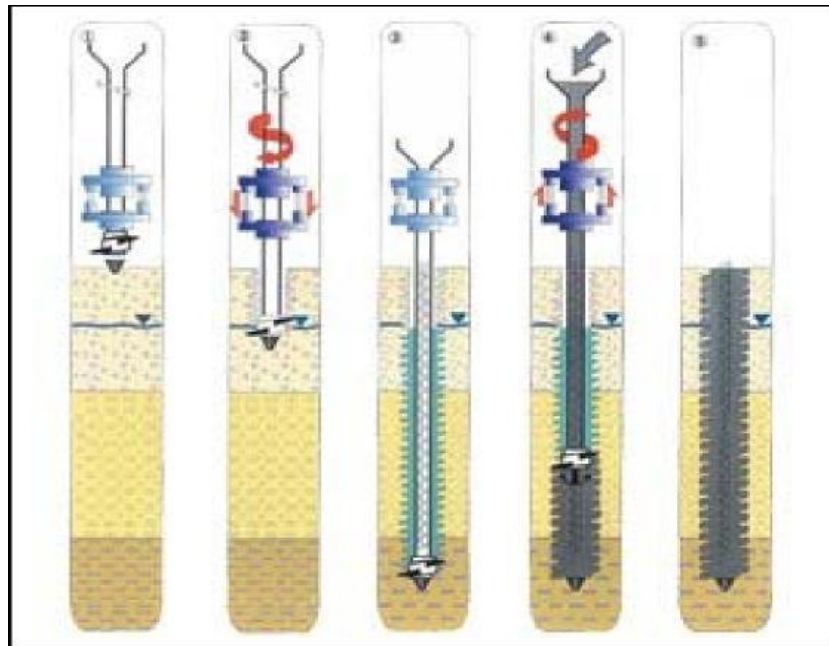


Figure 5. Mise en œuvre d'un pieu vissé moulé (Technique de l'Ingénieur)

- 1 – Mise en fiche, réglage et pose d'une pointe perdue forage.
- 2 – L'outil est foncé par combinaison du vissage et du fonçage dans le sol refoulé (mouvements de rotation et de translation vers le bas).
- 3 – Remplissage de l'entonnoir et du tube de béton pour la totalité du pieu. En dévissant l'outil et en le remontant, le béton remplit l'empreinte laissée par la tarière car la pression exercée par le béton est supérieure à celle exercée par le sol, vu la très grande hauteur de béton.

Remarque : Ce procédé est rapide. Le chantier reste propre. Il est exécuté sans extraction de terre et sans vibration. Mais son diamètre est limité (42 à 61 cm) et sa profondeur aussi (22 m).



Figure 6. La machine spécialement conçue pour l'exécution complète des pieux vissés moulés (Technique de l'Ingénieur)

1.3.2 Les pieux exécutés avec extraction de la terre (pieux forés) :

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

On fera une place à part aux pieux à la tarière creuse qui ont connu un très fort développement ces dix dernières années et qui sont très utilisées dans les fondations de bâtiment et les ouvrages d'arts. Le principe consiste à visser dans le sol une tarière à axe creux sur une longueur totale au moins égale à la longueur du pieu à réaliser, puis à l'extraire du sol sans dévisser pendant que, simultanément, le béton est injecté par l'axe creux de la tarière. On distingue trois types de tarière creuse :

- les tarières creuses sans enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (type 1), les tarières creuses (type 2) avec enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression de béton, quantité de béton),
- Les mêmes tarières équipées en plus d'un tube de bétonnage télescopable rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant le bétonnage (type 3) Ces pieux ne peuvent, évidemment, être armés qu'après l'opération de bétonnage. La mise en place des armatures sous leur propre poids ou par vibration devient délicate pour des pieux d'une longueur supérieure à 12 -15m.

Au-delà, des techniques de béton armé de fibres en acier ont été développées et permettent d'injecter directement dans le sol les fibres mélangées au béton. Grâce à l'amélioration spectaculaire du matériel de forage on peut exécuter des pieux de 600 à 1200mm de diamètre jusqu'à des profondeurs allant jusqu'à 30-35m. Actuellement les pieux à la tarière creuse sont parmi les moins chers sur le marché.

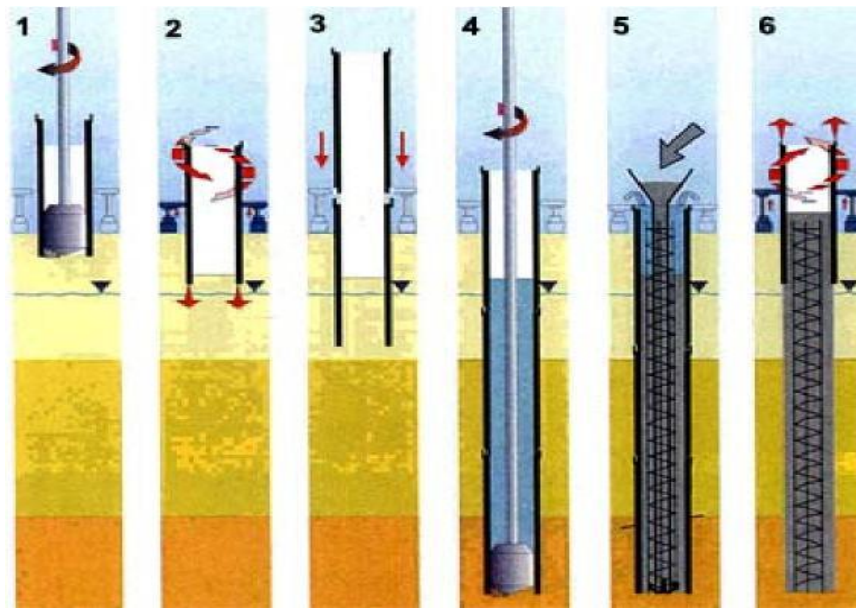


Figure 7. Mode d'opérateur des pieux forés tubé (Technique de l'Ingénieur)

Ces photos ont été prises lors de la réalisation du viaduc de Kherrata durant notre stage pratique.



Figure 8.1. Le forage des pieux d'armature



Figure 8.2. Mise en place de la cage



Figure 8.3. Le renforcement de la zone de recouvrement



Figure 8.4. Le bétonnage à l'aide du tube plongeur



Figure 8.5.Le recepage des pieux



Figure 8.6.Ferraillage de la semelle après le recepage

Figure 8. Projet d'évitement de la ville de Kherrata (viaduc de 600 ml) « stage pratique »

1.4 Choix du type de pieu :

Ainsi le choix du type de pieu dépend :

- de la nature des couches rencontrées dans le terrain,
- de la présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines,
- des charges à reprendre,
- de l'environnement du chantier,
- du coût d'exécution,
- et du matériel et de la technicité de l'entreprise.

1.5 Principe de fonctionnement

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte :

- Par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté (Q_p))
- Par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté (Q_s))

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- la surface de contact entre le pieu et le sol
- au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latéral, coefficient de frottement interne du sol)
- Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif)

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol a tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.

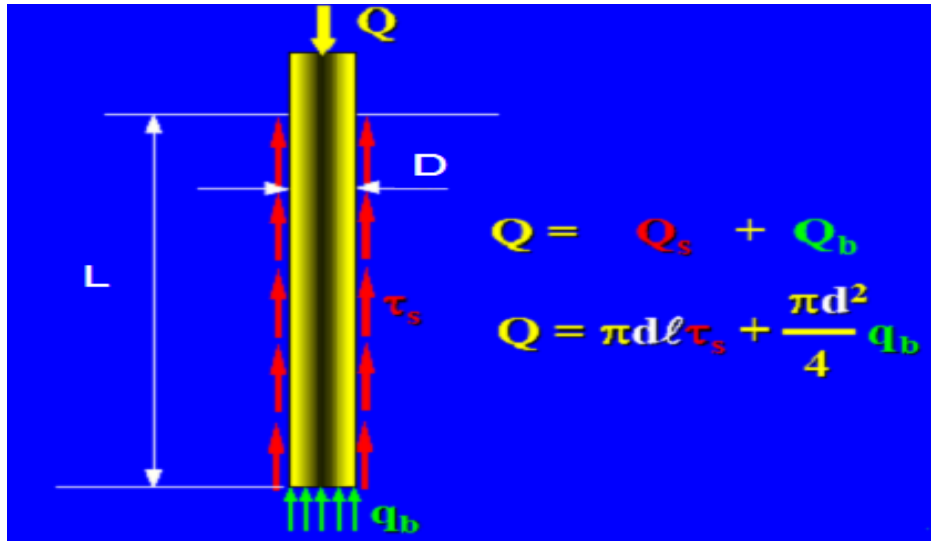


Figure 9. Résistance de pieu en pointe et en frottements latéraux (Technique de l'Ingénieur)

CHAPITRE 2

GENERALITES SUR LES INTERFACES ET

LE COMPORTEMENT DES PIEUX

2.1 Introduction

La compréhension de l'aspect complexe de l'interaction sol-structure et des déformations du sol qui en résultent permet de bien maîtriser les nouvelles techniques de modélisation et de construction des ouvrages où le problème de l'interaction sol-structure se pose très souvent. Dans ce mémoire, nous allons nous intéresser à l'interaction mécanique entre le sol et un pieu en conditions statiques ; une attention particulière est accordée aux sols granulaires. L'interaction entre le pieu et le sol met en jeu une zone de transmission des contraintes et des déformations. Cette zone est définie comme une fine couche de sol, communément appelée "interface".

Nous présentons par la suite une étude bibliographique du problème d'interaction sol-structure qui concerne de vastes sujets abordés depuis relativement longtemps. Une revue des caractéristiques expérimentales et de modélisation de l'interface est présentée, suivie de généralités sur le comportement mécanique des pieux, le calcul de leur capacité portante et leur modélisation numérique. Dans la plupart des cas, les travaux les plus récents sont cités

2.2 Définitions de l'interface par des différents auteurs

(PLYTAS, 1985) Appelle interface, la fine zone de sol siège de grands changements de Structure et de rupture de grains dûs au cisaillement localisé intervenant au contact d'une inclusion dans le sol, sollicitée axialement.

(BOULON M. , 1988) Définit les interfaces sol-structure comme étant de purs concepts. Ils sont, dit-il, constitués principalement par une partie du sol au contact avec la structure, et secondairement, parfois ; par quelques particules arrachées à la structure.

(HOTEIT, 1990) Définit l'interface comme étant une limite commune de deux systèmes permettant des échanges entre ceux-ci.

(HASSAN, 1995) Définit l'interface comme une frontière commune à deux systèmes différents à travers laquelle des échanges ont lieu. Elle est également décrite comme une discontinuité entre deux matériaux aux propriétés différentes.

(DESAI & RIGBY, 1995): Ou, encore, comme une zone mince de sol "remanié" (perturbé) au contact direct de la structure.

(DESAI & TOTH, 1996) ; (De Gennaro, 1999); D'un point de vue géométrique, l'interface sol-structure est définie comme la fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant.

(DE GENNARO .. , 1999), (CAI & UGAI, 2002): Les problèmes d'interaction sol-structure ainsi que les problèmes reliés à la mécanique des joints dans les roches dépendent principalement du comportement de cette interface. La réponse des systèmes sol-structure comme les fondations profondes et superficielles, les tunnels, les murs de soutènement, la terre armée, aux chargements monotones ou cycliques est ainsi influencée par les caractéristiques des interfaces.

2.3 Caractéristiques du comportement de l'interface sol structure

2.3.1 Notion de coefficient de frottement

(LERAT, 1996) Reprend la définition d' (ALIMI, BACOT, LAREAL, LONG, & SCHLOSSER, 1977) sur le coefficient de frottement Apparent μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{\tau_{max}}{\sigma_0} \quad (2.1)$$

- τ_{max} est la contrainte de cisaillement maximale
- σ_0 est la contrainte normale initiale.

Ce coefficient peut être fortement supérieur au coefficient de frottement réel μ :

$$\mu = \frac{\tau_{max}}{\sigma_0 + \Delta\sigma(\tau_{max})} = \frac{\tau_{max}}{\sigma(\tau_{max})} \quad (2.2)$$

$\Delta\sigma(\tau_{\max})$ est l'accroissement de contrainte normale. Ceci est dû au phénomène de dilatance empêchée généré au sein de l'interface (SCHLOSSER & GUILLOUX, 1981).

2.3.2 Notion d'angle de frottement sol-structure

Parmi les facteurs qui ont une influence sur la valeur de l'angle de frottement sol-structure δ , (SCHLOSSER, 1991) cite :

- la rugosité de la structure,
- l'angle de frottement interne du sol φ ,
- le tassement relatif entre la structure et le sol.

La mesure du coefficient de frottement réel sol-structure ($\mu = \tau/\sigma_n$) détermine immédiatement la valeur absolue de l'angle δ ($\delta = \tan^{-1}(\mu)$). L'angle δ peut varier entre 0 et φ . Les praticiens fixent la valeur de δ en fonction de φ , en précisant la nature de la surface de contact : de lisse à rugueuse. La pratique française consiste à prendre pour l'angle δ les valeurs : 0 pour une surface lisse, $1/3 \varphi$ pour une surface peu rugueuse, et $2/3 \varphi$ pour une surface rugueuse (MESTAT & PRAT, 1999), estiment que l'angle δ peut être égal ou supérieur à celui du sol granulaire, si la taille des aspérités de la surface de la structure est supérieure au diamètre moyen des grains du sol "D₅₀" ; en conséquence la surface de cisaillement se produit à l'intérieur de l'échantillon de sable. (YOSHIMI & KISHIDA, 1981) Montrent que la rupture se produit à l'interface sol-pieu pour les sols granulaires, sauf si le pieu est très rugueux. (LELAND & KRAFT, 1991) Suggèrent que pour un pieu en acier δ/φ est de 0,7 pour du sable silteux, alors que pour du sable calcaire le rapport devient égal à 0,6. (MOORMANN, 2002) affirme que pour une interface sol-béton rugueux, $\delta = \varphi$. Enfin, l' (EUROCODE 7, 2004) convient de limiter δ à $2/3\varphi$ dans le cas des ouvrages de soutènement préfabriqués pour les interfaces sol-béton et suggère $\delta = \varphi$ quand l'ouvrage de soutènement est en béton coulé en place.

Tableau 1. Valeur indicatives de δ d'après (BROMS, 1981).

Type de pieu	Δ
Pieu en acier	20 degrés
Pieu battu en béton rugueux	0.75φ
Pieu battu en béton lisse	0.75φ
Pieu foré	0.75φ
Pieu en bois conique	0.75φ

2.3.3 Epaisseur d'interface

La couche d'interface peut être visualisée au cours des essais au laboratoire à l'aide des photographies, radiographies, etc. L'épaisseur de la couche d'interface, qui se forme dans un milieu granulaire au contact avec un élément de structure, dépend essentiellement de la taille des grains, de la densité du matériau, de la rugosité de l'interface et des conditions aux limites extérieures. (UNTERREINER, 1994) affirme que l'épaisseur d'une couche d'interface n'est pas une caractéristique intrinsèque au sol et à l'interface, mais plutôt le résultat du problème aux limites étudié pour une géométrie donnée. (HASSAN, 1995) a présenté l'étude la plus détaillée réalisée sur le comportement individuel des grains dans la zone d'interface (étude microscopique). En plus de la détermination de l'épaisseur de cette couche, les champs de déformation de l'échantillon et la rotation de quelques grains marqués ont été soigneusement examinés. L'auteur a constaté que l'épaisseur de la couche d'interface diminue avec la densité. (LERAT, 1996) a observé la couche d'interface en faisant simultanément des prises photographiques et des vidéos. Il a montré clairement que l'épaisseur de la couche d'interface augmente pour des rugosités élevées. Plusieurs autres auteurs ont observé l'épaisseur de la couche d'interface pour différents types d'essais, de sol et de rugosité de structure.

2.4 Comportement d'interface entre le sol et le pieu

La modélisation du comportement d'un pieu dans un massif constitue un bon exemple d'interaction sol-structure. Les principaux paramètres de l'interaction sol-pieu sont :

Pour les sols pulvérulents : la densité initiale du sol, le chemin des contraintes de cisaillement, la géométrie et les propriétés mécaniques des grains constituant le sol, la rugosité et la dureté de la structure :

Pour les sols cohérents : l'adhérence entre le sol et le fût du pieu, les surpressions interstitielles, la rigidité et la dureté de la structure,

Une modélisation mécanique réaliste doit donc prendre en compte les zones de contact, les frottements, les glissements et le décollement qui peuvent apparaître aux différentes interfaces, mais aussi le comportement spécifique de la zone de sol immédiatement en interaction avec le pieu. (PHILIPPE, MESTAT; MICHEL, PRAT, septembre 1999) Le comportement de l'interface entre le sol et le pieu est souvent représenté par une loi de frottement de Coulomb :

$$|\tau| + \sigma \tan \delta - c_f \leq 0 \quad (2.3)$$

- c_f : représente la cohésion du contact

- δ : l'angle de frottement de l'interface
- τ : c'est la contrainte tangentielle à l'interface
- σ la contrainte normale à l'interface.

Si ce critère est atteint, le sol et le pieu glissent l'un par rapport à l'autre et seuls les déplacements normaux restent continus.

Il peut également se produire un décollement entre le pieu et le sol lorsque la contrainte normale atteint la limite de résistance en traction. Cet état est caractérisé par les conditions suivantes :

- Si $\sigma < R_t$, alors $\sigma \neq 0$. Il n'y a pas de décollement au point considéré, mais le point peut être collé ou en état de glissement ;
- $\sigma > R_t$, alors $\sigma = \tau = 0$. En ce point, il se produit un décollement entre les deux solides précédemment en contact (création de deux bords libres).

R_t : désigne la résistance à la traction de l'interface ; sa valeur est généralement prise égale à zéro, ou une valeur très faible (quelques kilo pascal).

Le comportement global du milieu avec discontinuité conduit donc à un problème de mécanique non linéaire ; la méthode de la résolution consiste à adopter un processus itératif combinant des interactions de plasticité pour le « massif » et des itérations de rigidité pour la « zone de contact ». (PHILIPPE, MESTAT; MICHEL, PRAT, september 1999).

2.4.1 Facteurs influant sur le comportement d'une fondation profonde

Des bâtiments, des ponts, des structures offshore ou encore des murs de soutènement sont souvent sur des fondations profondes. Généralement en béton armé. Leur comportement est alors lié aux aspects suivants :

- les caractéristiques géométriques des pieux (élancement, section, surface, surface latérale, rugosité), et éventuellement, du chevêtre qui les relie les uns aux autres.
- la méthode d'installation des pieux (battage, méthode vibratoire, visage, fonçage, forage puis moulage en place, etc.) :
- les forces, moments ou pressions appliqués et transmis aux pieux (compression, traction, sollicitation inclinées ou excentrées, sollicitations latérales, monotones ou cycliques, dynamiques) ;

- le comportement non linéaire de chaque pieux (écartement, allongement, flexion, torsion, cisaillement voire flambement) ;
- l'état de l'interface entre le sol et chaque pieu (glissement et frottement du sol long du fut) ;
- le comportement non linéaire du sol au voisinage immédiat du fut des pieux. A l'exception des pieux en acier (paroi lisse), le fut des pieux est relativement rugueux et donc le frottement latérale représente en partie le cisaillement du sol sur une certaine épaisseur (très localisée) ;
- le comportement non linéaire du sol près de la pointe des pieux.
- Trois différents comportements non linéaires, liées respectivement au sol, au pieu et leur interaction, doivent être considérées pour modéliser le comportement d'un pieu dans un massif de sol, Ce comportement dépend également de la technique de construction utilisée ; en effet, selon celle-ci :
- L'ordre de grandeur de la capacité portante (charge maximale supportable par le sol) peut être affecté, de même que la distribution de la charge dans le pieu ;
- Les contraintes dans le sol au voisinage du pieu et l'état même du sol (densité, propriétés mécaniques) sont souvent fortement modifiées. Ces contraintes dépendent du champ initial dans le massif de sol non perturbé, du poids du pieu, de l'interaction sol-pieu et de la reconsolidation du sol qui se produit après la mise en place de la structure ou à la fin de la construction de l'ouvrage ;
- Les contraintes résiduelles dans le pieu sont plus ou moins importantes.

La technique de construction doit donc être modélisée autant que c'est possible, car le champ de contrainte qui règne à la fin de l'installation dans le pieu et dans le sol à une grande influence sur le comportement futur de la fondation.

2.5 Modélisation du comportement de l'interface

A cause du caractère particulier des interfaces, plusieurs types de modèles ont été proposés. Le matériau d'interface a été supposé élastique linéaire; ou élastique non linéaire avec une relation contrainte-déformation de type hyperbolique dans les directions normale et tangentielle de la déformation. D'autres études font référence au cadre théorique de l'élastoplasticité. Citons d'abord les modèles élastiques parfaitement plastiques qui ont été proposés pour l'interface en s'appuyant sur l'analogie avec le comportement des joints rocheux. Des modèles

plus complexes ont également été proposés pour décrire le comportement de l'interface. Ces modèles incorporent un ou plusieurs des phénomènes suivants : l'écroutissage, le radoucissement, la contractance, la dilatance, l'endommagement. Dans ce qui suit, on fait état de l'art de quelques modèles élastoplastiques d'interface bidimensionnels, puis tridimensionnels. (BHATIA & BAKEER, 1989; YUAN & CHUA, 1992)

2.5.1 Modèles élastoplastiques bidimensionnels

L'interface sépare en général la surface de la structure et la surface du sol. Ces surfaces sont représentées généralement par des plans parallèles. La couche d'interface d'épaisseur t est identifiable expérimentalement par observation directe, la définition de son épaisseur est très variable en fonction des caractéristiques du sol et de l'inclusion (§ 2.3.3), ce qui modifie de manière importante les caractéristiques du comportement observé. De ce fait, les chercheurs évitent de formuler les lois d'interfaces en fonction des déformations (distorsion : $\gamma_t = \frac{u_t}{t}$ Ou déformation normale $\varepsilon_n = \frac{u_n}{t}$) car elles dépendent de l'épaisseur de l'interface, alors que les grandeurs cinématiques mesurables sont le déplacement normal relatif, u_n ou tangentiel relatif, u_t de l'interface. La modélisation bidimensionnelle impose donc l'utilisation des quatre variables suivantes : τ , σ_n , u_t , u_n . En général, les modèles utilisés prévoient une partie élastique caractérisée par une relation incrémentale entre les déplacements relatifs et les contraintes de la forme :

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \end{pmatrix} = K \begin{pmatrix} du_n^e \\ du_t^e \end{pmatrix} \quad \text{Avec} \quad K = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_t \end{bmatrix}$$

K_n et K_t sont respectivement la rigidité normale et tangentielle qui peuvent être déterminées à partir d'essais en laboratoire (KARABATAKIS & HATZIGOGOS, 2001) suivant les équations :

$$K_n = \frac{d\sigma_n}{du_n}$$

$$K_t = \frac{d\tau}{du_t}$$

2.5.1.1 Modèle élastique parfaitement plastique

Historiquement, la première utilisation des interfaces a concerné des analyses des joints rocheux. Pour reproduire le comportement des joints rocheux et des interfaces, la plupart des auteurs ont considéré des modèles linéaires élastiques

parfaitement plastiques utilisant le critère de rupture par cisaillement de Mohr-Coulomb comme surface de charge.

Les auteurs qui ont étudié les fractures des roches (PATTON, 1966); (GOODMAN, 1989) ont considéré l'influence de la rugosité des joints. En effet, l'angle de frottement d'un joint rugueux dont la surface des aspérités est inclinée d'un angle i est égal à $\varphi + i$. D'autre part, l'abrasion progressive des aspérités est à l'origine d'une stabilisation à une valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement pour les grands déplacements ce qui correspond à un angle de frottement résiduel φ_r (Figure 10a). Le critère de rupture est donc défini par une enveloppe bilinéaire. D'autres auteurs comme (DAY & POTTS, 1994,1998; DAY & POTTS, 1998) ont adopté un critère de rupture de Mohr-Coulomb plus simple (Figure 10b) avec une règle d'écoulement associée qui définit la fonction de charge F :

$$F = |\tau| + \sigma_n \tan c - c \quad (2.4)$$

Dans ce cas, lorsque la contrainte de cisaillement τ atteint la limite de rupture de Mohr-Coulomb, la valeur de la rigidité tangentielle devient nulle ; la rigidité normale reste la même. Par ailleurs, une règle d'écoulement non associée a aussi été utilisée pour éviter une surestimation de la dilatance plastique en considérant un angle de dilatance différent de l'angle de frottement (VAN LANGEN & VERMEER, 1991). Dans ce cas, le potentiel plastique s'écrit :

$$Q = |\tau| + \sigma_n \tan \Psi \quad (2.5)$$

Avec Ψ : angle de dilatance. Lorsque ce critère est restreint à une direction, il est dit critère orienté (DE GENNARO & FRANK, 2005). Il y a glissement entre le sol et la structure lorsque le critère est atteint. Dans ce cas, seuls les déplacements à l'interface deviennent discontinus. On peut aussi introduire un critère de décollement entre la structure et le sol atteint lorsque la contrainte normale à l'interface est égale à une valeur limite.

Les modèles élastoplastiques parfaits ne permettent pas de reproduire de manière adéquate, les réponses typiques mécaniques de l'interface observées expérimentalement notamment :

L'écrouissage progressif et le changement de phase (contractance-dilatance).

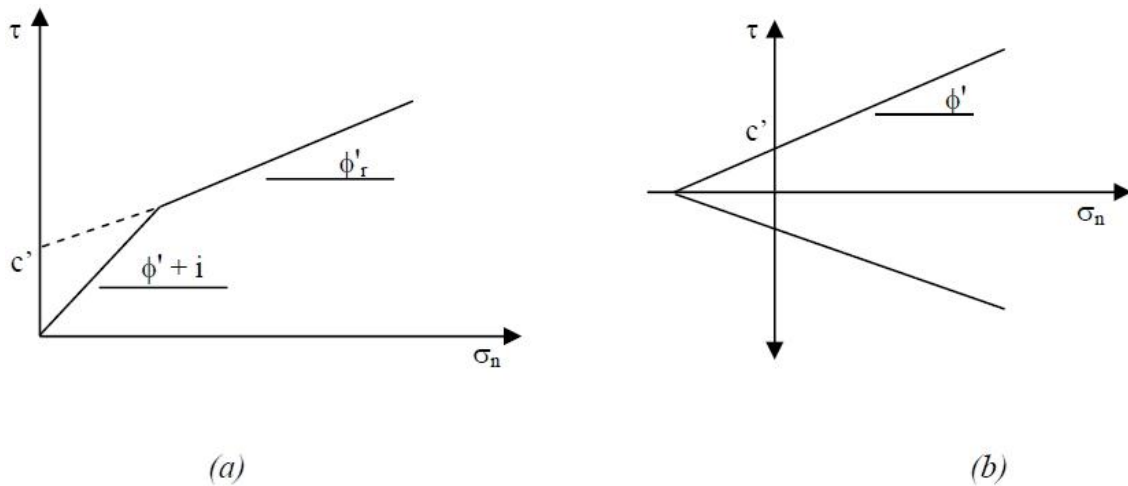


Figure 10. Critère de rupture de Mohr-Coulomb (a) Enveloppe bilinéaire pour les joints tenant compte des aspérités (GOODMAN, 1989) (b) Enveloppe linéaire pour les interfaces

2.5.2 Modèles élastoplastique tridimensionnels :

Le seul modèle dit "tridimensionnel" d'interface disponible dans la littérature est celui développé par (FAKHARIAN & EVGIN, 2000) en s'appuyant sur (DESAI & FISHMAN, 1991). Alors que la modélisation bidimensionnelle impose l'utilisation des variables τ , σ_n , u_t , u_n , le modèle tridimensionnel de (FAKHARIAN & EVGIN, 2000) considère les variables τ_x , τ_y , σ_n , u_x , u_y , u_n (Fig.). Le comportement élastique est décrit par la relation suivante :

$$\begin{bmatrix} d\sigma_n \\ d\tau_x \\ d\tau_y \end{bmatrix} = K \begin{bmatrix} dv^e \\ du_x^e \\ du_y^e \end{bmatrix} \quad \text{avec} \quad K = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_{sx} & 0 \\ 0 & 0 & K_{sy} \end{bmatrix}$$

K_n , K_{sx} et K_{sy} sont respectivement la rigidité élastique normale dans la direction z , la rigidité élastique de cisaillement dans la direction x et la rigidité élastique de cisaillement dans la direction y . Les auteurs admettent par hypothèse que les comportements élastiques normal et tangentiel ne sont pas couplés et que $K_{sx} = K_{sy}$. Le modèle est basé sur la formulation bidimensionnelle de (NAVAYOGARAJAH, DESAI, & KIOUSIS, 1992) mais considère en plus le cisaillement dans les deux directions du plan de l'interface. L'objectif de la modélisation est de pouvoir reproduire le comportement de l'interface à l'appareil tridimensionnel cyclique de cisaillement simple d'interface C3DSSI capable de mener des essais à contrainte normale constante ou à rigidité normale constante. Le modèle est capable de simuler la non associativité, le radoucissement, l'influence de la rugosité de l'interface et de reproduire, avec succès, des essais d'interface entre le sable et l'acier avec des chemins de contrainte tridimensionnels (en considérant le cisaillement dans les deux directions orthogonales).

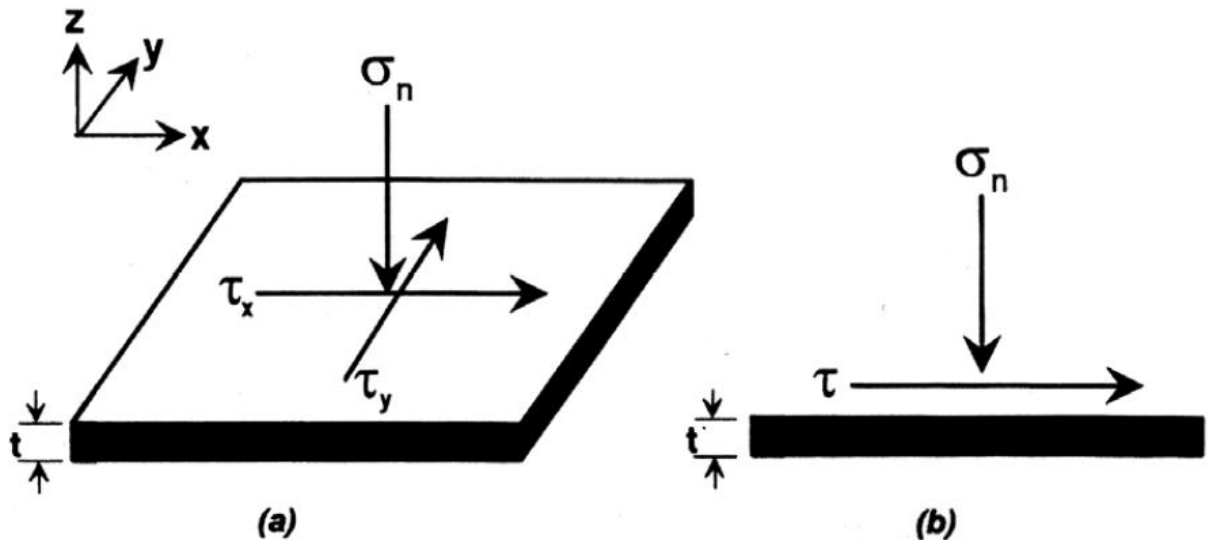


Figure 11. Contraintes agissant sur l'interface : (a) cas tridimensionnel, (b) cas bidimensionnel (FAKHARIAN & EVGIN, 2000).

2.6 Discrétisation par éléments finis du problème de contact en géotechnique

Pour les ouvrages géotechniques, la modélisation des contacts par éléments finis est une opération délicate, à cause des grandes dimensions que présentent les surfaces de contact et de la dilatance de l'interface au cours du cisaillement. Même dans le cas où on négligerait la dilatance, la programmation des algorithmes de résolution des éléments de contact demeure difficile (ZHENG & AL, 2004). Une étape importante dans la simulation du comportement de l'interface concerne la représentation de l'élément d'interface souvent sous forme d'éléments spéciaux par la méthode des éléments finis. Dans une interaction sol-structure, le mouvement relatif entre le sol et la structure peut se produire. L'utilisation d'éléments continus habituels, avec compatibilité des déplacements, empêche le mouvement relatif entre le sol et la structure (Figure 12 a). La compatibilité nodale de la méthode des éléments finis oblige le sol et la structure à se déplacer ensemble. C'est pour cela que des éléments d'interface spéciaux sont utilisés. Les avantages principaux de l'utilisation des éléments d'interface sont la possibilité de faire varier le comportement constitutif de l'interface et de permettre le mouvement relatif entre le sol et la structure. Dans ce cadre, beaucoup de méthodes ont été utilisées pour modéliser le comportement discontinu de l'interface sol-structure. Citons l'utilisation d'éléments sans épaisseur (Figure 12 b et c), les éléments de type couche mince (Figure 12 d) et les méthodes hybrides où sol et structure sont modélisés séparément et liés ensuite par des équations de compatibilité de différentes natures pour les forces et les déplacements.

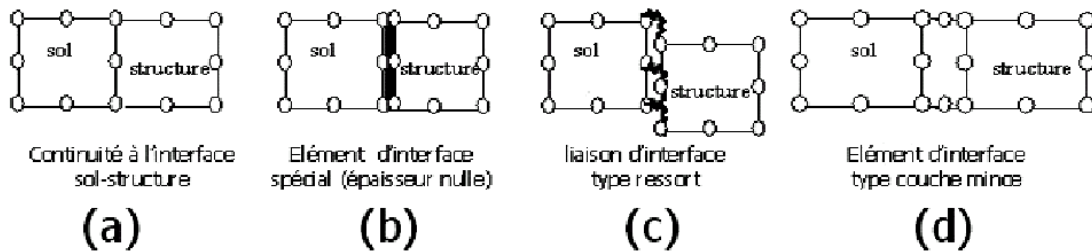


Figure 12. Discretisation numérique du problème de contact sol-structure

(POTTS & AL, 2002)

2.6.1 Éléments sans épaisseur

Les éléments sans épaisseur sont aussi appelés éléments joints ou "zero thickness elements". Ils ont été initialement développés par (GOODMAN, TAYLOR, & BREKKE, 1968) présentant 4 nœuds, 8 degrés de liberté et nommés "GTB ". Ces éléments ont subi plusieurs améliorations (DAY & POTTS, 1998; POTTS & AL, 2002). Pour ces éléments, les déplacements relatifs entre les nœuds sont les principales variables de déformation. Les déplacements relatifs sont reliés aux déplacements absolus en utilisant la matrice des fonctions d'interpolation. Il s'agit d'associer à chaque nœud d'un milieu, son homologue de l'autre milieu. Une utilisation de ces éléments consiste à considérer les liaisons ressorts qui se résument à des connexions entre les nœuds opposés (COUTINHO, M.A.D., SYDENSTRICKER, ALVES, & LANDAU, 2003). Ces auteurs ont dédoublé les points de contact entre les deux milieux et ont muni chaque doublet de deux ressorts fictifs (l'un tangentiel, l'autre normal à la surface de contact) (Figure 13a). Dans ce cas, les déplacements relatifs sont exprimés en fonction des déplacements absolus, par une matrice avec tous les termes sont nuls sauf ceux qui indiquent l'existence du ressort tangentiel ou normal. Les éléments développés par Hermann sont appelés "LRH". L'élément qui combine les avantages des éléments GTB (GOODMAN, TAYLOR, & BREKKE, 1968) et LRH (HERMANN, 1978) est appelé "macro-Element" (LK1) et est constitué de deux éléments GTB (Figure 13b) (KALIAKIN, 1995).

En général, la méthode de résolution des éléments sans épaisseur consiste à appliquer une méthode d'adaptation des rigidités; le glissement est obtenu en donnant une valeur très faible à la rigidité tangentielle si la contrainte de cisaillement franchit le seuil donné par un critère de frottement. Par ailleurs, si la contrainte normale est de traction, les deux rigidités (Tangentielle et normale) sont annulées afin de rendre compte d'un décollement à l'interface. Certains défauts associés aux éléments sans épaisseur ont été signalés, notamment en

termes d'effort normal à l'interface (SHARMA & DESAI, 1992). Le problème des points plastiques singuliers a également été abordé (VAN LANGEN & VERMEER, 1991). D'autres auteurs qui ont utilisé des éléments d'interface sans épaisseur (DAY & POTTS, 1994,1998), ont noté des problèmes de conditionnement numérique lorsque K_t et K_n dépassent $100 E$ (E module d'Young du sol adjacent). De plus, lorsqu'il y a un grand changement dans la matrice de rigidité dû à l'utilisation d'une interface non dilatante, des problèmes dans la convergence peuvent survenir dans le cas d'une solution de type Newton-Raphson pour laquelle la matrice de rigidité élastique est considérée constante ; dans ce cas, les auteurs préconisent l'utilisation d'une rigidité élastoplastique tangente à chaque étape de l'analyse, ce qui accélérerait la convergence. Enfin, l'utilisation des points d'intégration de Gauss peut aussi causer des problèmes numériques liés au fait que le déplacement relatif des nœuds affecte la contrainte en chaque point d'intégration qui est différent des nœuds ; ce problème peut être évité avec la méthode d'intégration de Newton Cotes où les points d'intégrations coïncident avec les nœuds. D'autre part, l'épaisseur nulle peut entraîner des singularités numériques dans le comportement de l'élément ; ceci peut être évité en lui attribuant, pour le calcul, une épaisseur très faible (MESTAT .. , 2001). D'autres auteurs comme (SCHELLEKENS & DE BORST, 1993) ont étendu l'approche de (GOODMAN, TAYLOR, & BREKKE, 1968) pour formuler une interface quadrilatère pour les analyses tridimensionnelles. Enfin, (BOUZID, TILIOUINE, & P.A., 2004) ont développé un élément d'interface axisymétrique à épaisseur nulle dont la formulation est compatible avec l'élément triangulaire à 6 nœuds et rectangulaire à 8 nœuds et prend en compte l'inclinaison de l'interface.

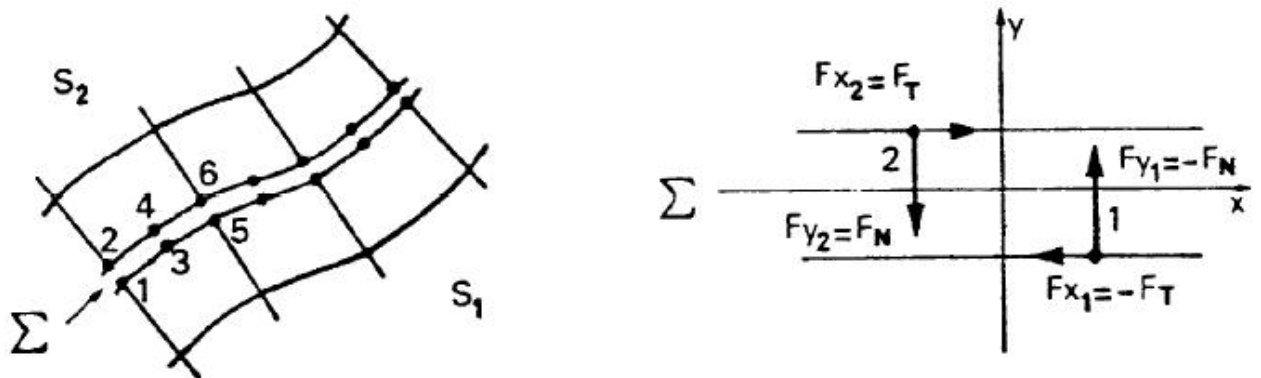


Figure 13. (a) Surface de discontinuité (b) Éléments d'interface à deux nœuds (Frank et al. 1982)

2.6.2 Éléments couche mince :

Le concept de couche mince ou "thin layer element" a été abordé par (DESAI & FARUQUE, 1984) qui ont considéré que la réponse de l'interface devrait être traitée par un modèle constitutif approprié. La formulation de l'élément type

couche mince est basée sur l'hypothèse que l'interface peut être remplacée par un élément de massif équivalent avec une petite épaisseur et une loi constitutive spéciale. L'utilisation de l'élément couche mince est longuement traité dans la littérature (DE GENNARO & FRANK, 2005).

Le problème de contact est modélisé en utilisant des éléments finis de massif isoparamétriques (Figure 13). Dans le cas bidimensionnel, les éléments type couche mince isoparamétriques les plus classiques sont à 8 nœuds, et ont pour degrés de liberté les déplacements relatifs entre le sol et la structure. L'élément présente quatre points d'intégration de Gauss. Une approche de type couche mince est adoptée par (FRANK, GUENOT, & HUMBERT, May 31-June 1982) associant à l'élément un modèle de comportement élastoplastique parfait avec un critère orienté dans une direction α . La direction des discontinuités α est imposée et est constante (Figure 14 a). Le critère de plasticité adopté est celui de Mohr Coulomb. Ce critère relie à la rupture la contrainte normale σ_n et la contrainte tangentielle τ de l'élément d'interface. En écrivant les vecteurs contraintes et déformations dans le repère local en fonction des contraintes et déformations dans le repère global. D'autres auteurs ont considéré cette approche pour simuler l'interface (DE GENNARO & FRANK, 2005).

$$\begin{bmatrix} \sigma_n \\ \tau \end{bmatrix} = T_\sigma \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix} \quad : \quad T_\sigma = \begin{bmatrix} \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha & -2 \sin \alpha \cos \alpha \\ -\cos \alpha \sin \alpha & \cos \alpha \sin \alpha & \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \gamma_t \end{bmatrix} = T_\varepsilon \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad : \quad T_\varepsilon = \begin{bmatrix} \sin^2 \alpha & \cos^2 \alpha & -\sin \alpha \cos \alpha \\ -2 \cos \alpha \sin \alpha & 2 \cos \alpha \sin \alpha & \cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha \end{bmatrix}$$

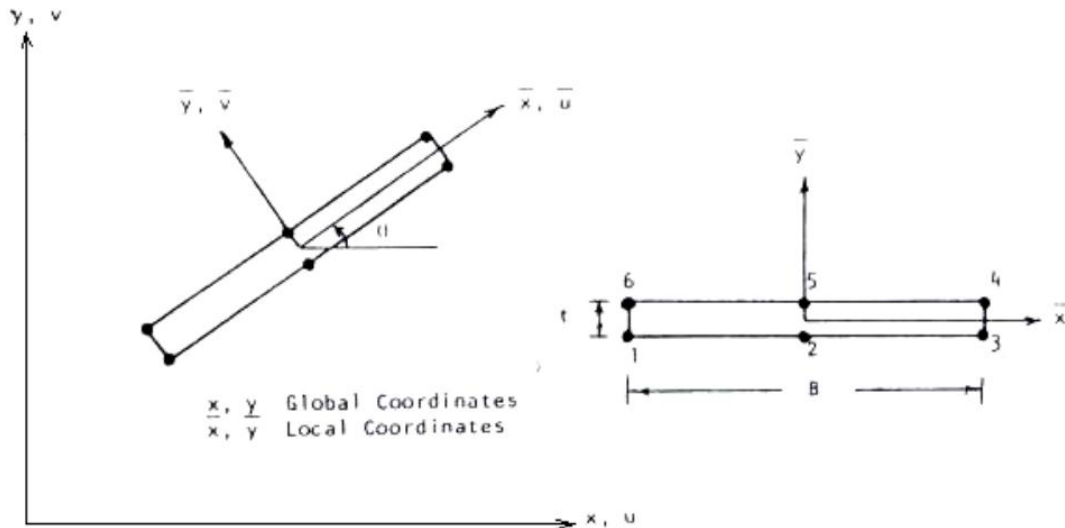


Figure 14. Élément couche mince à 6 nœuds (SHARMA & DESAI, 1992)

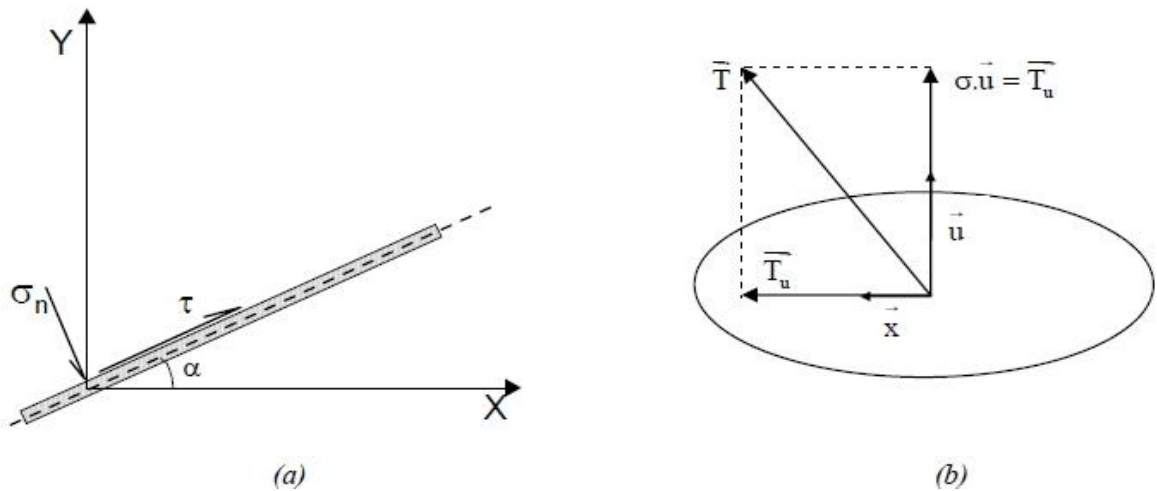


Figure 15. Critère orienté utilisé pour l'interface couche mince (a) cas bidimensionnel (b) cas tridimensionnel (FRANK, GUENOT, & HUMBERT, 1982).

2.7 Modélisation des pieux sous chargements axial et latéral

Note :

Dans notre cas on s'intéresse aux fondations profondes sur pieux forés donc on limitera la modélisation uniquement aux pieux forés.

2.7.1 Modélisation du matériau constituant le pieu

Les pieux utilisés en génie civil sont en béton (armé ou non) ou en métal (acier, essentiellement). Les caractéristiques mécaniques de ces matériaux sont donc en général beaucoup plus élevées que celles des sols ou des roches meubles, dans

lesquels les pieux sont mis en place. Pour cette raison, les matériaux constituant les pieux sont fréquemment considérés comme élastiques et isotropes pour les gammes de contraintes habituelles en géotechnique. Toute fois pour des analyses cycliques ou dynamiques, il peut être nécessaire de supposer un comportement élastoplastique pour l'acier (critère de Von Mises) ou pour le béton (critère de drucker-prager).

Tant que le pieu peut être considéré comme rigide par rapport au sol (le rapport de module $E_{\text{pieu}}/E_{\text{sol}}$ est supérieur à 100), il semble que le coefficient de poisson ait une influence très faible sur le comportement des pieux si le chargement est tel qu'aucun glissement significatif ne puisse apparaître entre le sol et le pieu, il est raisonnable de supposer un contact parfait entre les deux matériaux (compatibilité parfaite des déplacements à l'interface). Cependant, cette configuration est très rare dans le cas des pieux, dont le mécanisme des déformations à la résistance dépendent fortement des possibilités de glissement relatifs est de frottement latéral à l'interface sol-pieu. (PHILIPPE, MESTAT; MICHEL, PRAT, september 1999)

2.7.2 Modélisation pratique de la mise en place

La méthode des éléments fini fournit des résultats souvent satisfaisantes lorsque les procédés de construction des fondations profondes ont un effet relativement faible sur les comportements du sol et de l'ensemble sol-pieu. Il est ainsi plus facile de modéliser l'exécution d'un pieu foré et moulé en place que celle d'un pieu battu. Cependant lorsque les effets de la construction jouent un rôle important (par exemple lorsque des pieux sont construits dans des terrains dont la surface n'est pas horizontale), il faut en tenir compte et modéliser autant que faire se peut les phases de la construction. D'un point de vue pratique la modélisation de la mise en place peut être réalisée de quatre manières différentes (de plus simple au plus complexe).

- par l'application du poids propre des différentes structures (dont le pieu) et des soles qui interviennent dans la modélisation. Les poids volumique sont quelques fois appliquer de manière incrémentale. La technique de construction est alors représentée par l'état des points de l'interface. Cette approche est extrêmement pauvre et ne peut être justifié que par le manque des données.
- par l'initialisation des contraintes dans le pieu et dans le sol. La contrainte verticale dans le sol est égale au poids des terres, tandis que la contrainte horizontale est une proportion K de la contrainte verticale. Le paramètre K est plus élevé que le coefficient de poussée des terres ou repos au voisinage du pieu. Les effets de la mise en place du pieu sont donc simulés

essentiellement à l'aide de ce coefficient. Cette approche est courante pour la modélisation des pieux battus, à conditions de bien estimer la valeur de K.

- par l'application des poids volumiques des matériaux est une modification des caractéristiques mécaniques du sol dans la zone remaniée par la construction (modification du module d'Young et des paramètres de résistance du sol). Cette approche concerne la modélisation des pieux battus. Mais elle est moins courante que la précédente, car elle demande plus de données.
- par une succession de calculs qui reproduit plus au mois fidèlement les principales phases de la construction. Cette approche concerne notamment la modélisation des pieux forés ; elle est beaucoup plus rare pour les pieux battus (à cause de la complexité des phénomènes mises en jeux).

Certains de ces approches sont parfois combinés pour obtenir des modules plus fins : par exemple modification du coefficient K, du module d'Young et des paramètres de résistance du sol, ce qui suppose de disposer de données nombreuses et précises. Par la suite, les déplacements sont en générale annulées et les contraintes récupérées pour l'initialisation du véritable calcul d'ouvrages. (PHILIPPE, MESTAT; MICHEL, PRAT, september 1999)

2.7.3 Sous charges axiales :

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol l'entourant. La modélisation du comportement des pieux exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par une schématisation en symétrie de révolution ou tridimensionnelle. La condition de symétrie de révolution (ou "axisymetrie") est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu. La condition tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste ; en revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux.

2.7.3.1 Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique et plein. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les

longueurs des pieux réels. En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel. Par ailleurs, le maillage d'un pieu isolé doit être relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût, où des forts gradients risquent d'apparaître. Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement en tenant compte de l'interface au contact sol-pieu. Certains auteurs ont modélisé l'essai de chargement de pieu ou de modèle de pieu par éléments finis en utilisant des éléments d'interface sans épaisseur (DAS NEVES, MESTAT, FRANK, & DEGNY, 2001) (WEHNERT & VERMEER, 2004) ou type couche mince avec des caractéristiques spécifiques de rigidité et de frottement (De Gennaro, 1999). D'autres auteurs ont modélisé le comportement des pieux sans utilisation d'éléments d'interface (MOHAMEDZEIN, MOHAMED, & EL SHARIEF, 1999; GEORGIADIS, POTTS, & ZDRAVKOVIC, 2003). Dans ces cas, l'étude de l'influence de différents paramètres sur le comportement du pieu (la dilatance, la longueur du pieu dans les sols expansifs ; la saturation partielle et les fluctuations du niveau phréatique) a été évoquée. Plusieurs facteurs peuvent influencer les résultats de l'analyse numérique EF du comportement d'un pieu. Citons, l'influence du maillage, l'influence du modèle de comportement du sol adjacent au pieu et l'influence du comportement de l'interface (De Gennaro, 1999).

2.7.3.2 Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF

Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. La modélisation de l'interface entre le pieu et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre de nœuds du maillage. Le calcul est relativement long et d'une durée parfois excessive. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être effectuée au détriment de la précision des résultats. Pour éviter de telles modélisations grossières, la section du pieu (circulaire ou non, creuses ou non) est fréquemment remplacée par une section polygonale pleine équivalente. Cette approximation est utilisée pour la commodité qu'elle procure dans la réalisation des maillages tridimensionnels. Les essais de chargement de pieux isolés sous chargement axial ont été rarement modélisés par la méthode des éléments finis tridimensionnels et l'interface a été rarement prise en compte.

2.7.4 Sous charge latérale :

2.7.4.1 Introduction

Les fondations sur pieux sont intensivement utilisées pour la grande résistance verticale et latérale qu'ils présentent dans le domaine statique. Les fondations sur pieux offrent aussi une capacité élevée dans la résistance aux chargements dynamiques de séisme et de fondations sous machines. Dans le cas des pieux soumis à des efforts dynamiques, une étude profonde et détaillée est requise pour justifier le comportement des pieux et du sol avoisinant. Les méthodes existantes pour le calcul dynamique sont basées sur quelques recherches spéciales. Le pieu est spécialement conçu pour résister aux sollicitations statiques appuyées par des expérimentations dynamiques ou par des formules empiriques pour vérifier la résistance dynamique.

2.7.4.2 Modélisation d'un pieu soumis à une charge latérale :

L'étude du comportement d'un pieu soumis à des charges latérales peut être menée selon l'approche tridimensionnelle.

2.7.4.3 Approche tridimensionnelle

La modélisation correcte d'un pieu installé dans un sol hétérogène quelconque et soumis à une charge latérale (ou à un moment) nécessite un véritable calcul tridimensionnel car:

- les couches de sol sont rarement horizontales ;
- sous l'effet de la charge, des variations non négligeables affectent les contraintes verticales selon la profondeur ;
- la prise en compte de la surface du sol apparait essentielle pour représenter les déformations du massif, qui sont localisées autour du pieu et près de la surface.

Pour des déplacements horizontaux de l'ordre de $0,02 d$, il semble que l'élasticité linéaire et un critère de résistance à la traction autour du pieu soient suffisants pour représenter le comportement d'un pieu isolé soumis à une charge latérale. Au-delà de ce déplacement, la prise en compte de la plasticité est indispensable pour une modélisation réaliste (BARTON,PANDE, 1982).

2.7.5 Description des effets d'une charge latérale sur un pieu

Certaines sollicitations appliquées aux structures ou certains mouvements du sol provoquent des efforts latéraux et/ou des moments fléchissants dans les fondations profondes. Des exemples typiques sont constitués par:

- les pieux supportant la culée d'un pont, elle-même soumise à la poussée d'un remblai adjacent;
- les pieux supportant des structures offshore, soumises aux effets de la houle et du vent, aux chocs de bateau ou d'iceberg ;
- les pieux situés près d'une excavation ou utilisés pour la stabilisation des terrains susceptibles de glisser naturellement;
- les pieux inclinés dans un massif de sol qui tasse ;
- les fondations sur pieux soumises aux actions sismiques.

Dans quelques cas, notamment en offshore, les efforts dûs à des glissements de terrain peuvent être très importants et entraîner la rupture des fondations. De même, les moments fléchissants peuvent générer des contraintes suffisamment importantes pour provoquer la rupture du matériau qui constitue le pieu et des déplacements incompatibles avec la stabilité des structures supportées par la fondation. Le mécanisme de rupture peut être:

- pour un pieu relativement court, un mécanisme de rupture par translation ou rotation de bloc rigide (figure 15.a et b) ;
- pour un pieu élance ou relativement long, un mécanisme de rupture par flexion avec une plastification locale dans le pieu et un mouvement du sol localisé près de la surface (figure 15.c).

Le déplacement latéral et la capacité portante latérale dépendent essentiellement des caractéristiques du pieu et des propriétés du sol près de la surface, jusqu'à une profondeur moyenne de 3 à 4 fois le diamètre du pieu (BROMS, 1981). La procédure d'installation du pieu et les conditions de chargement (charge cyclique ou monotone) ont également une influence déterminante. Cependant, le déplacement latéral du pieu semble plus sensible à ces influences que le moment fléchissant maximal ou que la capacité portante. Les déplacements significatifs se produisent autour du pieu dans une zone s'étendant latéralement sur 4 à 5 fois le diamètre du pieu et très rarement au-delà de 10 fois ce diamètre en profondeur (FLEMING, WELTMAN, RANDOLPH, & ELSON, 1992).

Quand un pieu est soumis à une charge latérale, les contraintes normales à l'arrière du pieu sont réduites et des contraintes de traction se développent. Comme un sol ne supporte pas de fortes contraintes de traction, il se produit le plus souvent un décollement entre le pieu et le sol (figure 16.a). L'existence de ce vide entre le sol et le pieu, observé expérimentalement sur une certaine profondeur influence fortement la réponse du pieu, notamment au cours d'un chargement cyclique. Par

ailleurs, sous l'effet de la charge latérale, les contraintes normales dans le sol augmentent devant le pieu.

2.7.5.1 Déformations d'un pieu isolé sous l'effet d'une charge latérale

La déformation d'un pieu isolé soumis à des efforts latéraux et à des moments fléchissants a été très étudiée à l'aide d'une modélisation de type « poutre sur appuis élastiques ». Cette approche suppose que la réaction latérale du sol est proportionnelle au déplacement latéral, le comportement du sol est alors modélisé par des ressorts de raideur k , le coefficient k étant appelé coefficient de réaction (figure 17).

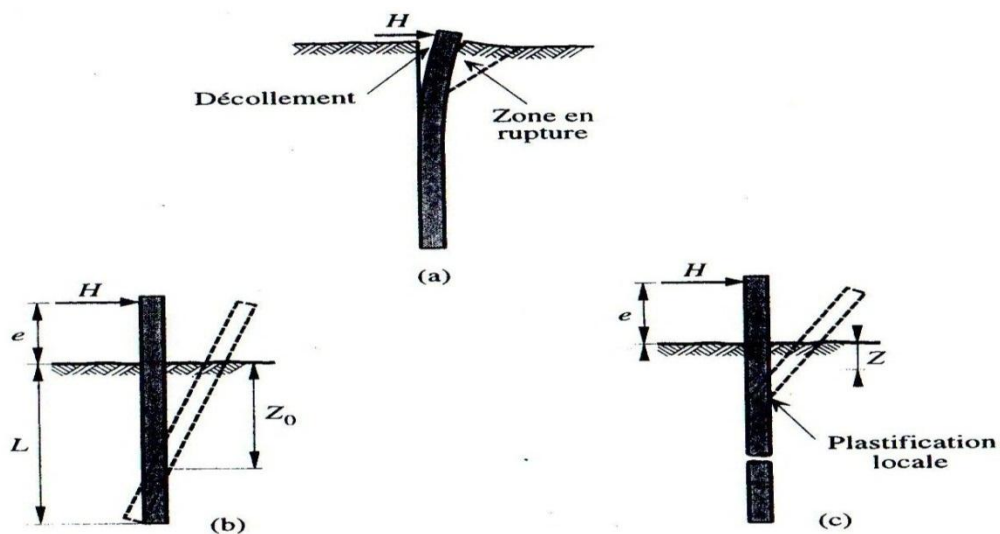


Figure 16. Effet d'une charge latérale sur le comportement d'un pieu vertical (a) Mécanisme de déformation ; (b) rupture par rotation ; (c) rupture par flexion (ouvrage en interaction)

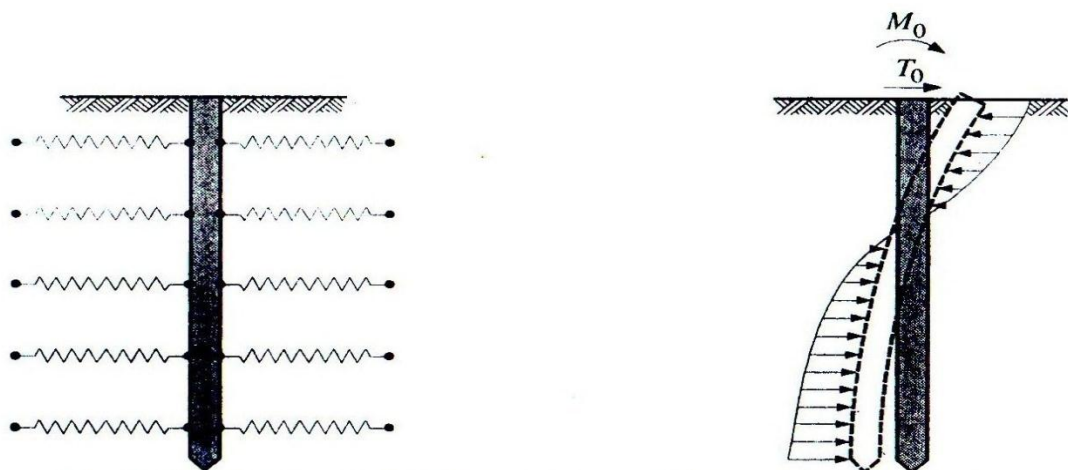


Figure 17. Modélisation d'un pieu par une approche au coefficient de réaction (ouvrage en interaction)

Conclusions

Dans ce chapitre, on a pu fournir une synthèse des caractéristiques générales de l'interface sol-structure du point de vue de la modélisation rhéologique, et numérique. La définition des mécanismes caractéristiques de l'interface a fourni des éléments indispensables pour une modélisation correcte de son comportement. Les études présentées dans la littérature ont mis en évidence le phénomène de mobilisation du frottement et sa relation avec le comportement volumique en déformation (contractante-dilatance). D'autre part, l'analyse du comportement des pieux isolés sous charge axiale et latérale dans un sol, par la méthode d'analyses numériques EF, permet d'avoir une idée globale sur le comportement d'une fondation profonde et montre que l'interface joue un rôle considérable dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage. La modélisation numérique aux éléments finis du comportement d'un pieu sous charge axiale et latérale nécessite la prise en compte de l'effet d'installation, la formulation d'un modèle de comportement d'interface approprié et la définition d'éléments de contact spéciaux.

CHAPITRE 3

PRESENTATION DES DIFFERENTES

METHODES DE CALCUL DES PIEUX

3.1 Introduction

La réponse d'un pieu soumis à une charge Latérale ou axiale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, Par la nature et le comportement du sol et par la loi de chargement. Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc varies et nombreux. Ils concernent les conditions limites et initiales, la géométrie, la nature du pieu et du sol.

Une méthode efficace pour le dimensionnement nécessite donc :

- (i) une loi de comportement du sol pertinente ;
- (ii) un modèle pour définir l'interaction sol-pieu (courbes $P-y$) ;
- (iii) une technique pour la résolution numérique ;
- (iv) une modélisation réaliste de la géométrie du pieu et du sol, des conditions de chargement aux limites.

Dans la majorité des cas, le critère de dimensionnement n'est pas la capacité latérale ou axiale ultime du pieu mais les déplacements maximaux en tête.

Sur ces bases, diverses méthodes ont été établies pour l'analyse des pieux sous charges latérales.

La théorie classique rigide-plastique suppose que le sol est entièrement à l'état de rupture dans les zones de butée et de contre-butée. Elle permet de déterminer la charge limite pour un pieu mais elle ne représente pas le comportement du pieu en

déplacements. Par contre dans le cas d'un groupe, elle ne prend pas en compte la présence d'un ou plusieurs pieux voisins et tend alors à surestimer la charge limite. (POULOS, DAVIS, 1980) Proposent diverses solutions pour le pieu isolé correspondant à différentes conditions aux limites. Ainsi dans le cas de contraintes planes, On considère que l'ensemble sol-pieu se comporte comme un bloc rigide et que la charge limite de l'ensemble est celle d'une semelle enfouie verticalement.

La méthode du continuum élastique est au contraire basée sur la solution des équations de (Mindlin, May 1936). Celui-ci a établi le déplacement induit par une force ponctuelle dans un massif semi-infini élastique. Le massif de sol est considéré comme un matériau élastique continu. (POULOS, 1971) décrit le pieu dans ce massif comme une plaque verticale rectangulaire de largeur d de longueur L et raideur constante $E_p I_p$. Le pieu est divisé en $(n+1)$ éléments d'égales longueur, chaque élément étant soumis à une contrainte horizontale p constante sur sa largeur. A partir de cette modélisation et après résolution des équations de Mindlin, Poulos donne une expression du déplacement y et de la rotation θ du pieu. Les paramètres régissant ces expressions sont principalement l'élancement du pieu L/D et le facteur de flexibilité du pieu K_R défini par :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (3.1)$$

Des abaques établis en fonction de ces paramètres ainsi que des conditions de liaison et de chargement en tête du pieu permettent de calculer le déplacement et la rotation du pieu en tête.

Une troisième approche consiste à modéliser le sol en utilisant la méthode des éléments finis, Elle constitue un outil puissant pour représenter les cas complexes (multicouche, 3D ...). Par contre cette modélisation nécessite de connaître les lois de comportement appropriées du sol. De plus il est délicat de reproduire l'état des contraintes initiales du massif autour du pieu. Enfin, tout en tenant compte des possibles symétries du problème à modéliser, les temps de calculs sont souvent dissuasifs.

Enfin, la méthode la plus couramment utilisée en pratique repose sur une modélisation du sol par des séries de ressorts rapprochées sans couplages entre elles. C'est la méthode basée sur la théorie de (Winkler, 1867). Cette méthode est simple d'utilisation car elle relie directement le comportement du sol (réaction P ou pression p) au comportement du pieu (déplacement y) sous chargement latéral (figure 18).

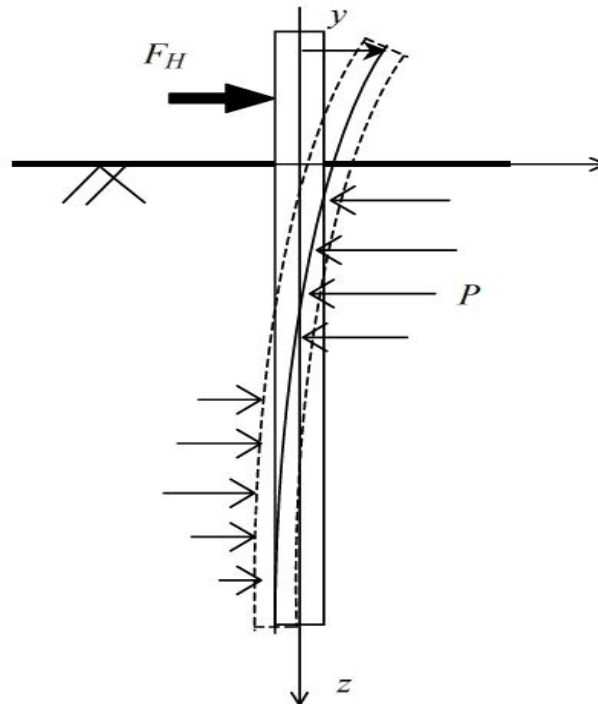


Figure 18. Pieu mobilisant la réaction latérale du sol

3.2 Les méthodes de dimensionnement sous charges latérales

3.2.1 La méthode au module de réaction

3.2.1.1 Principe général

Dans le modèle défini par Winkler, une poutre verticale sur une fondation élastique est utilisée, des ressorts horizontaux linéaires transmettent les efforts au sol.

La pression p et le déplacement y en un point du massif sont reliés par un coefficient de réaction du sol, appelé k_h dans le cas d'un chargement horizontal:

$$p = k_h(z) \cdot y \quad (3.2)$$

Ou k_h est exprimé en $N \cdot m^{-3}$.

Cette équation est aussi exprimée sous la forme :

$$P = E_S \cdot y \quad (3.3)$$

Ou P : réaction du sol par unité de longueur du pieu

E_S : Module de réaction du sol, ($E_S = k_h \cdot D$)

D : diamètre ou largeur du pieu

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:

$$E_P I_P \frac{d^4 y}{dz^4} = -pD \quad (3.4)$$

- E_P : module d'élasticité du pieu.
- I_P : moment d'inertie de la section transversale du pieu.
- z : profondeur dans le sol.

On néglige l'effet du chargement axial sur le pieu. D'après les équations (3.2) et (3.4), l'équation décrivant le déplacement d'un pieu sous charge latérale est:

$$E_P I_P \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h(z).D.y = 0 \quad (3.5)$$

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

Le principal avantage de cette méthode est qu'en tout point le long du pieu, l'interaction sol-pieu peut être définie. Mais cette définition est restreinte par l'hypothèse que la pression en un point est fonction linéaire du déplacement en ce point et par sa dépendance au choix du profil des valeurs de k_h caractérisant le sol.

3.2.1.2 Expression du module de réaction E_S

La définition du profil de module de réaction est la difficulté principale de la méthode au module de réaction. Il dépend en effet de nombreux paramètres tels la rigidité du pieu, le niveau du chargement, la nature du sol, etc...

En France, les résultats d'essais pressiométriques sont d'usage courant pour le dimensionnement des fondations. (HADJADJI, 1993) recense la plupart des formulations publiées dans la littérature. Il conclut que le module de réaction E_S du sol peut être déterminé si on a obtenu le module d'Young E par des essais en laboratoire ou le module pressiométriques E_M par des essais en place.

On retiendra:

1- (TERZAGHI, 1955)

$$\frac{E_S}{E} = \frac{1}{1,35} = 0,74 \quad \text{Pour les sables} \quad (3.6)$$

$$E = A. \gamma. z$$

ou γ est le poids volumique du sol et A est un coefficient adimensionnel
fonction de la densité du sable (tableau 2)

Tableau 2. Valeurs de coefficient A d'après Terzaghi (1955)

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

2- (MENARD, BOURDON, & GAMBIN, 1969)

$$\frac{E_S}{E_M} = \begin{cases} \frac{3}{3 \left(\frac{D_0}{D} \right) \left(2,65 \cdot \frac{D}{D_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{2}} & \text{pour } D > D_0 \\ \frac{18}{4,2,65^\alpha + 3\alpha} & \text{pour } D < D_0 \end{cases} \quad (3.7)$$

- D_0 : diamètre de référence égal à 0,6
- α : Coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (tableau 3)
- E_M : Module pressiométriques

Tableau 3. Facteur rhéologique α pour divers types de sols d'après Fascicule 62 (1992)

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	$\frac{E_M}{P_l}$	α	$\frac{E_M}{P_l}$	α	$\frac{E_M}{P_l}$	α	$\frac{E_M}{P_l}$	α	$\frac{E_M}{P_l}$
Surconsolidé ou très serré	-	>16	1	>14	$\frac{2}{3}$	>12	$\frac{1}{2}$	>10	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3}$
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	$\frac{2}{3}$	8-14	$\frac{1}{2}$	7-12	$\frac{1}{3}$	6-10	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{4}$
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	$\frac{1}{2}$	5-8	$\frac{1}{2}$	5-7	$\frac{1}{3}$	-	-	-

Rocher	
Type	α
Très peu fracturé	$\frac{2}{3}$
Normal	$\frac{1}{2}$
Très fracturé	$\frac{1}{3}$
Très altéré	$\frac{2}{3}$

3- (POULOS, 1971)

$$\frac{E_S}{E} = 0,82 \quad (3.8)$$

Gilbert (1995) relie aussi le module de réaction à la résistance de pointe q_c de l'essai pressiométriques par une formule empirique couramment utilisé :

$$E_S = 4,5. q_c$$

4- (MATLOCK & REESE, 1960)

$$E_S = 1,3 \sqrt[12]{\frac{E.D^4}{E_p I_p}} \frac{E}{(1-\nu^2)} \quad (3.9)$$

- E : module d'élasticité du sol
- $E_p I_p$: rigidité du pieu
- ν : coefficient de poisson du sol.

5-BOWLES

$$E_S = K \left(0,308 + 1,584 \frac{D}{L} \right) \frac{z}{r.L} \quad (3.10)$$

- $r = D + D. \tan \beta$
- L : longueur du pieu
- Z : la profondeur
- β : angle de dispersion il varie entre $\varphi/4$ et φ
- K : paramètre du sol donné dans le tableau suivant :

Tableau 4. Valeur du paramètre K

Type de sol	K
Sable dense	200-400
Gravier moyennement dense	150-300
Sable moyennement dense	100-250
Sable fin	80-200
Argile raide	60-180
Argile raide saturée	30-100
Argile plastique	10-80
Argile	2-30

3.2.1.3 Résolution dans le cas d'un sol homogène et linéaire

Dans le cas d'un sol homogène le module de réaction est constant $k_h(z) = k_h$

L'équation (3.5) devient :

$$E_P I_P \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot D \cdot y = 0 \quad (3.11)$$

et la solution général de cette équation est (Frank (1999)

$$y(z) = e^{z/l_0} \cdot \left(\alpha_1 \cdot \cos \frac{z}{l_0} + \beta_1 \cdot \sin \frac{z}{l_0} \right) + e^{-z/l_0} \cdot \left(\gamma_1 \cdot \cos \frac{z}{l_0} + \delta_1 \cdot \sin \frac{z}{l_0} \right) \quad (3.12)$$

Ou $\alpha_1, \beta_1, \gamma_1, \delta_1$: constantes d'intégration déterminées à partir des conditions limites en tête et pied du pieu.

l_0 : Longueur de transfert ou longueur élastique. Elle peut être définie en première approche comme la longueur de pieu minimale pour laquelle le chargement latéral en tête existe. Le reste de fiche au-delà d'environ trois fois cette longueur n'intervient pas mécaniquement.

$$l_0 = \sqrt[4]{\left(\frac{4E_P I_P}{E_S} \right)} \quad (3.13)$$

Cette solution permet d'obtenir à tout niveau de sol les expressions du moment fléchissant M, de l'effort tranchant V et la pression du sol p :

- Le moment fléchissant

$$M = E_P I_P \frac{d^2 y}{dz^2} \quad (3.14)$$

$$M(z) = E_P I_P \left[\frac{2e^{z/l_0}}{l_0^2} \left(-\alpha_1 \sin \frac{z}{l_0} + \beta_1 \cos \frac{z}{l_0} \right) + \frac{2e^{-z/l_0}}{l_0^2} \left(\gamma_1 \sin \frac{z}{l_0} - \delta_1 \cos \frac{z}{l_0} \right) \right] \quad (3.15)$$

- L'effort tranchant

$$V(z) = E_P I_P \left\{ \frac{2e^{z/l_0}}{l_0^3} \left[-\alpha_1 \left(\sin \frac{z}{l_0} + \cos \frac{z}{l_0} \right) + \beta_1 \left(\sin \frac{z}{l_0} + \cos \frac{z}{l_0} \right) \right] + \frac{2e^{-z/l_0}}{l_0^3} \left[\gamma_1 \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) + \delta_1 \left(\cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0} \right) \right] \right\} \quad (3.16)$$

Ces résultats peuvent être appliqués lorsque la fiche du pieu $L > 3l_0$ pour un pieu souple ou $L > l_0$ pour un pieu rigide, ils sont destinés à être utilisés pour des cas simple ou le sol est relativement homogène et pour des chargements données en tête. Dans la pratique, les pieux sont considérés souples $L > 3l_0$

Lorsque de tels pieux sont sollicités en tête, les conditions en pointe n'interviennent pas, et les termes en exponentielle positive sont négligeables, on

est alors ramené à un système de deux équations à deux inconnues, et les conditions en tête permettent de déterminer les deux constantes restantes γ_1 et δ_1 .

3.2.1.3.1 Pieu libre en tête

Pour un pieu libre en tête, les conditions aux limites en tête nous donnent :

$$V(0) = Q_0 \text{ et } M(0) = M_0$$

Donc :

$$\gamma_1 = (Q_0 l_0 + M_0) \frac{l_0^2}{2E_P I_P}$$

$$\delta_1 = -M_0 \frac{l_0^2}{2E_P I_P}$$

On remplace les valeurs de γ_1, δ_1 dans les équations précédentes on aura :

$$y(z) = e^{-z/l_0} \frac{l_0^2}{2E_P I_P} \left[(Q_0 l_0 + M_0) \cos \frac{z}{l_0} - M_0 \sin \frac{z}{l_0} \right] \quad (3.17)$$

$$M(z) = e^{-z/l_0} \left(Q_0 l_0 \sin \frac{z}{l_0} + M_0 \cos \frac{z}{l_0} \right) \quad (3.18)$$

$$V(z) = \frac{e^{-z/l_0}}{l_0} \left[(Q_0 l_0 + M_0) \left(\cos \frac{z}{l_0} - \sin \frac{z}{l_0} \right) - M_0 \left(\sin \frac{z}{l_0} + \cos \frac{z}{l_0} \right) \right] \quad (3.19)$$

3.2.1.3.2 Pieu fixe en tête

Pour un pieu fixe en tête les conditions aux limites en tête nous donnent :

$$y(0) = 0 \text{ et } M(0) = M_0$$

Donc :

$$\gamma_1 = 0$$

$$\delta_1 = -M_0 \frac{l_0^2}{2E_P I_P}$$

On remplace les valeurs de γ_1, δ_1 dans les équations précédentes on aura :

$$y(z) = e^{-z/l_0} \frac{l_0^2}{2E_P I_P} \left(-M_0 \sin \frac{z}{l_0} \right) \quad (3.20)$$

$$M(z) = e^{-z/l_0} \left(M_0 \cos \frac{z}{l_0} \right) \quad (3.21)$$

$$V(z) = \frac{e^{-z/l_0}}{l_0} M_0 \left(\cos \frac{z}{l_0} + \sin \frac{z}{l_0} \right) \quad (3.22)$$

➤ **Résolution dans le cas d'un sol non-cohérent (sable) :**

Un pieu de longueur L et de rigidité $E_p I_p$ est soumis à un moment M_0 et un effort tranchant Q_0 en tête.

Si les déformations sont petites et un comportement élastique est supposé, le principe de superposition est applicable aux efforts ainsi qu'aux déplacements. .

L'effet de la charge latérale Q_0 et le moment M_0 sont considérés séparément.

Si y_A et y_B sont respectivement les déplacements causés par le moment M_0 et l'effort tranchant Q_0 , alors le déplacement total est :

$$y = y_A + y_B$$

Notamment on s'intéresse à la quantité : $\frac{y_A}{Q_0}$; $\frac{y_B}{M_0}$.

$$\frac{y_A}{Q_0} = f_A(z, T, L_s, E_p, I_p, E_s)$$

$$\frac{y_B}{M_0} = f_B(z, T, L_s, E_p, I_p, E_s)$$

Avec :

T : facteur de rigidité définie par (MATLOCK & REESE, 1960), (tableau 5)

f_A et f_B sont 2 fonctions différentes de même terme, dans chaque cas il y a 6 et 2 dimensions (force et longueur).

Il y a 4 termes indépendants adimensionnels qui peuvent être formé. (MATLOCK & REESE, 1960) ont choisi l'arrangement suivant :

- Cas A : $\frac{y_A E_p I_p}{Q_0 T^3}$; $\frac{z}{T}$; $\frac{L}{T}$; $\frac{E_s T^4}{E_p I_p}$
- Cas B : $\frac{y_B E_p I_p}{M_0 T^2}$; $\frac{z}{T}$; $\frac{L}{T}$; $\frac{E_s T^4}{E_p I_p}$

Ils définissent ces termes adimensionnels comme suit :

$$\frac{z}{T} = \hat{Z} \quad \text{Coefficient de profondeur} \quad (3.23)$$

$$\frac{L}{T} = Z'_{max} \quad \text{Coefficient de profondeur maximal} \quad (3.24)$$

$$\frac{E_s T^4}{E_p I_p} = \emptyset(z) \quad \text{Fonction du module de sol} \quad (3.26)$$

$$\frac{y_A E_p I_p}{Q_0 T^3} = A_y \quad \text{Coefficient de déplacement cas A} \quad (3.27)$$

$$\frac{y_B E_p I_p}{M_0 T^2} = B_y \quad \text{Coefficient de déplacement cas B} \quad (3.28)$$

En substituant y dans l'équation différentielle (3.5) on obtient :

$$\text{- Cas A} \quad \frac{d^4 A_y}{dz^4} + \phi(z) A_y = 0 \quad (3.29)$$

$$\text{- Cas B} \quad \frac{d^4 B_y}{dz^4} + \phi(z) B_y = 0 \quad (3.30)$$

Pour avoir les solutions de A et B il est nécessaire de connaître $\phi(z)$ et donc de définir la quantité T.

Pour les sables et les sols dont le module de réaction horizontal augmente linéairement avec la profondeur, $\phi(z)$ peut être égale à \dot{Z} .

$$\phi(z) = \dot{Z} \longrightarrow \frac{E_s T^4}{E_p I_p} = \frac{z}{T}$$

Or

$$E_s = n_h z$$

D'où

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (3.31)$$

Un pieu est considéré comme étant long si sa longueur $L \geq 5T$

En utilisant les différences finis, (MATLOCK & REESE, 1960) ont obtenus les coefficients adimensionnels A et B dans le cas d'un pieu long, ils sont donnés dans le (tableau 5).

De l'équation (3.27) et (3.28) ils obtiennent :

$$y_z = y_A + y_B = A_y \frac{Q_0 T^3}{E_p I_p} + B_y \frac{M_0 T^2}{E_p I_p} \quad (3.32)$$

Finalement le moment, l'effort tranchant et la réaction du sol sont données par :

$$M_z = M_A + M_B = A_m \cdot Q_0 T + B_m \cdot M_0 \quad (3.33)$$

$$V_z = V_A + V_B = A_V \cdot Q_0 + B_V \cdot \frac{M_0}{T^2} \quad (3.34)$$

$$P_z = P_A + P_B = A_P \cdot \frac{Q_0}{T} + B_P \cdot \frac{M_0}{T^2} \quad (3.35)$$

En général, on considère le pieu fixe en tête donc la rotation est nulle en tête :

$$\frac{dY}{dz} = 0 \quad (3.36)$$

D'où

$$\frac{M_0}{Q_0 T} = - \left(\frac{A_s}{B_s} \right) \quad (3.37)$$

En remplaçant les valeurs de A_s et B_s en tête du pieu du tableau (5), on aura :

$$\frac{M_0}{Q_0 T} = -0.93 \quad (3.38)$$

D'où les équations (3.33),(3.34),(3.35) et (3.36) deviennent :

$$y_A = (A_y - 0.93B_y) \frac{Q_0 T^3}{E_p I_p} \quad (3.39)$$

$$M_z = (A_m - 0.93B_m) Q_0 T \quad (3.40)$$

$$V_z = (A_v - 0.93B_v) Q_0 \quad (3.41)$$

$$P_z = (A_p - 0.93B_p) \frac{Q_0}{T} \quad (3.42)$$

Pour des pieux partiellement encastés en tête (MATLOCK & REESE, 1960) ont introduit un coefficient λ (appelé degré de fixation du pieu). Les équations du déplacement, du moment, de l'effort tranchant et de la réaction sont données par :

$$y_A = (A_y - 0.93\lambda B_y) \frac{Q_0 T^3}{E_p I_p} \quad (3.43)$$

$$M_z = (A_m - 0.93\lambda B_m) Q_0 T \quad (3.44)$$

$$V_z = (A_v - 0.93\lambda B_v) Q_0 \quad (3.45)$$

$$P_z = (A_p - 0.93\lambda B_p) \frac{Q_0}{T} \quad (3.46)$$

Pour un pieu libre en tête et soumis à $Q_0(\lambda = 0)$, les équations (3.43), (3.44),(3.45), (3.46) deviennent :

$$y_A = A_y \frac{Q_0 T^3}{E_p I_p} \quad (3.47)$$

$$M_z = A_m \cdot Q_0 T \quad (3.48)$$

$$V_z = A_v \cdot Q_0 \quad (3.49)$$

$$P_z = A_p \frac{Q_0}{T} \quad (3.50)$$

Tableau 5. Coefficient de (MATLOCK & REESE, 1960).

Z	A_y	B_y	A_s	B_s	A_m	B_m	A_v	B_v	A_p	B_p
0.0	2.435	1.623	-1.623	-1.750	0.00	1	1	0.000	0.000	0.00
0.1	2.273	1.453	-1.618	-1.650	1.000	1	0.989	-0.007	-0.227	-0.145
0.2	2.112	1.293	-1.603	-1.550	0.999	0.999	0.956	-0.028	-0.422	-0.259
0.3	1.952	1.143	-1.578	-1.450	0.994	0.994	0.906	-0.058	-0.586	-0.343
0.4	1.796	1.003	-1.545	-1.351	0.987	0.987	0.840	-0.095	-0.718	-0.401
0.5	1.644	0.873	-1.503	-1.253	0.459	0.976	0.764	-0.137	-0.822	-0.436
0.6	1.496	0.752	-1.454	-1.156	0.960	0.960	0.677	-0.181	-0.897	-0.451
0.7	1.353	0.642	-1.397	-1.061	0.939	0.939	0.585	-0.226	-0.947	-0.449
0.8	1.216	0.540	-1.335	-0.968	0.914	0.914	0.489	-0.270	-0.973	-0.432
0.9	1.086	0.448	-1.268	-0.878	0.885	0.885	0.392	-0.312	-0.977	-0.403
1	0.962	0.364	-1.197	-0.792	0.852	0.852	0.295	-0.350	-0.962	-0.364
1.2	0.738	0.223	-1.047	-0.629	0.775	0.775	0.109	-0.414	-0.885	-0.268
1.4	0.544	0.112	-0.893	-0.482	0.688	0.688	-0.056	-0.456	-0.761	-0.157
1.6	0.381	0.029	-0.741	-0.354	0.594	0.594	-0.193	-0.477	-0.609	-0.047
1.8	0.247	-0.030	-0.596	-0.245	0.498	0.498	-0.298	-0.476	-0.445	0.054
2	0.142	-0.070	-0.464	-0.155	0.404	0.404	-0.371	-0.456	-0.283	0.140
3	-0.075	-0.089	-0.040	0.057	0.059	0.059	-0.349	-0.213	0.226	0.268
4	-0.05	-0.028	0.052	0.049	-0.042	-0.042	-0.106	0.017	0.201	0.112
5	-0.009	0.000	0.025	-0.011	-0.026	-0.026	0.015	0.029	0.046	-0.002

➤ **Résolution dans le cas d'un comportement non-linéaire du sol :**

(Parakash & al, 1996) Ont introduit la non linéarité du comportement des sols sableux dans la méthode au module de réaction. L'objectif principal est de déterminer les courbes de chargement-déplacement en tête des pieux isolés, on prenant en compte la dégradation du module de réaction du sol avec la déformation de cisaillement. En se basant sur l'analyse de 14 essais de chargement de pieux installés dans des sables de densités différentes, (MWINDO 1992), a proposé une relation empirique qui traduit la dégradation du module de réaction du sol E_s en fonction de la déformation de cisaillement γ :

$$\frac{E_s}{E_{s \max}} = 0.052\gamma^{-0.48} \quad (3.51)$$

Avec γ : déformation du cisaillement déterminée par :

$$\gamma = \frac{y_0}{1.667.D} \quad (3.52)$$

- y_0 : Déplacement en tête du pieu
- D : diamètre du pieu
- $E_{s \max}$: représente la valeur du module de réaction du sol à 1m de profondeur pour une déformation de 2‰ .

En choisissant la valeur de $E_{s \max}$ en fonction de la densité relative du sol, le module E_s à 1m de profondeur pour n'importe quel déplacement donné en tête du pieu est déterminé par la relation (3.47).

De plus la constante de réaction horizontale du sol peut aussi être déterminée par la relation :

$$n_h = \frac{E_s}{Z}$$

Avec : $Z=1\text{m}$ représente la longueur standard du pieu pour cette méthode

Aussi si n_h est connue on peut déterminer par suite la valeur de T définie précédemment dans le paragraphe (3.2.1.2-4) :

Si $L > 5T$, le pieu est considéré long.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (3.53)$$

Finalement, si le pieu est sollicité en tête par une force latérale seule, celle-ci peut être déterminée à l'aide de l'équation (3.45), ainsi on aura :

$$Q_0 = y_0 \frac{E_p I_p}{T^3 A_y} \quad (3.54)$$

Avec : $A_y = 2.435$ en tête du pieu ($z = 0$).

La force horizontale du pieu peut être connue pour tout déplacement admissible en tête du pieu, et des courbes chargements-déplacements peuvent être déterminées. Puisque le déplacement maximal se produit en tête donc cette

méthode constitue une manière de dimensionner les pieux isolés sous charge latérale, soit en imposant un déplacement et chercher la force correspondante ou imposer la force latérale et trouver le déplacement qu'elle cause.

3.2.2 Courbes de réaction P-Y

Ces méthodes ont été élaborées et développées par de nombreux chercheurs par 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.

Certaines sont reconnues et adoptées dans des codes de dimensionnement (Fascicule & 62).

3.2.2.1 Courbes P-y standardisées

3.2.2.1.1 Fascicule 62 (1993)

Les articles du Fascicule 62 concernant les courbes P-y ont été rédigés à partir de l'interprétation faite des essais in-situ au pressiomètre. (Menard, 1969) fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement.

On définit un module K_f égal a deux fois le module de réaction E_S exprime au paragraphe 3.2.1.2. Il est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4D_0}{3} \left(2,65 \frac{D_0}{D} \right)^\alpha + \alpha} \quad \text{Pour : } D > D_0 \quad (3.55)$$

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} 2,65^\alpha + \alpha} \quad \text{Pour : } D < D_0 \quad (3.56)$$

- $D_0 = 0.60$
- α : Coefficient rhéologique caractérisant le sol (§ 3.2.1.2 tableau 3).

On admet que le sol exerce en chaque section de l'élément une réaction perpendiculaire à l'axe de celui-ci, fonction du déplacement transversal de la section considérée. Dans le cas de pieux de sections carres ou circulaires, on considère que cette réaction se compose uniquement de pressions frontales. La pression frontale est modélisée par une pression uniforme s'exerçant sur la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement, notée B.#

La loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du pieu est définie par:

- un segment de droite passant par l'origine et de pente K_f .
- un palier P_f égal à $D.p_f$.

Cette loi est illustrée par la (figure 19) dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominante.

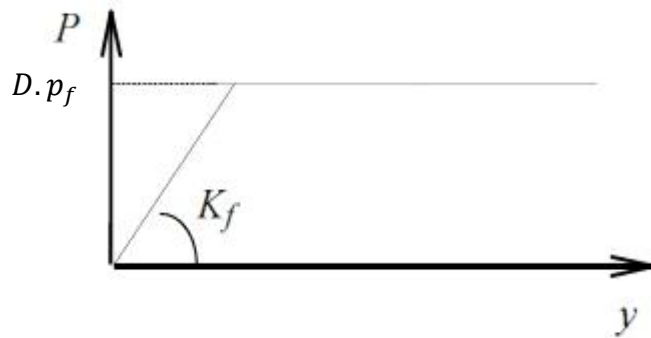


Figure 19. Courbe P - y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominante

Pour certains calculs, par exemple vis-à-vis des sollicitations accidentelles très brèves (chocs), les justifications peuvent être menées à partir d'un diagramme d'interaction tel que celui représenté par la (figure 20).

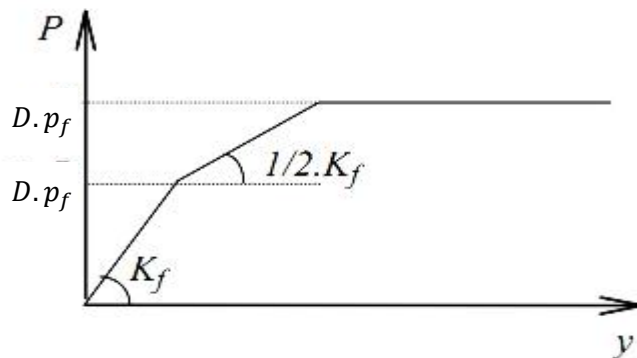


Figure 20. Courbe P - y dans le cas de sollicitations accidentelles en tête dominante

Dans le cas de fondations allongées, de type barrettes, un frottement se développe sur les surfaces latérales des éléments. La courbe de réaction globale P - y est décomposée en deux courbes : une courbe de réaction frontale comme définie précédemment et une courbe de réaction tangentielle (figure 21) définie par:

- Un segment de droite passant par l'origine et de pente K_S ,
- Un palier P_S ,

Le module K_S est pris égal au module de réaction frontal K_f défini précédemment, le palier P_S est pris égal a :

$$P_S = 2 \cdot L_S \cdot q_S \quad (3.57)$$

Ou L_S est la longueur sur laquelle est calculé le frottement latéral et q_S le frottement latéral unitaire limite.

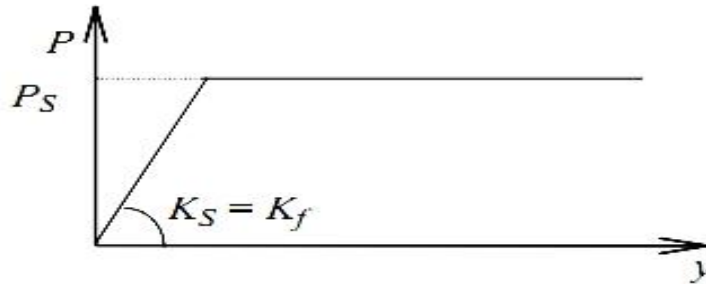


Figure 21. Loi de mobilisation de la réaction tangentielle

Dans les deux cas de fondations (pieux ou barrettes), le module de réaction du sol et le palier doivent être minorés pour les zones proches de la surface. La profondeur z_c sur laquelle s'applique cette minoration, comptée à partir de la surface du sol après travaux, est prise égale à $2D$ pour les sols cohérents et $4D$ pour les sols flottants.

Pour $z < z_c$, les lois effort-déplacements définies précédemment sont modifiées par une affinité :

- d'axe y ,
- de direction P ,
- de rapport : $0,5 \cdot \left(1 + \frac{z}{z_c}\right)$

3.2.2.1.2 (API Américain Petroleum Institute., 1993)

Ce code américain regroupe un ensemble de règles techniques de conception et de calcul de fondations. Il est reconnu pour le dimensionnement de plates-formes offshore.

Les essais en grandeur nature a Mustang Island, Texas (REESE.C, COOX, & KOOP.D, 1974) sont à l'origine de la détermination des P-y dans les sables établis dans ce code. Des modifications ont été apportées après les travaux de (MURCISON & O'NEILL, 1984). A partir des essais de chargement latéral d'un pieu sur site, les relations semi-empiriques établies ont permis de donner l'allure générale des P-y. Celles-ci sont ensuite calées sur une banque de données d'essais sur sites.

La réaction latérale du sol pour le sable est non linéaire. En l'absence d'information plus restrictive, elle est approchée, a toute profondeur z par l'expression suivante :

$$P = A \cdot P_u \cdot \tanh\left(\frac{k \cdot z \cdot y}{A \cdot P_u}\right) \quad (3.58)$$

- A : facteur pour la prise en compte d'un chargement continu cyclique ou statique.

- $A = 0,9$ pour un chargement cyclique
- $A = (3,0 - 0,8 \frac{z}{D}) \geq 0,9$ pour un chargement statique

- P_u : réaction ultime du sol a la profondeur z [kn/m]

$$P_u = (C_1 z + C_2 D) \gamma z \quad \text{proche de la surface}$$

$$P_u = C_3 D \gamma z \quad \text{en profondeur}$$

avec C_1, C_2, C_3 coefficients fonctions de l'angle de frottement interne φ (figure 22)

- k : module initial de réaction du sol [kN.m-3], comme une fonction de l'angle

de frottement interne φ et de la densité relative D_r (figure 23)

Pour les sols cohérents, l'interaction sol pieu est basée sur le modèle établi par (MATLOCK, 1970). Celui-ci a réalisé des essais sur un pieu de 0,32 m de diamètre foncé dans des argiles molles.

La seule modification apportée par l'A.P.I. porte sur l'expression de la réaction ultime du sol P_u .

$$P = 0,5 P_u \left(\frac{y}{y_c}\right)^{1/3} \quad (3.59)$$

- P_u : réaction ultime du sol a la profondeur z

$$y_c = 2,5 \cdot \varepsilon_c \cdot D$$

Avec ε_c , valeur moitié de la déformation correspondant au maximum de la contrainte déviatorique dans un essai triaxial non drainé.

P_u varie de $3c_u$ a $9c_u$ quand z varie de 0 a z_c , déterminé de la manière suivante :

$$P_u = 3c_u + \gamma z + J \frac{c_u z}{D} \quad \text{pour } z < z_c$$

$$P_u = 9c_u \quad \text{pour } z \geq z_c$$

- c_u : cohésion non drainé du sol.
- γ : Poids volumique du sol.
- J : constante empirique dont les valeurs comprises entre 0.25 et 0.5 ont été déterminées par des essais sur site. Par exemple $J = 0.5$ pour les argiles molles du Golfe du Mexique
- z_c : profondeur critique

$$z_c = \frac{6 D}{\frac{\gamma D}{c_u} + J}$$

On remarque que pour des argiles plus consistantes ($c_u > 96$ kPa), l'A.P.I. ne donne pas de règle particulière. Il recommande seulement de prendre en compte le caractère le plus fragile de ces argiles et par conséquent la possible détérioration rapide de leur capacité portante pour de grands déplacements en chargement cyclique.

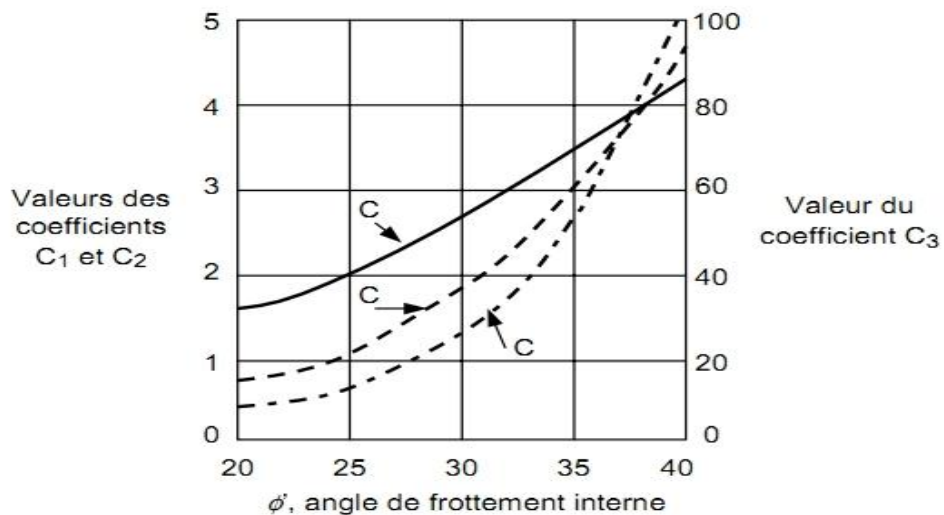


Figure 22. Coefficients C_1 , C_2 et C_3 en fonction de l'angle de frottement ϕ (d'après A.P.I (1993)).

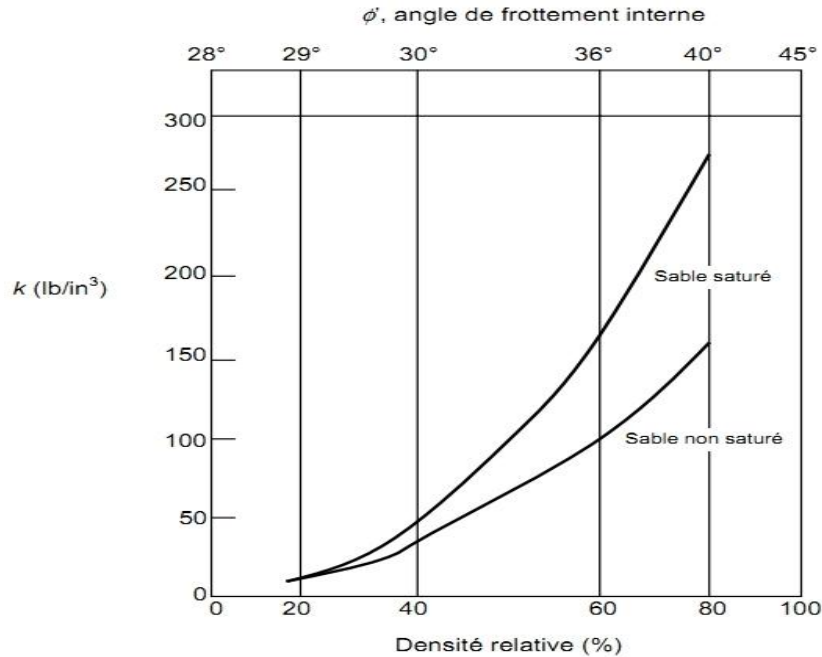


Figure 23. Valeurs de k en fonction de la densité relative D_r et de l'angle de frottement ϕ (d'après A.P.I (1993)).

3.2.2.1.3 P.H.R.I (Port and Harbour Research Institute, 1980)

Suit a des essais sur modèle réduit à 1g d'un pieu soumis à un chargement latéral (KUBO.K, 1965), le règlement japonais propose une forme parabolique pour les courbes de réaction :

$$P = k_S \cdot z \cdot y^{0,5} \quad \text{pour un sable} \quad (3.60)$$

$$P = k_C \cdot y^{0,5} \quad \text{pour une argile} \quad (3.61)$$

- k_S : module de réaction latérale dans le sable.
- k_C : module de réaction latérale dans une argile.

Cette relation a ensuite été confirmée par des travaux réalisés avec la centrifugeuse du P.H.R.I. portant sur un pieu isolé chargé latéralement dans du sable (TERRASHI.M, 1989). Dans cette étude, diverses configurations de pieux ont été testées. La rigidité $E_p I_p$ du pieu a une influence sur la résistance du sol k_S (si EI diminue, k_S augmente), par contre l'influence est peu marquée sur le moment fléchissant maximum ou sur les déplacements.

L'étude montre aussi que la résistance du sol k_S est inversement proportionnelle à la racine carrée du diamètre D du pieu jusqu'à un diamètre proche de 80 cm. (TERRASHI.M, 1989) trouve ce résultat concordant avec une étude faite au P.H.R.I. par TAKAHASHI & KASUGAI, 1987).

3.2.2.1.4 (NORSKE & VERITAS, 1977)

Cet organisme norvégien établit, comme l'A.P.L, des recommandations pour la construction de structures offshore. Il se base sur l'interprétation d'essais in-situ. De nombreuses simplifications sont apportées étant donné la connaissance limitée du comportement latéral d'un pieu et l'incertitude permanente concernant les données du sol.

La campagne de reconnaissance des paramètres géotechniques doit être réalisée dans les directions horizontales et verticales sur au moins dix diamètres de pieu. L'analyse de ces caractéristiques conduit à la décision d'excaver ou non les couches de sol supérieures de faibles qualités.

La courbe p - y représentant les caractéristiques effort-déplacement d'un élément de pieu de diamètre D peut alors être construite. Elle se décompose en portions (figure 24).

La partie initiale, pour $p \leq p_d$ et $y \leq \beta \cdot b$, est une hyperbole d'expression :

$$\frac{y}{p} = \frac{1}{k_1} + \frac{y}{\alpha p_d} \quad (3.62)$$

- p_d : résistance latérale de dimensionnement
- α : p_{lim}/p_d =rapport de rupture, toujours supérieur à 1
- p_{lim} : Valeur asymptotique de l'hyperbole pour $y \rightarrow \infty$
- k_1 : Pente initiale de la courbe
- β : Coefficient dépendant du sol et des conditions de chargement (tableau 6)

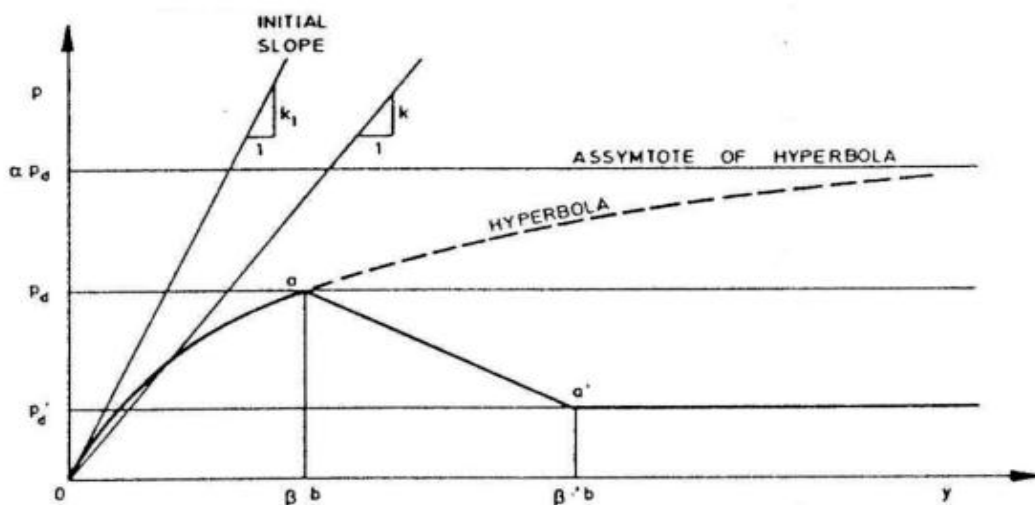


Figure 24. Forme caractéristique de la courbe p - y . d'après (NORSKE & VERITAS, 1977)

L'hyperbole est limitée à $y = \beta \cdot b$ et la résistance latérale de conception p_d est dépendante de la valeur donnée au coefficient α . Celui-ci a alors pour expression:

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{p_d}{k_1 \beta b}}$$

Si $\beta \cdot b \leq p_d/k_1$ l'hyperbole peut être remplacée par une droite de pente k_1

Pour des déplacements supérieurs (après le point a de la courbe p-y, figure 24), des effets spécifiques peuvent conduire à une détérioration de la résistance latérale. Une résistance résiduelle p'_d est définie sur la base d'essais de laboratoires. Cet aspect est évident pour l'argile dans une gamme de grands déplacements $y > \beta' b$ Les valeurs de β' sont établies pour l'argile dans le tableau.

• Pour un sable, la résistance latérale du sol n'est pas dégradée. (NORSKE & VERITAS, 1977) fait donc l'hypothèse que, pour des déplacements supérieurs à $y = \beta D$, la résistance latérale est constante et égale à la résistance latérale résiduelle : $p_d = p'_d$.

Cette résistance latérale dépend du type de chargement. En statique, $p_d = p_{ds}$ est défini par:

$$p_{ds} = 4K_P p'_0 \quad (3.63)$$

- $K_P = \frac{1 + \sin \varphi_d}{1 - \sin \varphi_d}$
- p'_0 : pression effective (après excavation)
- φ_d : angle de frottement pour le projet ($\tan \varphi_d = \tan \varphi / \gamma_{mf}$)
- φ : angle de frottement réel.
- γ_{mf} : coefficient de sécurité caractéristique du matériau.

Pour un chargement cyclique la résistance latérale du projet p_{dc} est :

$$p_{dc} = 3K_P p'_0 \quad (3.64)$$

pour des profondeurs supérieures à deux diamètres D.

Pour des profondeurs z inférieures à deux diamètres l'équation (3.63) est remplacée par :

$$p_{dc} = 3 \frac{z}{2B} K_P p'_0 \quad (3.65)$$

On note que ces expressions sous-estiment sans doute la résistance du pieu pour de grandes profondeurs. Mais du fait qu'elles se placent du côté de la sécurité et que la mobilisation des contraintes de cisaillement y est faible, elles peuvent être conservées à ces profondeurs.

L'interaction sable-pieu est représentée par la combe p - y précédemment définie (3.62) avec :

$$p_d = p'_d$$

$$k_1 = n_h \frac{z}{B}$$

- n_h : coefficient de réaction du sol (tableau 6)
- z : profondeur sous le niveau du sol (après excavation éventuelle).

• Pour une argile, la résistance latérale de projet d'un pieu peut être prise comme étant :

$$p_d = N_p \frac{c_u}{\gamma_{mc}} \quad (3.65')$$

- c_u : contrainte de cisaillement caractéristique non drainée représentative des conditions de chargements considérées
- γ_{mc} : coefficient de sécurité caractéristique du matériau
- N_p : constante semi-empirique augmentant linéairement de la valeur 1 (en statique) ou 0 (en cyclique) au niveau du sol jusqu'à 8 à la profondeur z , égale à $N_r D$ en dessous du niveau du sol
- $N_r = 10$ pour des argiles normalement consolidées
= 5 pour des argiles sur consolidées

L'interaction argile-pieu est représentée par la courbe p - y précédemment définie (3.65') avec pour pente initiale :

$$k_1 = \xi \frac{p_d}{D(\varepsilon_c)^{0,25}}$$

- p_d : p_{ds} pour un chargement statique
- p_d : p_{dc} pour un chargement cyclique
- ξ : coefficient empirique (tableau 7)
- ε_c : déformation verticale à la moitié de la variation des contraintes principales d'un essai triaxial statique non draine sur un échantillon

de sol non remanié.

Tableau 6. Valeurs recommandées pour n_h et β pour des chargements statiques et cycliques dans le sable

	Densité relative du sable		
	Lâche	Moyen	Dense
n_h [MPa/m]	5,0	12,0	18,0
β	0,04	0,04	0,04

Tableau 7. Valeurs recommandées pour ξ , β et β' dans l'argile

Paramètre	Type de chargement	Argile normalement consolidée	Argile surconsolidée
ξ	Statique	10	30
β	statique	$20\varepsilon_c$	$20\varepsilon_c$
β'	statique	$80\varepsilon_c$	$8\varepsilon_c$
ξ	cyclique	10	30
β	cyclique	$7,5\varepsilon_c$	$2,5\varepsilon_c$
β'	cyclique	$20\varepsilon_c$	$5\varepsilon_c$

3.2.2.2 Autre expressions de courbes de réaction

3.2.2.2.1 (LI_YAN & BYRNE, 1992)

Utilisant la modélisation par la similitude du gradient hydraulique, (Li Yan et Byrne 1992) ont mené une campagne d'essais de chargement latéral statique sur un pieu isolé dans le sable. Le but était d'étudier l'interaction sol-pieu en termes de courbes de réactions $P-y$. Comparant leurs résultats au règlement A.P.I., ils ont proposé une nouvelle expression de lissage des courbes $P-y$ en deux segments pour une profondeur supérieure à un diamètre de pieu.

Le premier segment est une droite à l'origine de pente E_{max} applicable pour :

$$\frac{P}{E_{max}D} = \frac{y}{D} = \alpha \left(\frac{1}{1-\beta} \right) \quad (3.66)$$

- $E_{max} = 2G_{max}(1 + \nu)$, le module de cisaillement maximal G_{max} étant mesuré dans le conteneur expérimental, ν étant choisi égal à 0,2
- $\alpha = 5(D_r)^{-0,8}$, D_r étant la densité relative en pourcentage
- β ayant une valeur proche de 0,5

Le second segment est une courbe parabolique d'expression :

$$\frac{P}{E_{max}D} = \alpha \left(\frac{y}{D}\right)^\beta \quad (3.67)$$

Le diamètre du pieu n'a pas d'influence sur la pente initiale des courbes $P-y$. Par contre, pour de grands déplacements, le palier plastique est dépendant du diamètre.

L'influence de l'excentricité du chargement est étudiée pour différentes profondeurs. Une augmentation de l'excentricité conduit à des moments fléchissants plus importants et a des courbes $P-y$ moins raides. Ceci est surtout vérifié près de la surface. En profondeur, (Li Yan & BYRNE 1992) concluent qu'un même jeu de courbes de réactions $P-y$ peut être utilisé, en pratique, pour dimensionner un pieu avec différentes configurations d'excentricité de chargement.

Un pieu fixe en tête est la configuration la plus courante en pratique. Comparée à celle d'un pieu libre en tête, l'étude montre que le moment maximal développé est moindre, donc que le pieu peut fournir une résistance latérale plus importante.

Par contre, pour une même condition de sol et de pieu, un même jeu de courbes de réaction peut être utilisé pour une liaison en tête fixe ou libre.

Ils confrontent leurs résultats aux règles données par l'A.P.I. Les conclusions renforcent la validité de la nouvelle expression proposée pour les courbes de réaction $P-y$.

3.2.2.2 (GEORGIADAS, ANAGNOSTOPOULOS, & SAFLEKOU, 1992)

Cette équipe a réalisé deux études expérimentales sur des pieux chargés latéralement.

La première porte sur le comportement dans l'argile d'un groupe de pieux. La modélisation est faite sur modèle réduit en gravité normale.

La seconde porte sur le comportement d'un unique pieu chargé transversalement dans du sable. La modélisation est réalisée en centrifugeuse à 50g dans du sable compacté manuellement à une densité de 16.3 kN.m^{-3} .

Dans les deux cas, les pieux sont équipés de jauges sur leur fiche. Le dispositif expérimental est suffisamment instrumenté pour obtenir les conditions aux limites et ainsi obtenir par double dérivation et double intégration les courbes de réaction $P-y$.

Par ces deux approches, aux conditions expérimentales très différentes, (GEORGIADAS, ANAGNOSTOPOULOS, & SAFLEKOU, 1992) Obtiennent les mêmes conclusions concernant la forme des combes P - y :

$$P = \frac{y}{\frac{1}{K} + \frac{y}{p_u}} \quad (3.68)$$

- K : la raideur initial de la courbe p - y
- p_u : résistance ultime du sol

Pour les sables, se basant sur la théorie de (TERZAGHI, 1955), les auteurs établissent que les valeurs de K augmentent proportionnellement avec la profondeur :

- $K = z \cdot n_h$
- n_h : est un coefficient dépendant de la densité du sable.

Pour la résistance ultime P_u , la valeur est le minimum de celles établies par Reese et al. [1974] :

$$P_{ul} = A\gamma z x \left[\begin{array}{l} \frac{K_0 \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha} \\ + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \alpha)} [D + z \tan \beta \tan \alpha] \\ + K_0 z \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - K_0 D \end{array} \right] \quad (3.69)$$

$$P_{u2} = A\gamma z D [K_a (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \tan \varphi \tan^4 \beta] \quad (3.70)$$

- γ : Poids volumique du sol
- φ : Angle de frottement interne du sable
- K_0 : Coefficient des pressions des terres au repos
- K_a : Coefficient des pressions des terres active
- $\alpha = \frac{\varphi}{2}$
- $\beta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$
- A : facteur de profondeur qui dépend du rapport z/D . Les auteurs choisissent ce coefficient entre 1 et 2, (REESE & AL, 1974) recommandent

entre 0,9 et 3. Le choix effectuée pour mieux "coller" aux combes P-y expérimentales n'a pas d'influence sensible sur la réponse du pieu.

3.2.2.2.3 (KOUDA, OKAMOTO, TAKEMOURA, KUSAKABE, & KIMURA, 1998)

À la suite du tremblement de terre de Kobe en 1995, des lacunes dans les méthodes de dimensionnement ont été mises en avant. Cette équipe de chercheurs a travaillé sur la définition de relations p-y pour de grands déplacements. Des essais sur modèles en centrifugeuse sont la base expérimentale de l'étude.

Le pieu modèle est constitué de 13 cylindres indépendants et joints. Le dispositif expérimental permet d'appliquer une même charge à chaque tronçon indépendamment. Les déplacements de chaque élément du pieu sont aussi mesurés. Ainsi à chaque palier de chargement, les conditions aux limites d'un tronçon sont connues, permettant une analyse aisée des courbes de chargement.

Le principe d'interprétation des données expérimentales n'est malheureusement pas décrit.

La courbe de réaction obtenue a pour expression:

$$\frac{P}{n\gamma D} = \frac{\frac{K_h y}{n\gamma D}}{1 + \frac{\frac{K_h}{n\gamma} y}{\frac{P_{max}}{n\gamma D}}} \quad (3.71)$$

- K_h : Module initial de réaction à la profondeur z.
- P_{max} : Pression limite à la profondeur z.
- γ : Poids volumique du sol
- D : diamètre du pieu
- n : accélération centrifuge

Ces essais mis en œuvre ne correspondent pas à des essais représentatifs d'un prototype mais ils utilisent un procédé original permettant d'obtenir de grands déplacements du pieu sur toute sa fiche.

Les courbes p-y proposées sont validées en calculant la réponse d'un pieu. Ces résultats sont confrontés à ceux d'un essai sur pieu modèle isolé centrifuge. Une bonne concordance est obtenue pour de faibles et de grands déplacements

3.2.3 Etude de l'effet de groupe

3.2.3.1 Méthodes de dimensionnement

3.2.3.1.1 Méthode de continuum élastique

Présentée pour le pieu isolé (§3.1.). Elle a également été développée pour le cas de groupes de pieux (POULOS, 1971). Des coefficients d'interactions sont définis pour calculer le déplacement au la rotation en tête du pieu dans le groupe. Ces coefficients d'interactions α_{ij} sont le rapport du déplacement horizontal, au de la rotation, du pieu provoqué par le chargement d'un pieu voisin sur le déplacement horizontal, au la rotation, du pieu sous son propre chargement latéral. Des abaques sont ainsi dressés pour diverses configurations géométriques, diverses conditions de chargement et aux limites (POULOS, DAVIS, 1980). La plasticité du sol autour du groupe a également été prise en compte par (POULOS .., 1975)

Utilisant cette méthode, (BARTON, PANDE, 1982) a mené une recherche paramétrique avec la centrifugeuse de l'Université de Cambridge. Ce sont probablement les premiers essais centrifuges sur des pieux chargés latéralement.

Le massif reconstitué est constitué de sable saturé et moyennement dense. L'indice de densité relevé est 0,79.

Trois pieux modèles de diamètres différents sont utilisés : 9,5, 12,7 et 15,9 mm. En matériau aluminium, les pieux sont caractérisés comme longs et flexibles. Le mode de mise en place n'est pas particulièrement développé et ni étudié. Les pieux sont donc placés manuellement dans le conteneur expérimental sans recherche d'une représentation prototype.

Pour tous les essais, les observations portent sur les variations de la charge appliquée et du moment fléchissant en tête du pieu, du déplacement latéral et de la rotation du pieu au niveau de la surface du sol. Dans ce but, les pieux sont instrumentés originellement :

- d'un "collier" mesurant l'effort en tête;
- de 8 niveaux de jauges montées en demi-point mesurant les moments fléchissant le long du pieu ;
- de 3 capteurs de déplacements LVDT disposés horizontalement hors sol en 3 points du pieu.

Sur ces bases, l'auteur a mené différents types d'essais :

- "modelling of model", c'est-à-dire représentation du chargement latéral d'un pieu isolé prototype par 3 pieux modèles centrifuges à 3 niveaux de g différents (de 40 à 120g) ;
- étude paramétrique avec variation de l'entre axe s des pieux et de l'angle β du chargement (figure 25) ;
- de plus, simultanément à ces études, l'auteur a fait varier la raideur du sol, le point d'application de la charge.

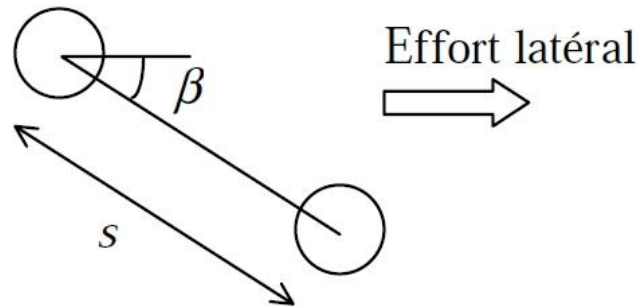


Figure 25. Notions utilisées par Barton [1982]

Outre les pieux isolés qui sont les références, des groupes de 2 et 3 pieux alignés au de 6 pieux en cercle servent de base expérimentale à l'étude. Les programmes de chargement cycliques et statiques sont également développés.

Concernant le pieu isolé, Barton vérifie les lois de la modélisation en centrifuge use grâce au "modelling of model". De plus l'essai réalisé à 38g sur le pieu de 15,9 mm de diamètre présente une bonne similitude avec l'essai in situ de (REESE.C, COOX, & KOOP.D, 1974). Cette validation de la méthode expérimentale confirme que la centrifugation est une bonne alternative à la réalisation d'essais en grandeurs rebelles sur site.

Les moments fléchissant étant mesurés, une méthode est définie pour obtenir les courbes de réaction P-y du pieu isolé. Dans un premier temps, les données sont lissées par une spline cubique permettant une double dérivation. Cette spline est calculée d'une part pour que l'effort tranchant au niveau du sol égal l'effort latéral appliqué en tête du pieu, et d'autre part pour que la seconde dérivée s'annule en pied. La spline d'interpolation est ensuite intégrée deux fois pour obtenir les déplacements et les rotations du pieu.

De ces courbes de réaction, un module de réaction est calculé. Le profil montre une évolution croissante avec la profondeur. Cet accroissement est à peu près linéaire jusqu'à la profondeur du moment fléchissant maximum, il apparaît ensuite moins important pour des profondeurs supérieures.

Pour les groupes, la répartition de l'effort est étudiée. Pour les couples avec $\beta = 0^\circ$, la répartition est de 60% sur le pieu avant et de 40% sur le pieu arrière. Pour les

couples avec $\beta = 90^\circ$, la répartition est de 50-50. Pour le groupe de 3 pieux avec, $\beta = 0^\circ$ le pieu avant reprend 48%, le pieu milieu 24% et le pieu arrière 28%.

La répartition de l'effort a également pu être déterminée pour le groupe de 6 pieux, contrairement aux deux configurations précédentes, il y a une légère évolution en fonction du déplacement du groupe. Pour des déplacements du groupe jusqu'à 10% du diamètre, les pieux avant reprennent 17%, les pieux latéraux 20 % et les pieux arrière 13% ; ensuite pour des déplacements plus importants, les pieux avants reprennent 21 %, les pieux latéraux, 16,5% et les pieux arrières 12,5%. Cette redistribution s'accompagne d'une évolution non linéaire de la courbe de chargement indiquant que les interactions sont accentuées par l'élasticité du sol autour des pieux.

Les courbes de chargement des différentes configurations de groupe sont comparées à celle du pieu isolé référence. La forme générale est similaire, les groupes diffèrent par des déplacements plus importants. Une formulation de cet accroissement est définie analogue à celle de (POULOS, 1971) :

$$y = (1 + \alpha) \cdot y_0 \quad (3.72)$$

- y_0 : Déplacement d'un pieu isolé
- y : Déplacement d'un groupe de pieux

Des facteurs sont ainsi déterminés (tableau 8). Ceux-ci sont proches de ceux obtenus par (POULOS, 1971) en élasticité.

Tableau 8. Facteur d'interaction pour la réponse de couples de pieux en effort- déplacement α_{py} et moment-rotation $\alpha_{m\theta}$ d'après (BARTON,PANDE, 1982)

B (mm)	N_g	s/B	β°	α_{py}	$\alpha_{m\theta}$
12.7	40	2	0	0.9	0.46
12.7	40	4	0	0.3	0.2
12.7	40	8	0	0.1	0.01
12.7	40	2	90	0.25	0.1
12.7	40	4	90	0.05	~ 0
12.7	40	8	90	~ 0	
12.7	60	2	45	0.55	0.2
12.7	100	2	0	0.8	0.48
12.7	40	2	0	0.7	0.1
9.5	40	2	0	0.85	0.4
16	40	2	0	0.7	0.2

L'étude est ensuite généralisée aux groupes de 3 et 6 pieux. Il est montré que l'analyse élastique est peu appropriée aussi bien pour de petits espacements (sous-estimation) que pour de grands espacements (surestimation). Par contre la réponse du groupe est assez bien approchée par la superposition des facteurs d'interaction obtenus pour les couples.

La méthode du continuum élastique est basée sur le comportement élastique de la structure. Elle ne prend pas en compte de ce fait le caractère non linéaire du comportement du sol. De même, le calcul élastique de la répartition de l'effort total appliqué dans le groupe n'est pas réaliste, les pieux avant et arrière ayant alors le même comportement.

3.2.3.1.2 Méthode du pieu isolé équivalent

Proposée par (REESE, 1984). Elle permet d'établir une limite supérieure des déplacements et des moments fléchissant du groupe. Le sol compris entre les pieux du groupe est considéré comme solidaire des pieux, il se déplace comme le groupe. Le groupe et le sol sont alors modélisés par un unique pieu fictif de grand diamètre. Ce diamètre est le périmètre du groupe divisé par π . La raideur du pieu équivalent est la somme des raideurs des pieux du groupe, le sol n'étant pas pris en compte. L'effort tranchant se répartit équitablement sur chaque pieu du groupe et les valeurs de moments fléchissant sont les mêmes.

3.2.3.1.3 Méthode aux modules de réaction

On présente ici les méthodes aux modules de réaction qui proposent de modifier la courbe de réaction $P-y$ de chaque pieu dans le groupe. Pour considérer l'effet d'ombre perçu par les pieux suivant le pieu avant, on affecte généralement un facteur P_m inférieur à 1, sur les pressions (figure 26). On peut aussi appliquer un facteur Y_m , généralement supérieur à 1, sur les déplacements (figure 27).

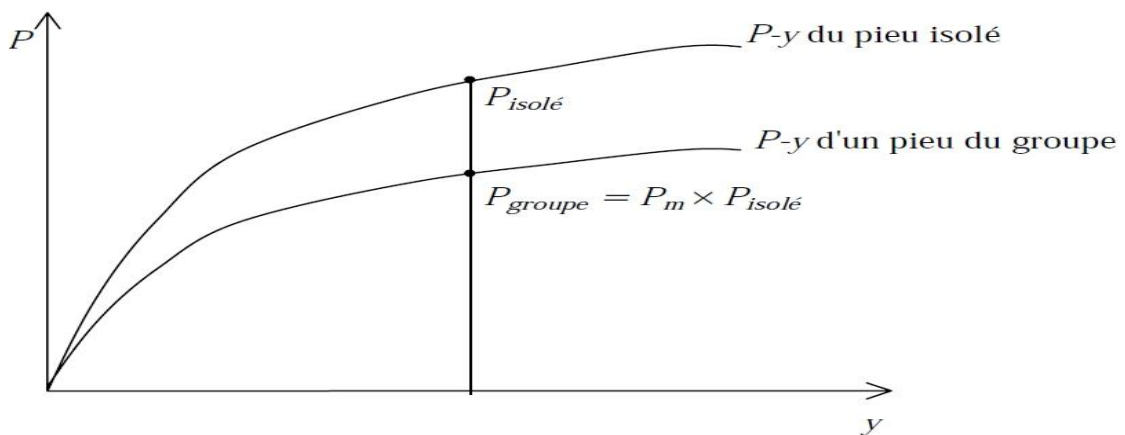


Figure 26. Définition du coefficient multiplicateur P_m

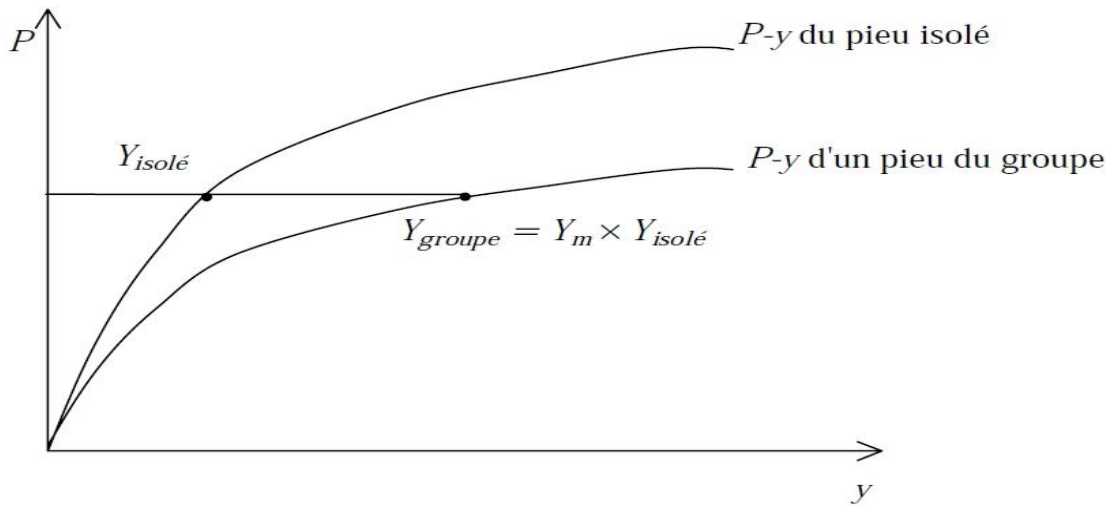


Figure 27. Définition du coefficient multiplicateur Y_m

3.2.3.1.4 Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides utilisent la méthode au module de réaction pour le pieu isolé avec le modèle du continuum élastique pour évaluer les interactions entre pieux. Ce modèle a été proposé par (FOCHT & KOSH, 1973). Il est posé que le comportement du groupe dépend de deux conditions de déformations: la zone de sol à proximité immédiate du pieu est celle où résident les plus fortes sollicitations qui provoqueront de grands déplacements ; la zone de sol entre les pieux où se développent des efforts relativement moindres. L'interaction sol-pieu est modélisée par une relation $p-y$ non linéaire et l'interaction pieu-sol-pieu est caractérisée par les facteurs d'interactions de (POULOS, 1971) pour un milieu élastique. La méthode suit le processus suivant :

1-Modélisation de l'interaction sol-pieu par utilisation des courbes $p-y$.

2-Evaluation des déplacements du groupe en utilisant la méthode de Mindlin modifiée pour le groupe:

$$\rho_G = \bar{\rho}H \left(\sum_{j=1}^m H_j \alpha_{\rho Hkj} + RH_k \right) \quad (3.73)$$

- ρ_G : déplacement en tête du groupe de pieux (supposés tous équivalents),
- R : facteur de rigidité relative y_s/ρ
- H_j : charge sur le pieu j ,
- $\alpha_{\rho Hkj}$: valeur de $\alpha_{\rho H}$ établie pour deux pieux, pour l'espacement entre

les pieux k et j et l'angle β entre la direction du chargement et la ligne joignant les centres des pieux k et j ,

- ρ : Déplacement au niveau du sol d'un pieu isolé soumis à un effort latéral égal à
- la moyenne des efforts tranchant repris par le groupe, déterminé à partir des abaques et des équations de (POULOS, 1971),
- y_s : Déplacement en tête déterminé à l'étape 1.

3- Une nouvelle analyse est réalisée avec les courbes de réaction $p-y$ pour obtenir les moments dans le pieu le plus chargé. Les courbes $p-y$ sont modifiées en multipliant les données y par un coefficient multiplicateur, de valeurs supérieures à 1. La valeur retenue est celle approchant le mieux le déplacement calculé à l'étape 2. Elle est ensuite utilisée pour reprendre l'étape 1 avec les courbes $p-y$ modifiées de ce coefficient.

Les valeurs de p peuvent également être modifiées pour cette analyse. (REESE, 1983) proposent de déterminer la résistance ultime du pieu fictif équivalent, de la diviser par le nombre de pieux du groupe, puis par la résistance ultime établie pour un pieu isolé.

Cette méthode applique les coefficients obtenus en tête au pieu entier. C'est-à-dire qu'elle modifie le comportement des pieux du groupe identiquement sur toute leur fiche. Afin d'évaluer les interactions en fonctions de la profondeur, des modifications ont été apportées à la méthode. Une suite de programme dénommée PILGP a été conçue sur ces bases par (O'NEILL, 1977).

3.2.3.1.5 Modèle d'interaction de Winkler

Dans ce modèle, on considère que les interactions pieu-sol-pieu ont toutes lieu dans un plan horizontal. L'interaction pieu-structure est modélisée par des fonctions de transfert des charges non linéaires.

(HARIHARAN & KURASAMI, 1982) décrivent un modèle simple utilisant cette approche.

Un disque est enfoui dans une couche élastique horizontale (milieu en contraintes planes). Les déplacements et efforts provoqués par le déplacement d de ce disque sont analysés et mis en équation. On suppose qu'au-delà d'un espace de rayon R autour du disque, les déplacements induits sont nuls.

Si on considère maintenant N disques se déplaçant dans la même direction, alors chaque disque provoque un déplacement dans la zone de sol élastique englobant

un disque voisin.

Le déplacement d_i d'un disque i est donc augmenté. Le déplacement global est :

$$D_i = d_i + \sum_{j=1}^N X_{ij} \quad (3.74)$$

X_{ij} : est le déplacement supplémentaire dû au déplacement du disque j .

De même, si on considère non plus les déplacements mais les contraintes, la contrainte normale σ_{x0} , dans le sens du déplacement du disque, est augmentée. Sa nouvelle valeur est S_i définie par :

$$S_i = \sigma_{x0} + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^N \sigma_{Xij} \quad (3.75)$$

Finalement, les effets de groupe sont pris en compte pour modifier le comportement d'un pieu dans le groupe chargé latéralement. La combe p-y du pieu isolé est modifiée par deux coefficients multiplicateurs :

- Sur les déplacements

$$Y_i = \frac{D_i}{d_i}$$

- Sur les réactions du sol

$$P_i = \frac{\sigma_{x0}}{S_i}$$

3.3 Pieu sous chargement axial

3.3.1 Détermination du tassement d'une fondation profonde

D'une manière générale, le tassement vertical d'un pieu est dû :

À la déformation du pieu sous la charge qu'il supporte. Ce tassement dépend des caractéristiques du pieu (géométrie, rhéologie du matériau et technique de construction) et de la distribution du frottement latéral le long du pieu.

Pour les pieux travaillant en pointe, ce tassement est prépondérant aux tassements des couches de sol au voisinage et sous la pinte du pieu. Ce tassement est le plus important pour les pieux flottants

Une évaluation réaliste du tassement nécessite donc de prendre en compte ces deux composantes. Mais comme il n'existe pas de solution analytique à ce problème, il faut avoir recours à des approximations théoriques (utilisation de solutions élastiques) à des logiciels spécifiques (de type différences finies ou éléments finis), ou à des règles empiriques issues de l'analyse d'essai in situ. Le

tassement d'un pieu isolé est souvent faible et n'excède que rarement le centimètre sous une charge de référence égal à 40% de la charge limite. Des formules empiriques simples ont été proposées pour estimer le tassement « S » sous cette charge de référence :

- pour des pieux forés : $s = 0.006D$ (avec pour valeur extrêmes 0.003D et 0.010D)
- pour les pieux battus : $s = 0.009D$ (avec pour valeur extrêmes 0.008D et 0.012D)

Ces résultats sont valables pour une très large gamme de pieux (de longueur comprise entre 6 et 45 m, de diamètre compris entre 0.3 et 1.5 m).

Note – conventionnellement, l'interprétation des essais en vraie grandeur est effectués en considérant que la charge de rupture correspond à un tassement égal à $0.1d_e$, ou d_e est le diamètre équivalent de la fondation ($4A_c/P_c$ ou A_c et P_c sont respectivement l'aire et le périmètre du plus petit contour convexe circonscrit à l'élément) (BOURGES & FRANK, 1989)

3.3.2 Détermination empirique du tassement

Pour des chargements d'intensité pas trop proche de la charge de rupture, le tassement du pieu s peut être estimé par la formule empirique suivante (d'après (VESIC, 1977) cité par le manuel canadien des fondations (1994)) :

$$s = \frac{D}{100} + \frac{L Q_0}{AE_{\text{pieu}}} \quad (3.76)$$

- D : est le diamètre du pieu en (cm) ;
- Q_0 : la charge appliquée en tête,
- A : la section moyenne du pieu ;
- L : la longueur du pieu et
- E_{pieu} : le module d'élasticité du matériau qui le constitue.

Pour leur part (RANDOLPH & WROTH , 1978) ont développé une solution approchée, fondée sur une étude par éléments finis des modes de déformation liés et frottements latéral et à la résistance à la pointe. (COOKE & FRANK, 1974) ont également réalisé de telles études. Les calculs par éléments finis ont montré que pour un pieu rigide :

la variation de la contrainte de cisaillement vertical τ autour du fût des pieux est essentiellement proportionnel à l'inverse de rayon r , soit :

$$\tau = \frac{\tau_0 r_0}{r} \quad (3.77)$$

- τ_0 : est la contrainte de cisaillement correspondant au rayon r_0 .
- r_0 : le diamètre moyen entre la tête et le pied du pieu.

La distorsion verticale γ_{rz} est prédominante dans le mode de déformation au voisinage du pieu.

La loi de comportement élastique linéaire de Hooke permet ensuite d'écrire :

$$\gamma_{rz} \approx \frac{dw}{dr} = \frac{\tau}{G} = \frac{\tau_0 r_0}{G r} \quad (3.78)$$

- G est le module de cisaillement, éventuellement variable avec la profondeur,

L'intégration de cette équation différentielle conduit à l'expression du tassement du pieu du au frottement latéral :

$$s = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{r_m}{G} = \frac{\tau_0 r_0}{G} \zeta \quad (3.79)$$

- r_m : est le rayon à partir duquel les déplacements verticaux son négligeables dans le sol.
- ζ : Un facteur égal au logarithme du rapport du rayon r_m au rayon r_0 .
- S : le tassement du pieu.

Les calculs et l'expérience montrent que ξ varie entre 3 et 5, avec une valeur moyenne autour de 4 (FLEMING, WELTMAN, RANDOLPH, & ELSON, 1992).

3.3.2.1 Pieu compressible

Le cas d'un pieu compressible a également été traité (RANDOLPH & WROTH, 1978). Les équations de base sont alors :

-l'équation de compressibilité du pieu :

$$\varepsilon_{zz} = \frac{ds}{dz} = \frac{Q}{E_{\text{pieu}} \pi r_0^2} \quad (3.80)$$

- Q est la charge axiale dans le pieu a la profondeur z
- E_{pieu} , le module d'Yong du matériau qui constitue le pieu

L'aquatirons qui gouverne la variation de la axiale en fonction du cisaillement :

$$\frac{dQ}{dz} = -2\pi\tau r_0 \quad (3.81)$$

La combinaison de ces équations conduit à l'équation différentielle suivante :

$$\frac{d^2 s}{d^2 z} = \frac{2G}{r_0^2 \xi E_{pieu}} S \quad (3.82)$$

- $\xi = \frac{G_L}{G_b}$: est le rapport du module de cisaillement du sol à la cote L, G_L , au module de cisaillement du sol sous la pointe du pieu G_b .

Le comportement en pointe est introduit comme une condition à la limite pour la profondeur $z=L$. cette condition s'exprime à l'aide de la solution pour un poinçon rigide (TIMOSHENKO ET GOODIER, 1970) mais modifier afin de tenir compte d'une certaine interaction entre la couche de sol qui est adjacente au pieu et la couche inférieure. La condition à la limite s'écrit :

$$S = \frac{Q_p(1-\nu)}{4r_p G_p} n \quad (3.83)$$

Q_p , r_p , G_p : représente la valeur de ces quantités à la base du pieu.

$n = \frac{r_1}{r_0}$: le rayon r_1 est introduit pour tenir compte de l'interaction en pointe. En fait ce coefficient permet de considérer dans la solution du poinçon rigide une surface de sol de rayon plus important à la base du pieu. Pour un pieu très rigide n est proche de 1. Sinon n semble varier entre 0.5 et 0.85 lorsque cette solution théorique est calée sur des mesures in situ (RANDOLPH & WROTH, 1978), La résolution de l'équation différentielle conduit à l'expression du tassement « s » en fonction de la charge appliquée en tête Q_0 :

$$\frac{Q_0}{G_L r_0 s} = \frac{\frac{4n}{(1-\nu)\xi} \frac{2\pi\rho \tanh(\mu L)}{\zeta} \frac{L}{\mu L} \frac{L}{r_0}}{1 + \frac{4n}{\pi\lambda(1-\nu)\xi} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{r_0^2}} \quad (3.84)$$

- $\rho = \frac{\bar{G}}{G_L}$: le rapport du module de cisaillement moyen \bar{G} entre les cotes 0 et L au module G_L à la cote L.
- L : longueur du pieu.
- $\lambda = \frac{E_{pieu}}{G_L}$: le rapport de module d'Young du pieu E_{pieu} au module de cisaillement du sol G_L .

- $\mu L = \frac{L}{r_0} \sqrt{\frac{2}{\xi \lambda}}$: Une quantité qui caractérise la compressibilité du pieu et ν , le coefficient de poisson du sol.

Pour un sol homogène, ($n = \xi = \rho = 1$) et pour un pieu rigide

($\frac{L}{r_0} < 0.5 \sqrt{\frac{E_{\text{pieu}}}{G_L}}$), l'expression du tassement s se réduit à la relation suivante :

$$\frac{Q_0}{Gr_0s} = \frac{4}{(1-\nu)} + \frac{2\pi L}{r_0} \quad (3.85)$$

En revanche, pour un sol homogène et un pieu élancé et souple

($\frac{L}{r_0} > 3 \sqrt{\frac{E_{\text{pieu}}}{G_L}}$), l'expression du tassement s devient :

$$\frac{Q_0}{Gr_0s} = \pi \sqrt{\frac{2\lambda}{\xi}} \quad (3.86)$$

➤ **Un programme MATLAB qui englobe les formules de tassement précédentes :**

```

fonction tass(d,e,a,l)
d=input('introduire la diamètre du pieu D = ');
l=input('introduire la longueur du pieu L = ');
a=pi*d*d/4;
disp('la section moyenne du pieu A = ')
disp(a)
e=input('introduire le module d''élasticité du pieu E = ');
q=input('introduire la charge appliquée Qt = ');
%disp('la charge appliquée en tête du pieu Qt = ')
disp('la valeur empirique du tassement')
s= d/100+q*l/(a*e)
disp('la valeur empirique du tassement dans un milieu
élastique')
es=input('introduire le module de yong du massif Es = ');
is=input('introduire le facteur d''influence de L et de D
du pieu Is = ');
s=q*is/(es*l)
v=input('introduire la valeur de v (0.2 ou 0.3) : v = ');
gl=input('introduire la valeur du module de cisaillement du
sol a la cote l gl = ');
gb=input('introduire la valeur du module de cisaillement du
sol a la pointe du pieu gb = ');

```

```

gbar=input('introduire la valeur du module de cisaillement
du sol moyen entre (0,l) gbar = ');
xi=input('introduire la valeur du xi = ');
nu=input('introduire la valeur du nu = ');
r0=input('introduire la valeur du r0 = ');
ep=g1/gb
rho=gbar/g1
ld=e/g1
mul=(1/r0)*sqrt(2/(xi*ld))

s=((4*nu)/((1-v)*ep)+
(2*pi*rho*tanh(mul)*l/(mul*xi*r0)))/(1+((4*nu*tanh(mul)*l)/
(pi*ld*(1-v)*ep*mul*r0))*g1*r0/q

if (nu==rho==ep==1)
    disp('sol homogène')
end
if ((1/r0)<0.5*sqrt(e/g1))
    disp('pieu rigide')
end
if ((1/r0)>3*sqrt(e/g1))
    disp('pieu elancé et souple')
end

```

3.4 Présentation des logiciels utilisés :

Introduction

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis (EX : PLAXIS, ABAQUS les codes éléments finis utilisés dans notre étude). L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le code éléments finis est parfois rebutant il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien.

3.4.1 Le logiciel ABAQUS :

ABAQUS est un programme d'éléments finis en 2D et 3D réalisé pour traiter des problèmes mécaniques, il est utilisé aussi pour différentes applications géotechniques. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis. Dans le cas d'une fondation sur pieux en particulier il existe une forte interaction entre les pieux et le sol, l'analyse de tel problème ne peut être conduite efficacement si on fait appel à des lois de comportement adaptés pour le

sol et une interaction correcte sol-pieux. Et pour cela ABAQUS offre beaucoup de possibilités pour introduire l'interaction et les propriétés des matériaux.

ABAQUS donc est un outil puissant et ouvert pour l'analyse des problèmes en génie civil .

3.4.2 Le logiciel Plaxis

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage). Le système d'options du code Plaxis commencent par :

- **Le Maillage :**

L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec contrôle permanent à l'écran.

- **Les conditions aux limites en déplacement :**

Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

- **Les contraintes initiales dues au poids des terres :**

Peut être réalisées de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état k_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre

(incompatibilité entre k_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option k_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

- **Les pressions interstitielles :**

Ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

- **Le coefficient de sécurité :**

Est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

3.4.2.1 Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation (colloque de Villard de l'an (1984), colloque de Cheveland (1987)...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou

tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important. La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément finis, permettant de traiter des problèmes géotechnique réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminé à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle de calcul » de l'ingénieur géotechnicien.

3.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les méthodes analytiques et les méthodes numériques (ABAQUS et Plaxis) la méthode au module de réaction est une méthode analytique aisément applicable, elle permet de calculer les déplacements, les moments, efforts tranchants et la réaction du sol autour du pieu. Nous avons exposé l'application de cette méthode pour les sols cohérents dont le module de réaction est constant, les sols pulvérulents avec le module de réaction qui varie linéairement avec la profondeur, et enfin les sols sableux avec un comportement non linéaire.

L'inconvénient de cette méthode est que le module de réaction E_s est un paramètre de la méthode et non un paramètre intrinsèque du sol, de plus la géométrie réelle du problème n'est pas prise en compte.

Nous avons passé d'une revue en citant les formules analytiques utilisées dans le cas d'un chargement axial.

Il est souvent conseiller d'utilisé la modélisation numérique pour le traitement des problèmes en géotechnique car elle prend en considération l'élément de contact, et cela pour avoir un bon comportement et une simulation correcte du problème.

Au terme de cette étude, nous pouvons dire que chaque méthode présente des avantages et des inconvénients qui diffèrent selon la méthode utilisée. Une méthode idéale serait une méthode en éléments finis qui pourrait tenir compte des effets de l'interaction sol-pieux et fournir tous les résultats nécessaires au dimensionnement du projet.

CHAPITRE 4

MODELISATION NUMERIQUE DES PIEUX SOUS CHARGE AXIALE ET LATÉRALE

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, on se propose d'analyser numériquement et analytiquement le comportement des pieux sous charge axiale et latérale.

En général, la simulation numérique de tels essais est compliquée et mène à des incertitudes ; ceci est dû principalement à la difficulté de la prise en compte des effets d'installation et d'autre part aux difficultés de reproduire l'interface sol-pieu, et de réaliser un maillage optimal.

Nous allons réaliser quelques applications sous charge axiale et latérale sur des modèles développés numériquement sur les logiciels ABAQUS et PLAXIS. Les résultats obtenus seront vérifiés par des formules analytiques et empiriques afin de valider les modèles.

Dans le premier cas on fera l'étude sous un chargement axial en considérant que le pieu est installé dans un sol élastique puis dans un sol élastoplastique de Mohr-Colomb, dans le second cas on réalisera une étude sous chargement latéral tout en considérant que le pieu est installé dans des milieux de mêmes conditions que le premier cas.

Ensuite on va lier les deux cas (axial et latéral) et on les applique à une fondation sur plusieurs pieux.

Enfin on illustrera les différents résultats obtenus durant notre étude.

4.2 Pieu sous un chargement axial

4.2.1 Exemple de modélisation d'un pieu isolé sous chargement axial

4.2.1.1 Présentation du problème :

L'exemple consiste à modéliser avec les logiciels PLAXIS et ABAQUS (2D et 3D), un pieu isolé en tenant compte du frottement à l'interface sol-pieu. La géométrie du système sol-pieu est représentée par la figure (28), et le maillage utilisé correspondant est donné par la figure (29). Les caractéristiques mécaniques et géométriques utilisées dans cet exemple sont illustrées dans les tableaux (9) et (10). Le chargement appliqué en tête du pieu est mentionné dans le tableau (11)

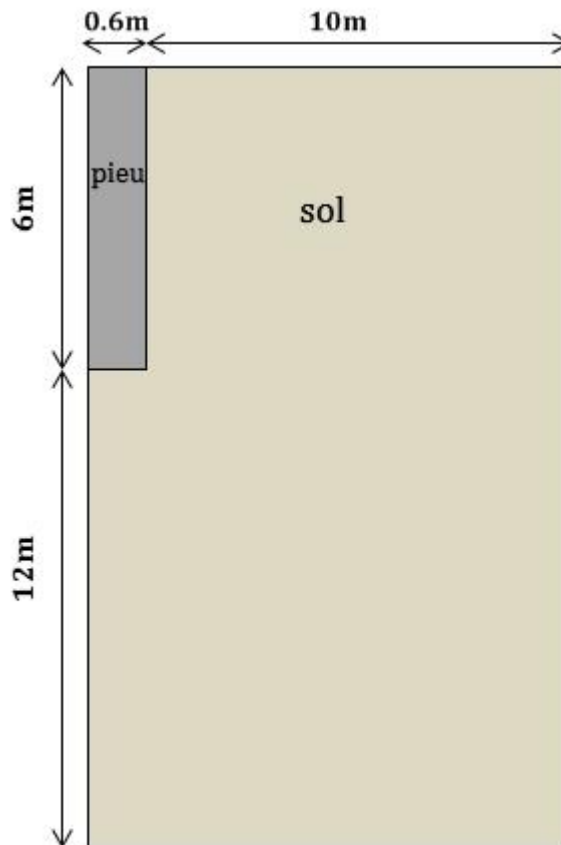


Figure 28. Système sol-pieu

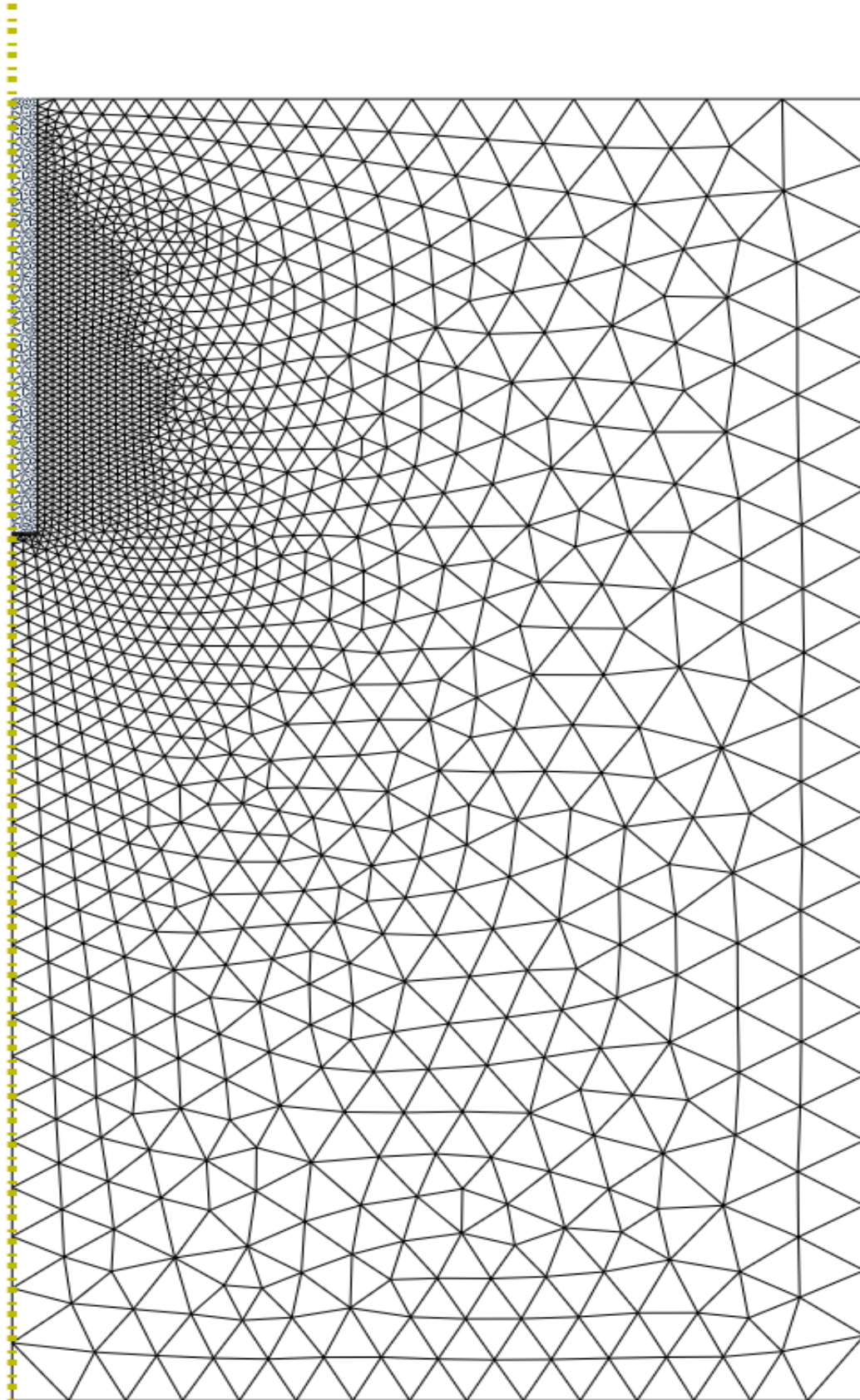


Figure 29. Maillage en axisymétrie avec des éléments tétraédriques du système sol-pieu (logiciel ABAQUS)

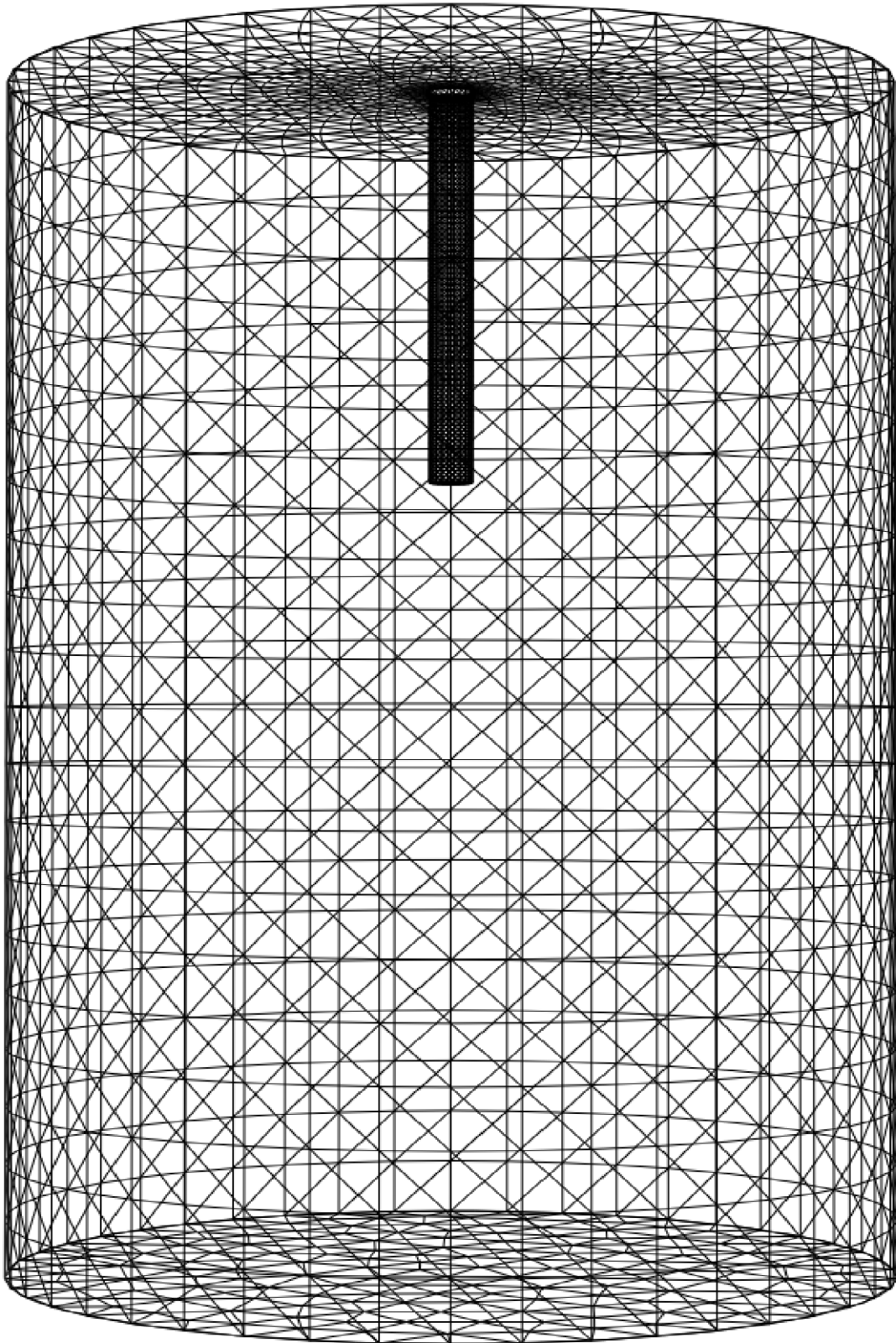


Figure 30. Maillage en 3D avec des éléments tétraédriques du système sol-pieu (ABAQUS)

Tableau 9. Caractéristiques mécaniques

Matériaux		
Sol	Densité (γ) (KN/m ³)	20
	Module élastique (E_{Sol}) (MPa)	50
	Coefficient de Poisson (ν)	0.3
	Angle de frottement (φ)	0°
	La cohésion (C_u) (KPa)	100
	Angle de dilatance (ψ)	0°
Pieu	Densité du béton (γ_p) (KN/m ³)	24
	Module d'Young (E_{pieu}) (MPa)	3 10 ⁴
	Coefficient de Poisson (ν)	0.2
interface	La cohésion (c_f) (KPa)	100
	Angle de frottement (δ)	0°

Tableau 10. Caractéristiques géométriques

Géométries		
sol	Rayon (m)	10
	Profondeur (m)	18
pieu	Rayon (m)	0.3
	Profondeur (m)	6
interface	Epaisseur (m)	0

Tableau 11. Caractéristiques du chargement

Chargement (KPa)		
0	1400	3200
20	1600	3400
50	1800	3600
100	2000	3800
200	2200	4000
400	2400	4200
800	2600	4400
1000	2800	4600
1200	3000	4700

Remarque : pour le cas du sol élastoplastique le chargement a été augmenté jusqu'à 5700 KPa (33 incréments) avec un pas de 200 KPa pour être proche de la rupture du sol.

- **Modélisation des éléments de contact avec ABAQUS :**

L'interface a été prise avec des éléments sans épaisseurs « surface to surface » avec un comportement tangentiel de type frictionnel pour prendre en considération des frottements latéraux, un comportement normal pour prendre en compte la poussée des terres le long du fut ainsi que l'effort de pointe.

- **Modélisation des éléments de contact avec Plaxis :**

On a $c_f = R_{int} * c_u$ d'après le manuel de Plaxis, ce qui donne $R_{int} = \frac{c_f}{c_u} = 1$, les éléments de contact sont aussi pris sans épaisseur.

Dans ce qui va suivre nous allons évaluer l'effet de différents paramètres sur le comportement du pieu chargé axialement. On utilise le même modèle de référence, avec les mêmes données et on fait varier à chaque fois le paramètre à étudier.

4.2.1.2 Etudes paramétrique :

Pour la réalisation d'un modèle numérique est de prendre le rayon du sol égal à 30 fois le rayon du pieu (15*diamètre du pieu) et une profondeur égal à 3.5 fois la profondeur du pieu. (Ouvrage en interaction)

Afin de réaliser un bon modèle pour notre étude nous avons procédé à une étude paramétrique en variant le diamètre du sol pour prévoir l'influence de déplacement du pieu sur les limites du sol. La figure suivante présente le déplacement des nœuds limites du modèle à chaque variation de la distance radiale du sol et cela pour satisfaire les conditions aux limites $u = 0$ (déplacement horizontal aux limites égal à 0).

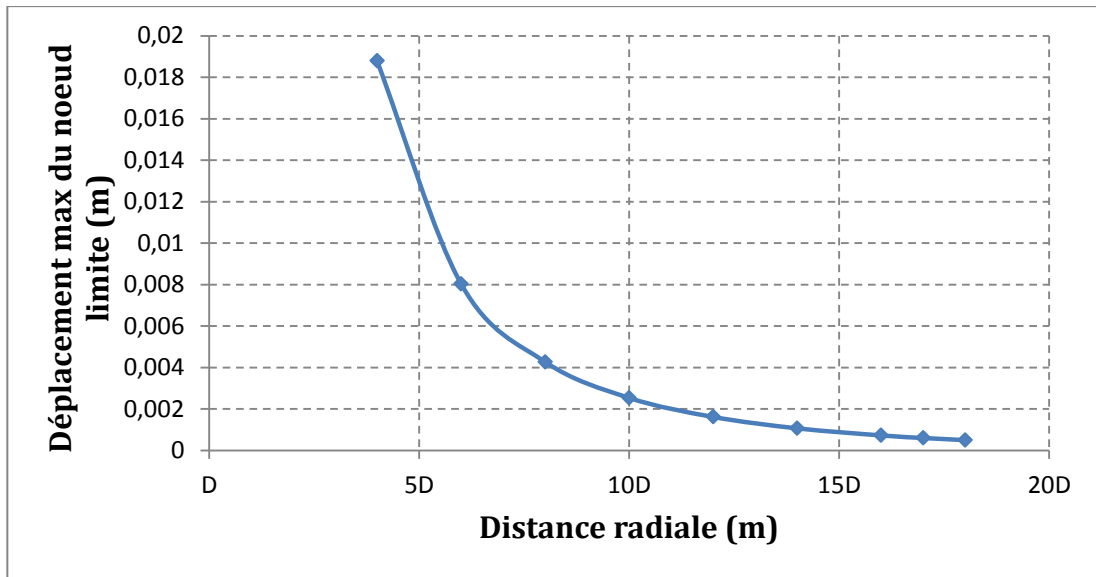


Figure 31. Tassement maximal des nœuds limites du sol

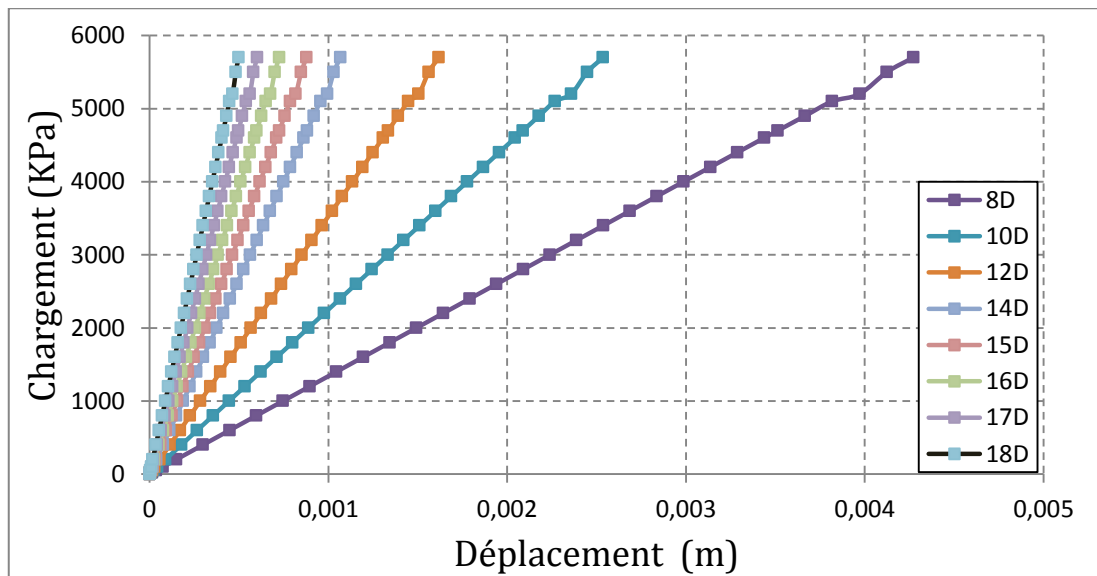


Figure 32. Tassement du nœud limite pour différentes distances horizontales de sol.

En réalisant cette étude on a remarqué que la zone d'influence de déplacement du pieu sur le sol commence à converger vers 0 mm à partir de 15 fois le diamètre du pieu soit 9.6m, au de la de cette limite le déplacement du pieu n'a aucune influence sur le sol.

Donc le diamètre de notre modèle sera supérieur ou égal à 15 fois le diamètre du pieu, on prend $D_{modèle} = 10m$.

4.2.1.2.1 Interprétation des résultats

➤ **Modélisation du système :**

Après avoir fixé le modèle, une pression uniforme est imposé en tête du pieu en 32 incréments (tableau 11), les principaux résultats sont résumés ci-après.

➤ **Pour un sol élastique :**

Les résultats sous illustrés dans la figure (35).

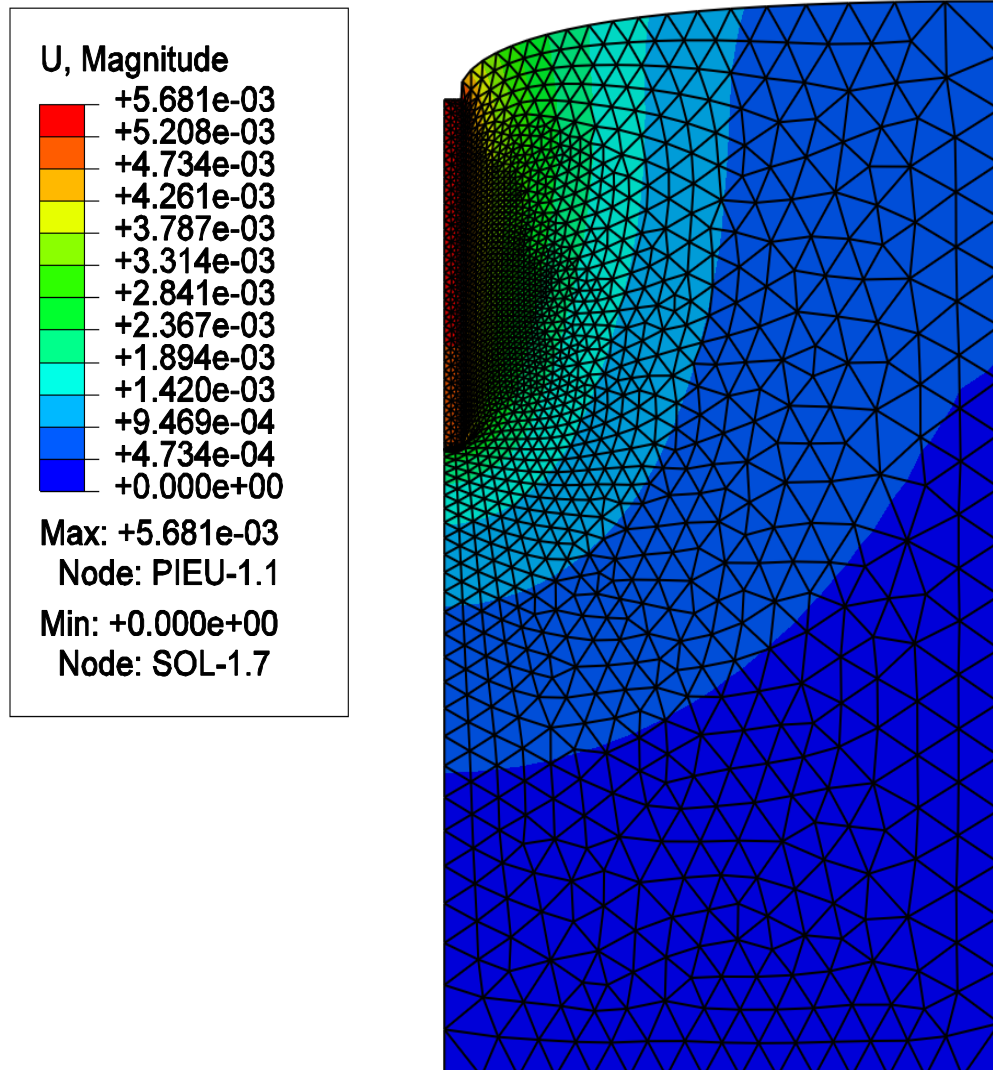


Figure 33. Déplacement du pieu dans un sol élastique après le chargement (model axisymétrique ABAQUS)

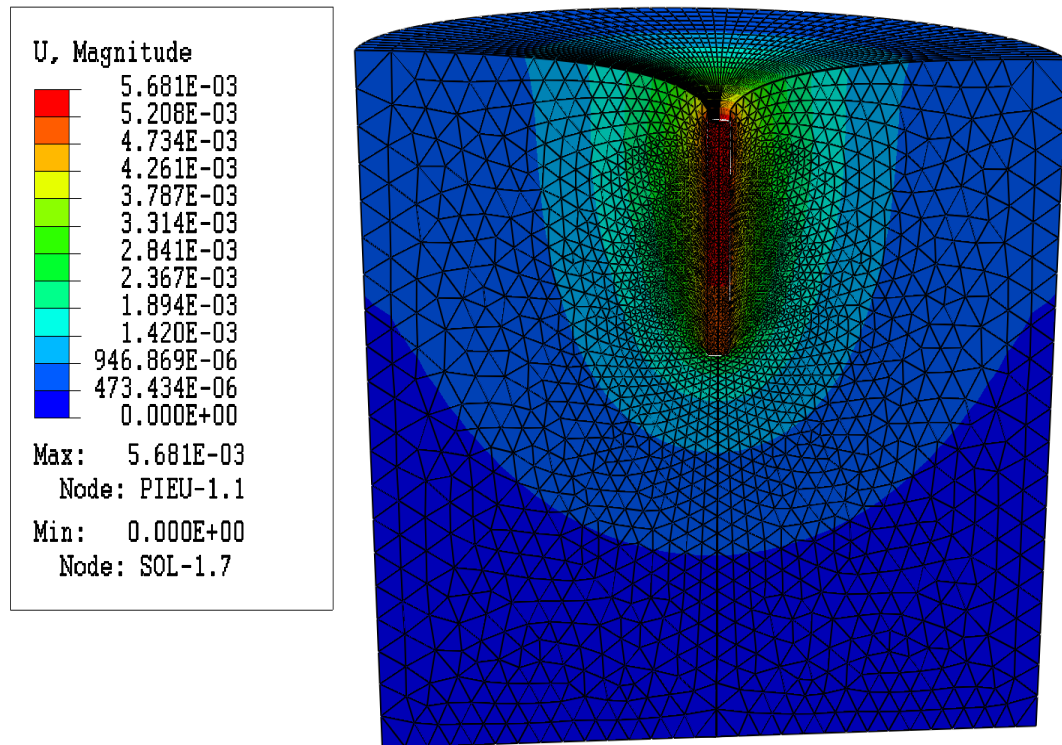


Figure 34. Déplacement du pieu dans un sol élastique après le chargement (modèle 3D ABAQUS)

D'après les deux figures précédentes aucune différence est remarquée entre le modèle axisymétrique et le modèle 3D

Le calcul analytique a été effectué avec la formule (3.84) :

$$\frac{Q_0}{G_L r_0 u} = \frac{\frac{4n}{(1-\nu)\xi} \frac{2\pi\rho}{\zeta} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{r_0}}{1 + \frac{4n}{\pi\lambda(1-\nu)\xi} \frac{\tanh(\mu L)}{\mu L} \frac{L}{r_0^2}}$$

Pour un sol homogène on a $\xi=n=\rho=1$

$$\zeta = \ln(10/0.3) = 3,51$$

$$G_L = \frac{E_s}{2(1+\nu)} = 19,23 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 1560.06$$

$$\mu L = \frac{6}{0.3} \sqrt{\frac{2}{1560.06 \cdot 3.51}} = 0,3828$$

$$\tanh(\mu L) \cong \mu L$$

Une charge de 2000 KPa donne un déplacement vertical $u=2.35\text{mm}$

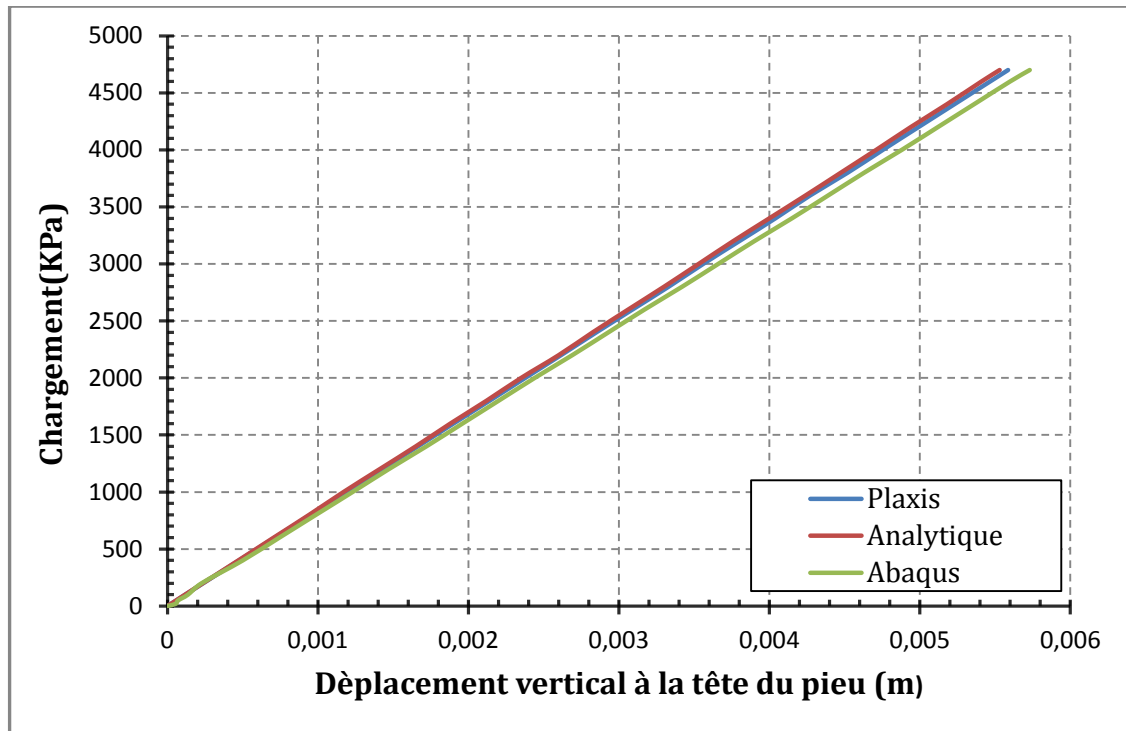


Figure 35. Déplacement vertical du pieu en fonction du chargement statique pour un sol élastique; la comparaison entre (ABAQUS, Plaxis 2D et la formule analytique)

La figure compare les courbes de déplacement dans un sol élastique issues d'un calcul analytique et les résultats obtenues en utilisant les logiciels Plaxis 2D et ABAQUS. On met en évidence une bonne coïncidence du comportement pour les déplacements.

➤ Sol élastoplastique de Mohr-Colomb

Développement de la plasticité :

La plasticité commence à apparaître sous la pointe du pieu et se développe à partir du 13^{ème} incrément (2000 kPa). Le tassement vertical du pieu vaut alors 2.44 mm avec le logiciel ABAQUS et vaut 2.48 mm avec le logiciel PLAXIS cette légère différence est dû au type de maillage. la formule théorique (équation 3.84) conduit à la valeur 2.058 mm L'écart relatif est donc de l'ordre 10 % ce qui est satisfaisant.

Toutefois, il est possible d'affiner la détermination du coefficient ζ dont la valeur est limité par l'étendu du maillage à $\ln\left(\frac{10}{0.3}\right) = 3.51$. pour cette ultime valeur, le tassement vaut 2.35 mm et la solution par les éléments finis est donc bien encadrée par les valeurs déduites de la solution théorique approchée.

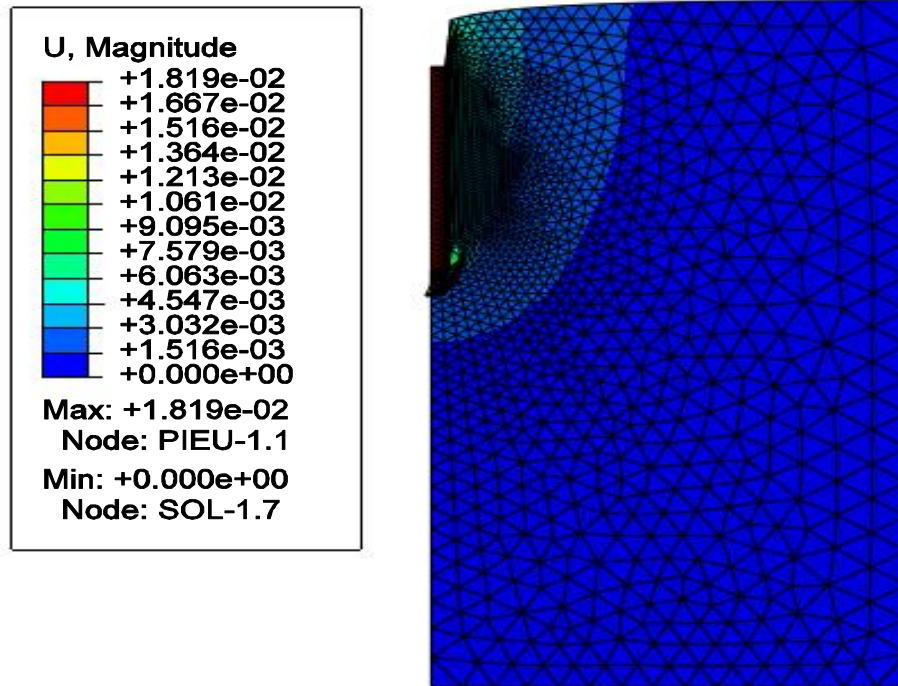


Figure 36. Déplacement vertical du pieu dans un sol élastoplastique de Mohr-Colomb après le chargement (model axisymétrique ABAQUS)

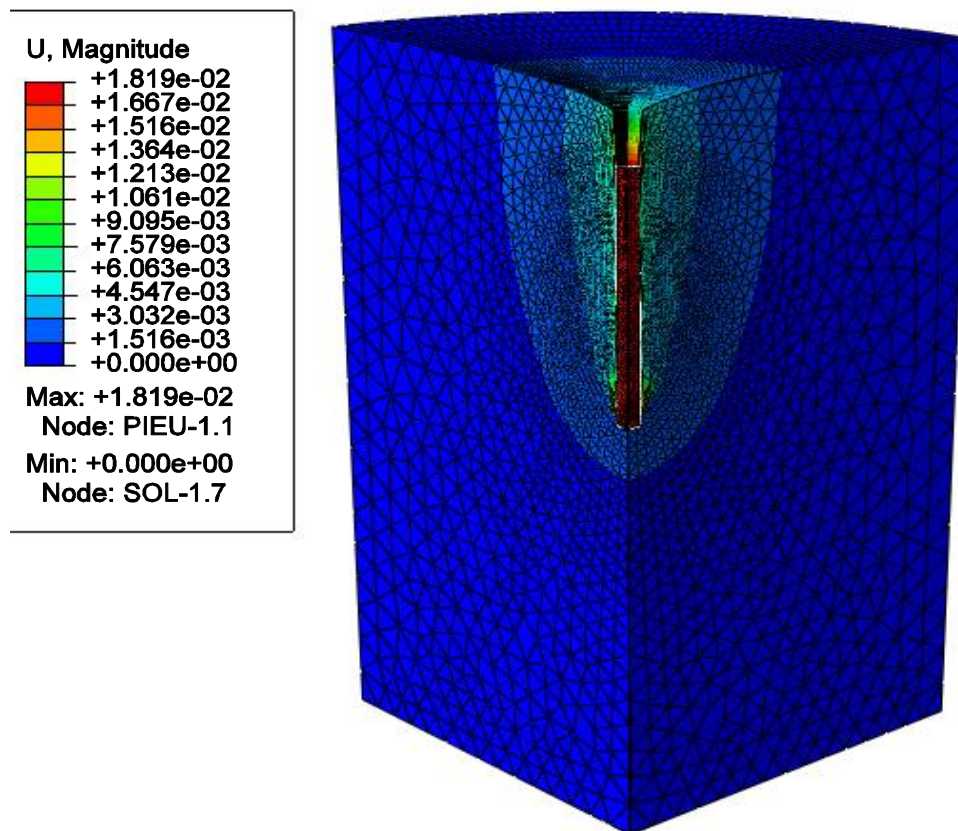


Figure 37. Déplacement vertical du pieu dans un sol élastoplastique de Mohr-Colomb après le chargement (model 3D ABAQUS).

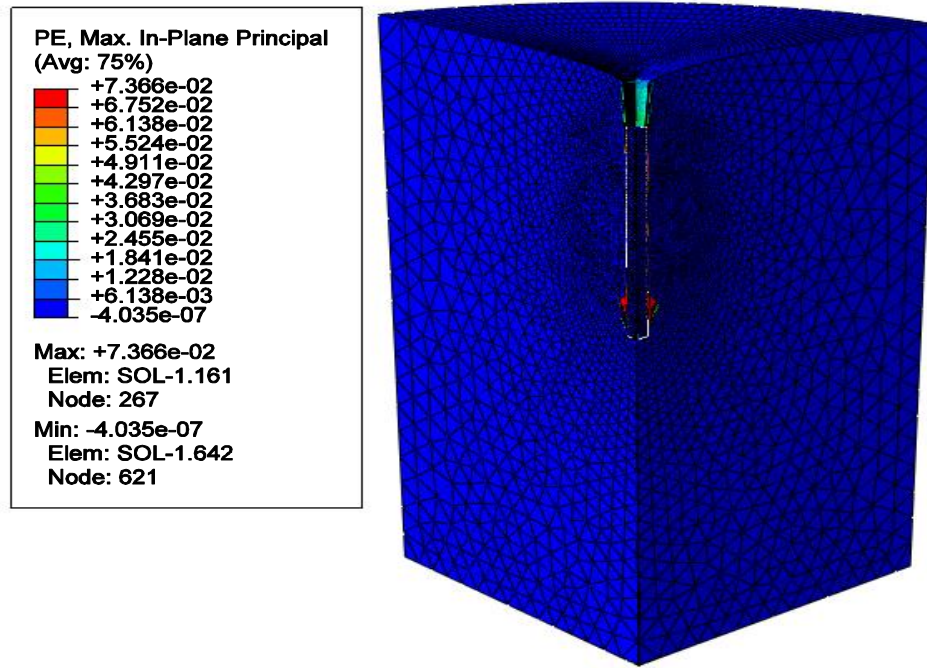


Figure 38. Développement de la plasticité (points plastiques) sous la pointe du pieu (ABAQUS).

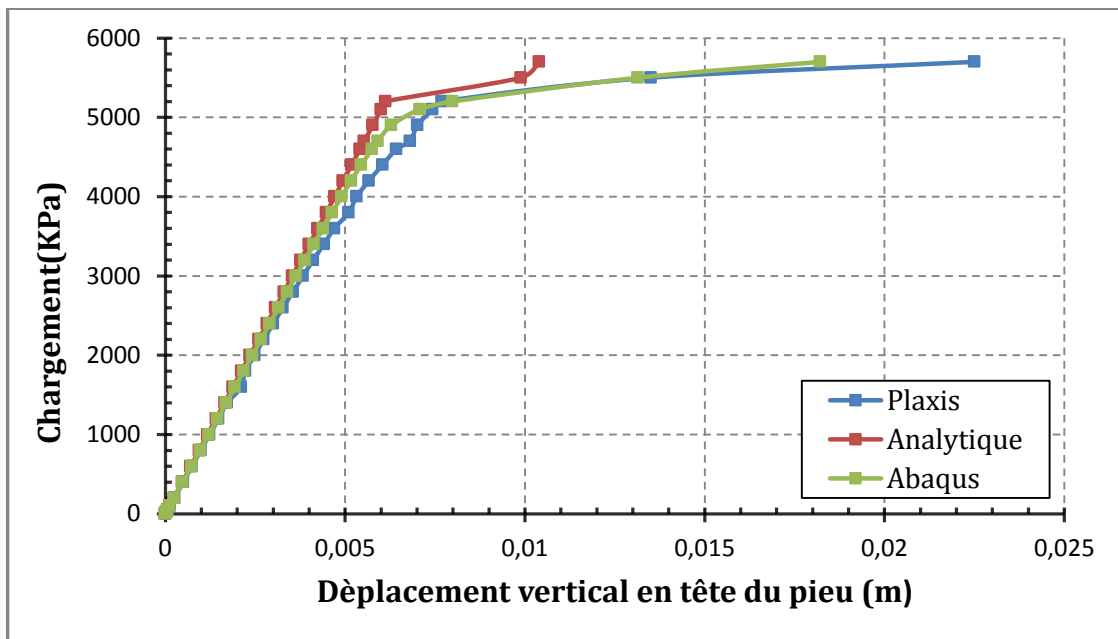


Figure 39. Dèplacement vertical en fonction du chargement statique pour un sol élastoplastique (Mohr-Colomb) comparaison entre (ABAQUS, Plaxis 2D et les formules empiriques).

A partir du 30^{ème} incrément (5100 kPa) on remarque une augmentation brusque de la plasticité, qui est provoquée par de fortes contraintes transmises du pieu au sol, cette augmentation nous informe que le sol au-dessous du pieu est proche de la phase de rupture.

Par la suite on remarque l'apparition de quelques points décollés à l'extrémité du fut au voisinage du sol (figure 40), d'un décollement maximal de 1.7041 mm, ce phénomène est dû à l'augmentation de la contrainte normale exercée par le pieu à l'interface.

Cette zone très limitée peut être observée sur la déformée général du model, la figure ci-après montre clairement ce décollement.

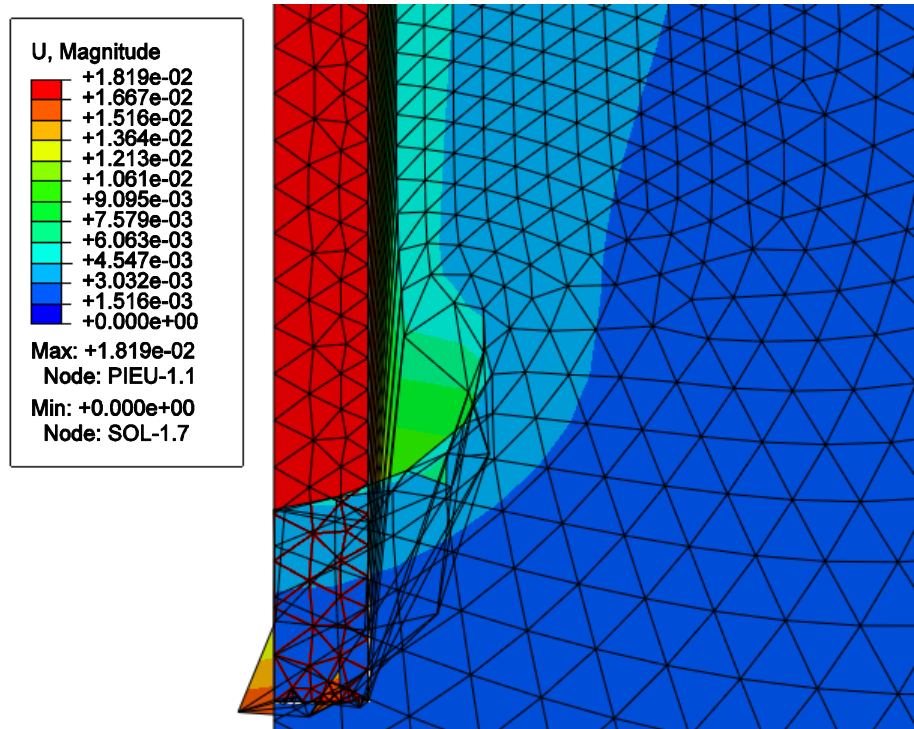


Figure 40. Déformée du sol et apparition des points décollés au voisinage du fût.

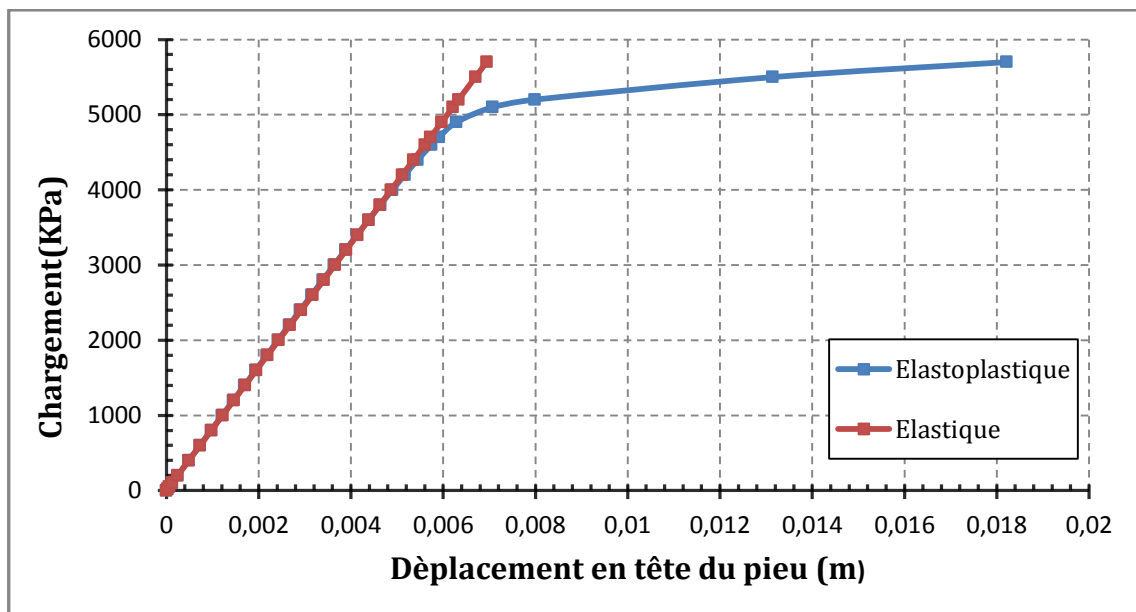


Figure 41. Déplacement vertical en fonction du chargement statique, comparaison entre un sol élastique et un sol élastoplastique (Mohr-Colomb), avec ABAQUS.

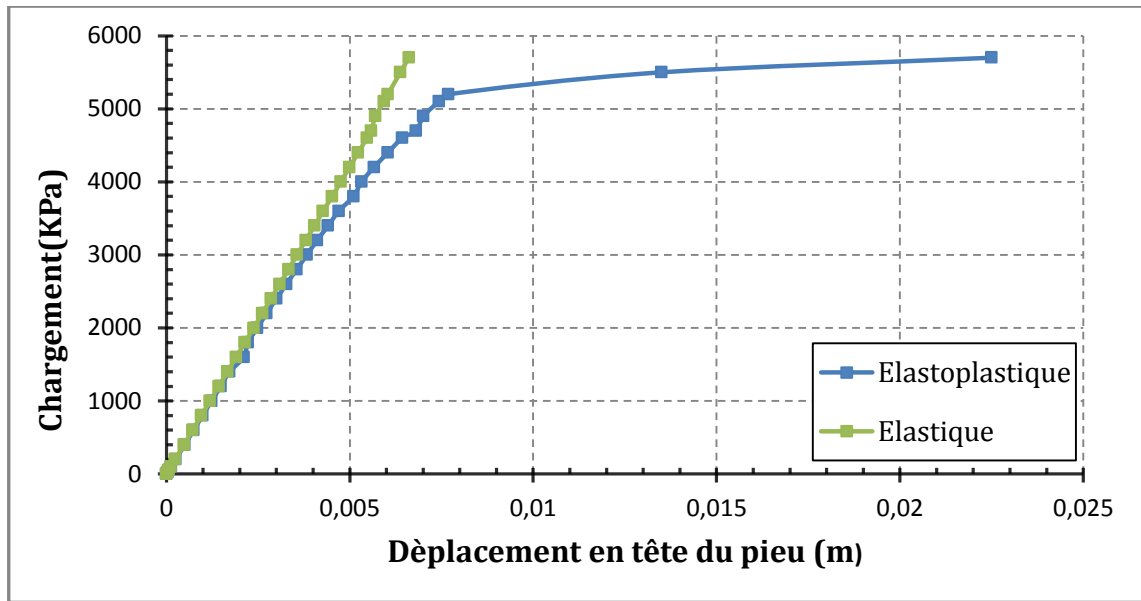


Figure 42. Déplacement vertical en fonction du chargement statique, comparaison entre un sol élastique et un sol élastoplastique (Mohr-Colomb), avec Plaxis 2D.

Les deux figures (41, 42) illustrent l'évolution du déplacement en fonctionnement du chargement dans le sol élastique et élastoplastique réalisées avec ABAQUS et PLAXIS, cette petite différence remarquée sur l'allure de la figure est dû au raffinement du maillage, et le type d'élément utilisé.

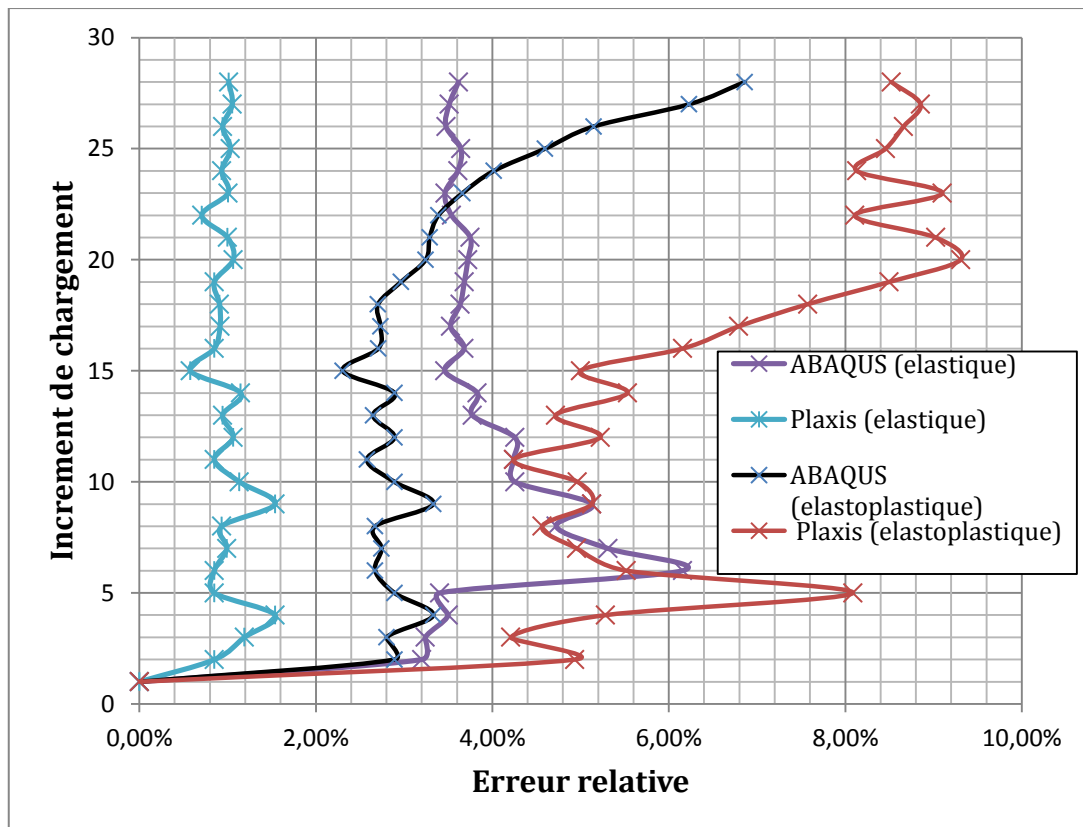


Figure 43. L'erreur relative entre le calcul analytique et le calcul numérique.

D'après la figure 43 ; on constate que L'écart maximal entre le calcul analytique et Plaxis est de 1.6% pour un sol élastique, et de 9.4% pour un sol élastoplastique, celle de ABAQUS est de 6.2% pour un sol élastique, et de 7% pour l'élastoplastique cette petite différence est dû au fait que le calcul numérique prend en considération l'interface (sol-pieu) contrairement au formules analytiques

4.3 Pieu sous charge latérale :

4.3.1 Présentation du problème :

L'exemple consiste à modéliser avec les logiciels Plaxis 3D et ABAQUS, un pieu isolé chargé latéralement en tenant compte du frottement à l'interface sol-pieu. La géométrie du système sol-pieu représentée par la figure (44), et le maillage utilisé correspondant est donné par la figure (45). Les caractéristiques mécaniques et géométriques utilisées dans cet exemple sont illustrées dans les tableaux (12) et (13). Le chargement appliqué en tête du pieu est de 70 KN

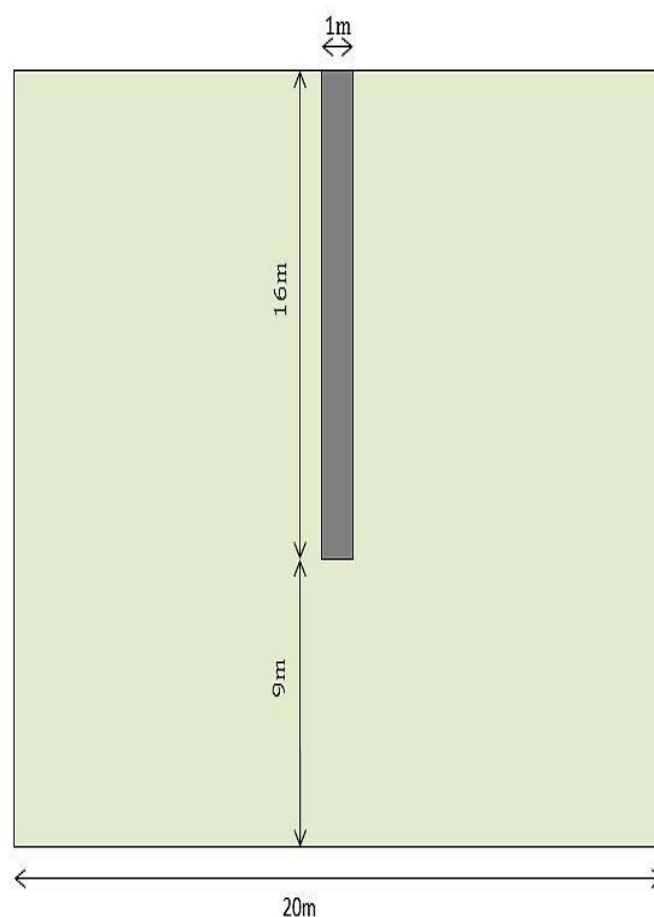


Figure 44. Système sol-pieu

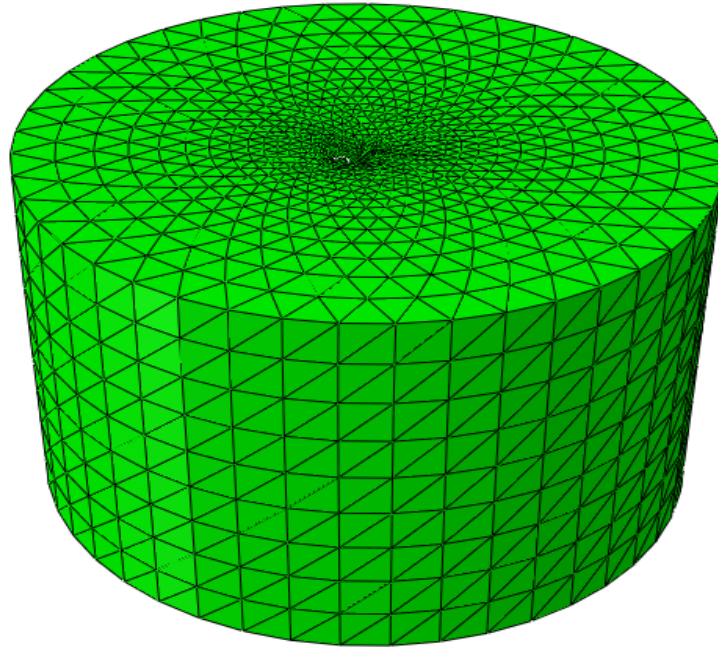


Figure 45. Maillage 3D avec des éléments tétraédriques du système sol-pieu (Abacus)

Tableau 12. Caractéristique mécanique du modèle

Matériaux		
sol	Densité (γ) (KN/m ³)	18
	Module élastique (E_{sol}) (MPa)	2
	Coefficient de Poisson (ν)	0.35
	Angle de frottement (φ)	24°
	La cohésion (C_u) (KPa)	2
	Angle de dilatance (ψ)	0°
pieu	Densité du béton (γ_p)(KN/m ³)	25
	Module d' Young (E_{pieu}) (MPa)	3.2 10 ⁴
	Coefficient de Poisson (ν)	0.2
interface	Angle de frottement (δ)	18°

Tableau 13. Caractéristique géométrique du modèle

Géométries		
sol	Rayon (m)	10
	Profondeur (m)	25
pieu	Rayon (m)	0.5
	Profunder (m)	16
interface	Epaisseur (m)	0

Les résultats obtenus seront discutés ci-après

4.3.2 Calcul du déplacement horizontal en tête d'un pieu isolé dans le cas d'un sol homogène :

En utilisant la méthode au module de réaction dans le cas d'un sol homogène et linéaire et pour un pieu isolé libre en tête (équation 3.17):

$$y(z) = e^{-z/l_0} \frac{l_0^2}{2E_p I_p} \left[(Q_0 l_0 + M_0) \cos \frac{z}{l_0} - M_0 \sin \frac{z}{l_0} \right]$$

Et pour une sollicitation en tête du pieu $z=0$, et l'absence de moment, on obtient le déplacement maximal :

$$y(0) = \frac{l_0^2}{2E_p I_p} [(Q_0 l_0)]$$

Avec :

$$I_p = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi \cdot 1^4}{64} = 0,049 \text{ m}^4$$

$$E_p \cdot I_p = 1568 \cdot 10^3 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$E_s = 1.3^{12} \sqrt{\frac{E \cdot B^4}{E_p \cdot I_p (1 - \nu^2)}} \frac{E}{1}$$

$$E_s = 13^{12} \sqrt{\frac{2000 \cdot 1^4}{1568 \cdot 10^3 \cdot (1 - 0.35^2)}} \frac{2000}{1}$$

$$E_s = 1700,33 \text{ kN/m}^2$$

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 E_p I_p}{E_s}} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 1568 \cdot 10^3}{1700.33}}$$

$$l_0 = 7,8 \text{ m}$$

$$y(0) = \frac{7.8^2}{2 \cdot 1568 \cdot 10^3}$$

$$y(0) = 10.6 \text{ mm}$$

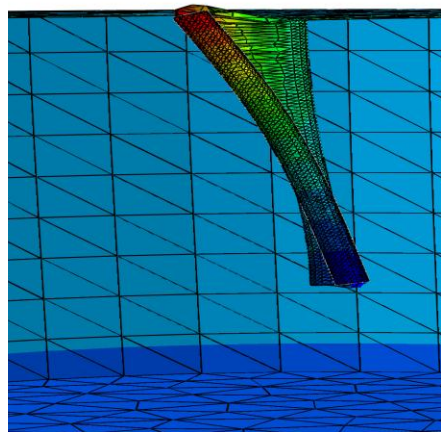


Figure 46. Déformée du pieu sous chargement latéral avec ABAQUS.

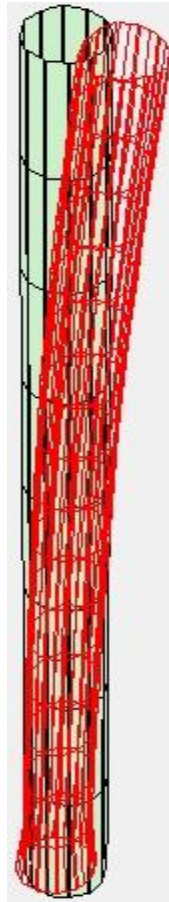


Figure 47. Déformée du pieu sous chargement latéral avec Plaxis 3D.

Les figures (46 , 47) illustrent le déplacement latéral du pieu et l'effet du contact sur le comportement sol-pieu, et montre bien le décollement de la surface du contact, et bien visible à proximité de la pointe du pieu là où la concentration des contraintes est plus grande.

4.3.2.1 Déplacement latéral en fonction de la profondeur du pieu :

Afin d'illustrer le déplacement horizontal le long du pieu sous chargement latéral on a choisit des points (chaque 2m), les résultats obtenues sont présentés ci-après:

➤ Cas de sol élastique

Le pieu sera implanté dans un sol élastique et les résultats obtenus ainsi que l'étude réalisée sont illustrés dans la figure ci-après :

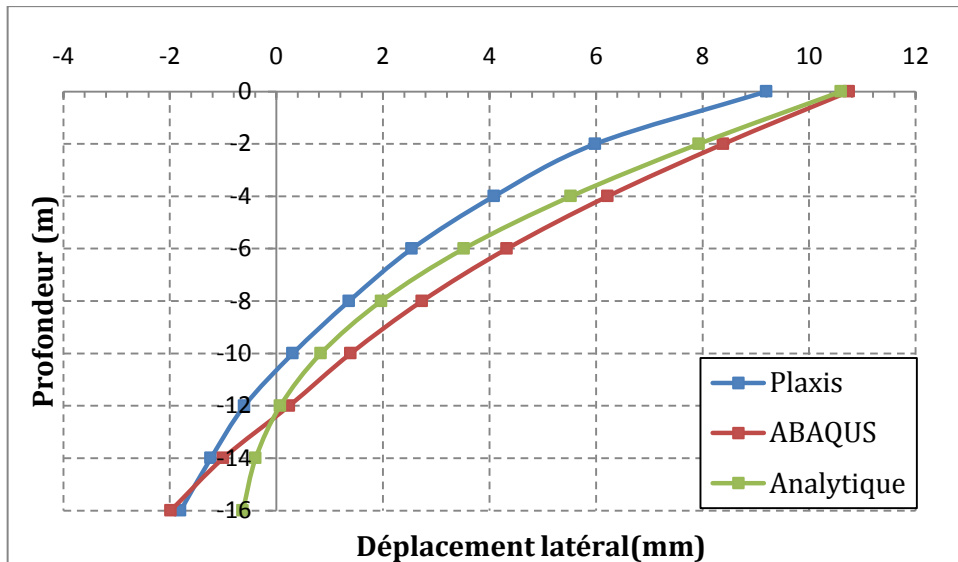


Figure 48. Déplacement latéral du pieu en fonction de sa profondeur, comparaison entre ABAQUS Plaxis 3D et les formules analytique.

Après avoir étudié les déplacements à chaque profondeur on a constaté que L'écart relatif entre les résultats donnés par ABAQUS et le calcul analytique sont de 1.5% ce qui est très satisfaisant, et l'écart entre Plaxis et le calcul analytique est de 13%.

✓ **Étude d'un modèle avec contact et sans contact (contact parfait) dans un sol élastique :**

L'objectif de cette étude est de comparer le déplacement du pieu obtenu pour un modèle avec contact et sans contact (contact parfait entre le pieu et le sol), les résultats obtenus sont illustrés dans la figure suivante :

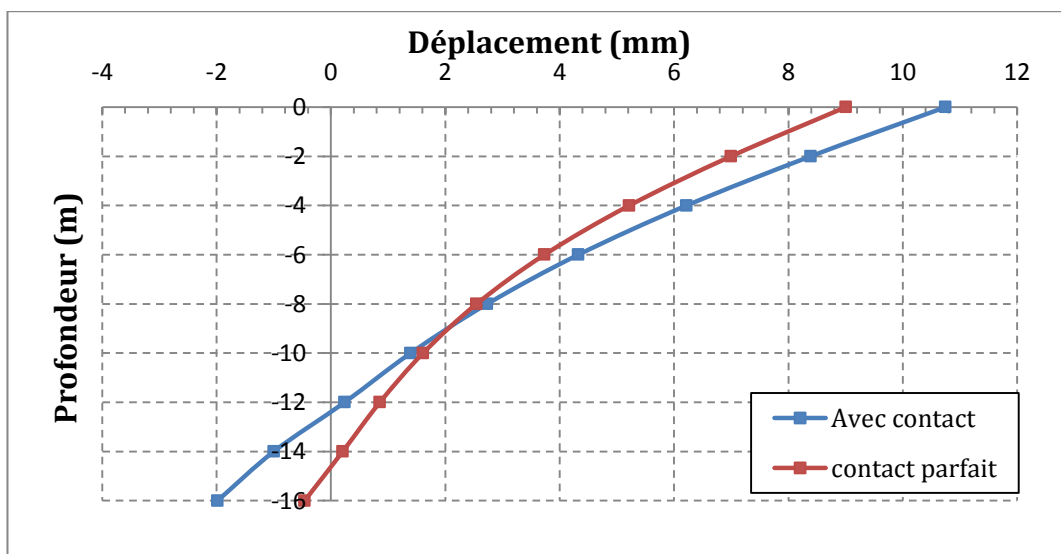


Figure 49. Comparaison de la courbe profondeur-déplacement sous charge latérale, la modélisation avec adhérence parfaite et avec prise en compte de l'interface dans un sol élastique (ABAQUS)

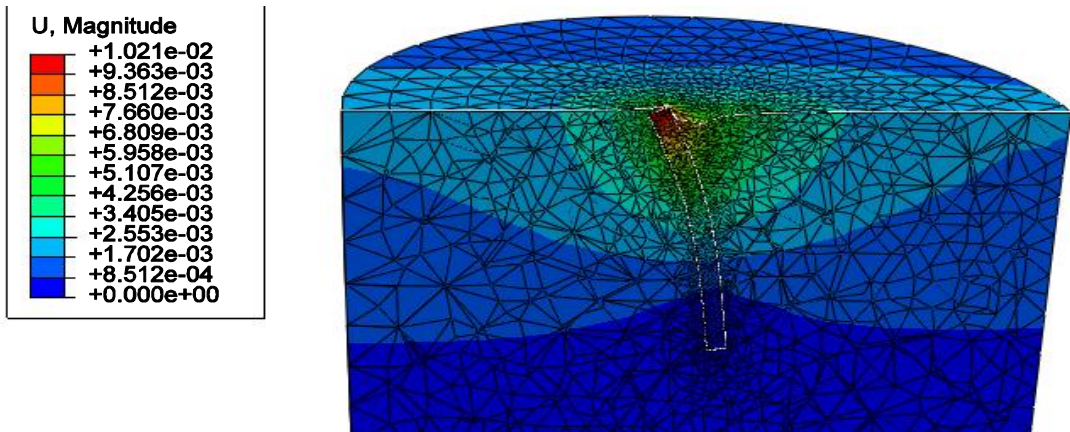


Figure 50. Modèle avec contact parfait

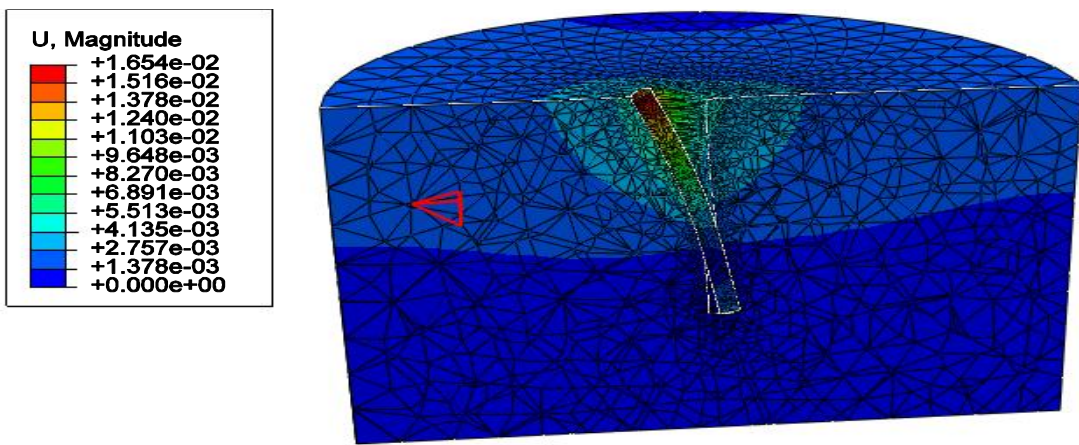


Figure 51. Modèle avec contact ($\mu=0.4$)

➤ **L'influence du coefficient de frottement de sol sur le déplacement du pieu :**

Dans le but de connaître l'influence du coefficient de frottement sur le déplacement d'un pieu isolé installé dans un sol et chargé latéralement à chaque profondeur, on a fait varier le coefficient de frottement du sol μ de 0.1 jusqu'à 1.

Tableau 14. Valeurs de déplacement de chaque profondeur en fonction de coefficient de frottement.

Profondeur	$\mu=0,1$	$\mu=0,3$	$\mu=0,5$	$\mu=0,7$	$\mu=1$
0	11,0490	10,7502	10,4876	10,2195	9,8325
-2	8,6318	8,3905	8,1777	7,9598	7,6453
-4	6,4052	6,2202	6,0566	5,8881	5,6454
-6	4,4599	4,329	4,2134	4,0928	3,9195
-8	2,8131	2,7345	2,6651	2,5905	2,4835
-10	1,4236	1,3955	1,3712	1,3405	1,2969

-12	0,2192	0,2408	0,261	0,2728	0,2902
-14	-1,0797	-0,9975	-0,924	-0,862	-0,7731
-16	-2,1161	-1,9824	-1,864	-1,7605	-1,6124

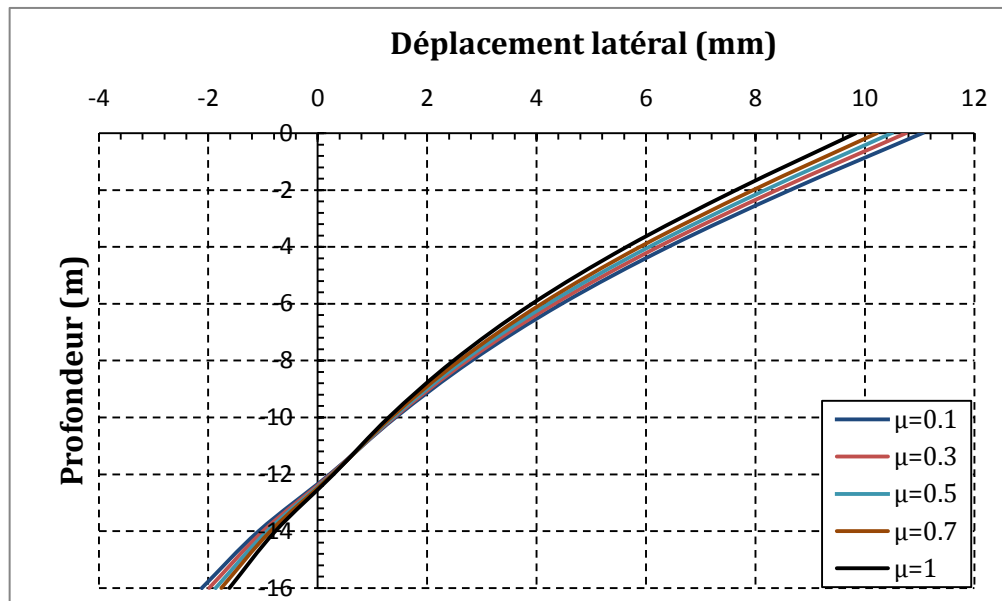


Figure 52. Influence de coefficient de frottement μ sur le déplacement latéral du pieu.

Les résultats montrent que l'augmentation du coefficient de frottement du sol provoque une diminution de déplacement horizontal du pieu, cela est logique car à chaque augmentation de μ engendre une augmentation de l'effort résistant latéral.

➤ **Cas d'un sol élastoplastique de Mohr-Colomb :**

Le pieu sera implanté dans un sol élastoplastique et Les résultats obtenus ainsi que l'étude réalisée sont illustrés dans les tableaux et les figures ci-après :

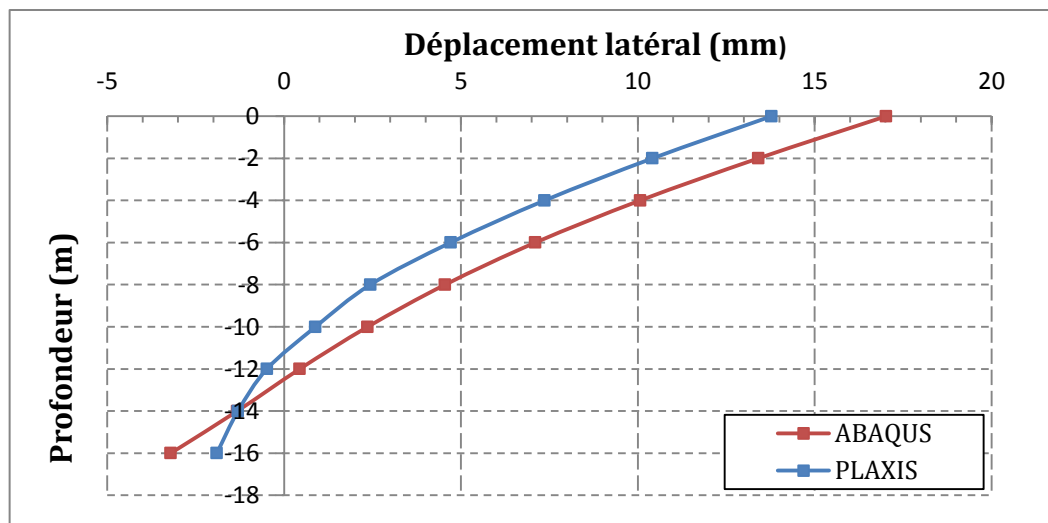


Figure 53. Déplacement latéral du pieu en fonction de sa profondeur dans un sol élastoplastique, comparaison entre ABAQUS et Plaxis 3D.

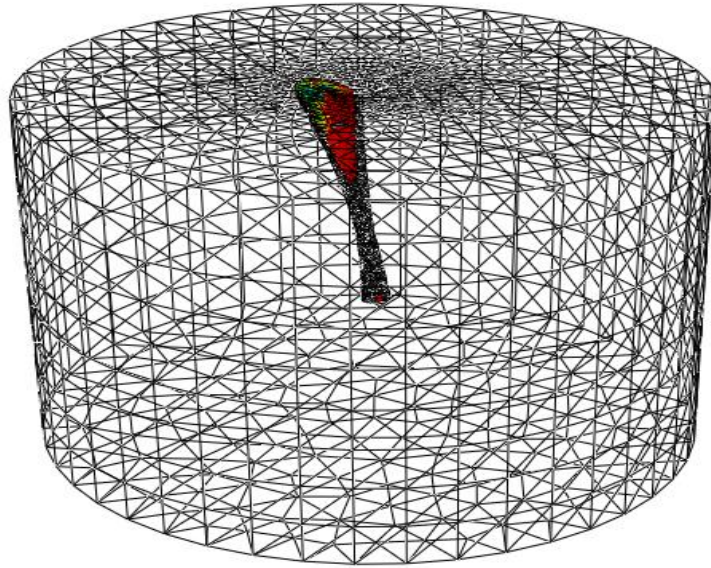


Figure 54. Formation des points plastique dans le sol après le chargement (ABAQUS).

Après avoir chargé le pieu ; des points plastique apparaissent sous la pointe et le long de la paroi du sol à proximité de la tête du pieu comme le montre la **Figure 54**.

✓ **L'influence du coefficient de frottement de l'interface sur le déplacement du pieu dans un sol de critère Mohr-Colomb :**

Dans le but de connaître l'influence du coefficient de frottement sur le déplacement d'un pieu isolé installé dans un sol et chargé latéralement à chaque profondeur, on a fait varier le coefficient de frottement à l'interface « μ » de 0.1 jusqu'à 1.

Tableau 15. Valeurs de déplacement (mm) de chaque profondeur en fonction de coefficient de frottement.

profondeur	$\mu=0,1$	$\mu=0,3$	$\mu=0,4$	$\mu=0,6$	$\mu=0,8$	$\mu=1$
0	18,6114	17,0259	16,4806	15,7542	15,3007	15,0000
-2	14,6977	13,4130	12,9728	12,3860	12,0206	11,7767
-4	11,0563	10,0691	9,7321	9,2829	9,0043	8,8169
-6	7,8040	7,1065	6,8691	6,5526	6,3576	6,2253
-8	4,9738	4,5542	4,4114	4,2201	4,1039	4,0243
-10	2,5201	2,3657	2,3118	2,2379	2,1958	2,1663
-12	0,3427	0,4445	0,4754	0,5129	0,5416	0,5602
-14	-1,6765	-1,3214	-1,2075	-1,0613	-0,9635	-0,8973
-16	-3,8353	-3,2007	-2,9957	-2,7304	-2,5564	-2,4376

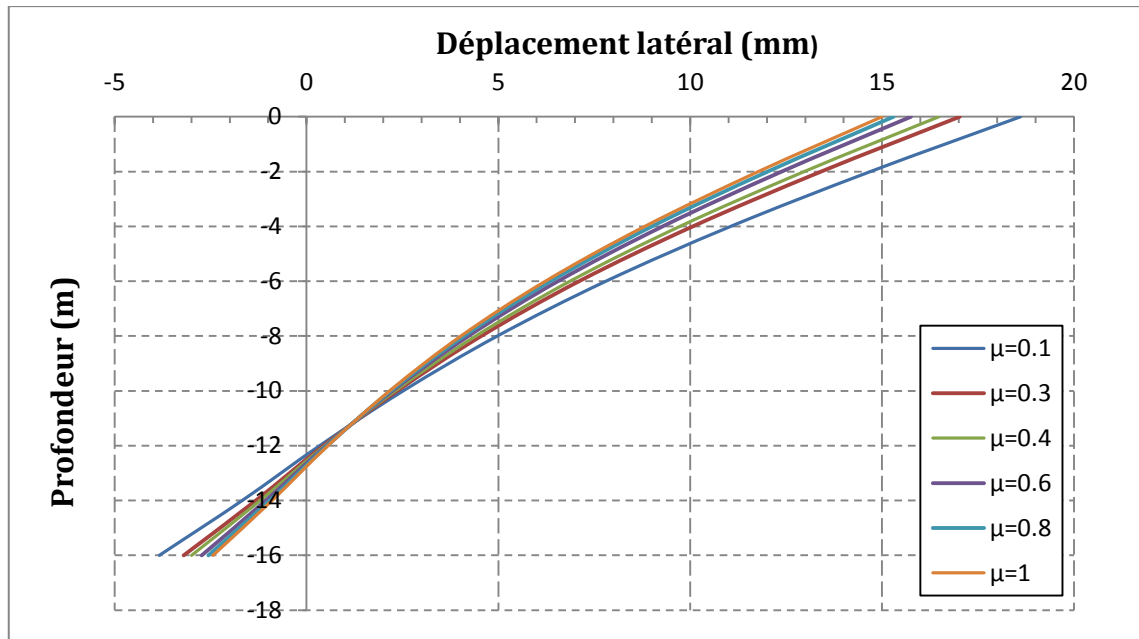


Figure 55. Influence de coefficient de frottement μ sur le déplacement latéral du pieu pour un sol élastoplastique de Mohr Colomb.

Les résultats montrent que l'augmentation du coefficient de frottement de contact provoque une diminution de déplacement horizontal du pieu, cela est logique car à chaque augmentation de μ , alors il y a une augmentation des efforts résistants le long du fut.

✓ **Étude d'un modèle avec contact et sans contact (contact parfait) dans un sol de Mohr- Colomb :**

L'objectif de cette étude est de comparer le déplacement du pieu réalisé sous un modèle avec contact et sans contact (contact parfait entre le pieu et le sol), les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau et la figure suivante :

Tableau 16. Valeurs du déplacement de chaque profondeur (modèle avec contact et sans contact).

Profondeur	modèle sans contact	modèle avec contact (contact parfait)
0	10,202146	17,0259569
-2	7,901283	13,4130819
-4	5,851048	10,0691421
-6	4,1375	7,10650161
-8	2,768721	4,55423258
-10	1,693262	2,36574211
-12	0,829605	0,44450074

-14	0,0907636	-1,32148294
-16	-0,666037	-3,20073823

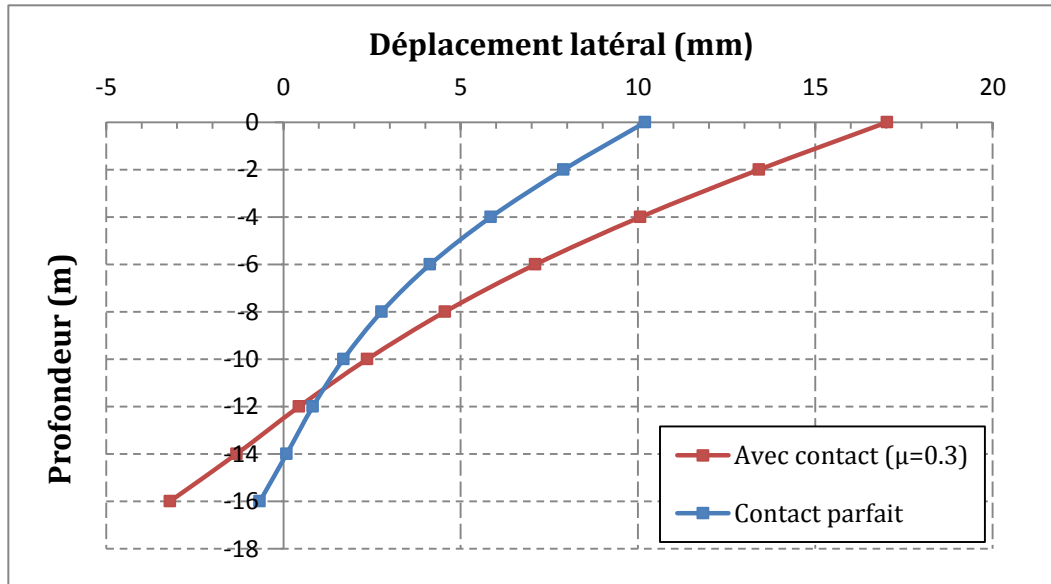


Figure 56. Comparaisons de la courbe profondeur-déplacement sous charge latérale, la modélisation avec adhérence parfaite et avec prise en compte de l'interface dans sol élastoplastique de Mohr-Colomb (ABAQUS).

En analysant les résultats illustrés précédemment qui sont issus des deux modèles, on remarque clairement la différence entre leurs résultats, et que les déplacements obtenus en utilisant l'élément de contact sont plus grands que les valeurs de celui avec un contact parfait (sans contact), ces résultats mettent en évidence l'intérêt et la nécessité de prendre en considération le contact dans la modélisation pour une bonne estimation du comportement du problème étudié.

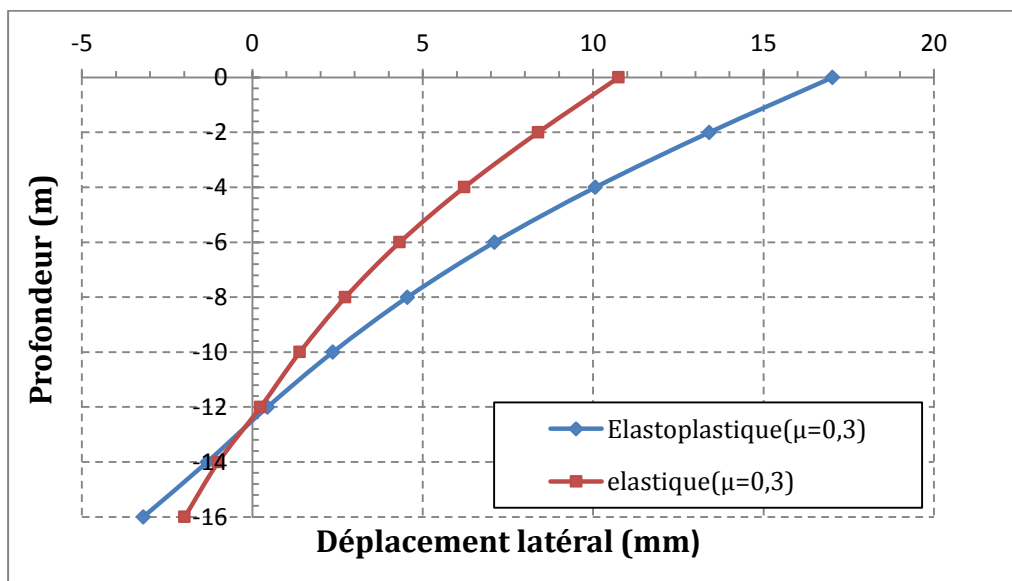


Figure 57. Comparaison du déplacement latéral d'un sol élastique et un autre élastoplastique de Mohr-Colomb avec un même coefficient de frottement à l'interface ($\mu=0.3$).

4.4 Application pour le cas d'un groupe de pieux

➤ Présentation du projet

L'ouvrage d'art qui constitue l'objet de notre étude a été proposé par la direction des travaux publics de la wilaya de Bejaia. C'est un pont-route, qui va assurer le franchissement d'oued Agrioune ; cette présente étude rentre dans le cadre du projet d'évitement de la ville de Kherrata, et qui a comme objet, la diminution de la densité du trafic routier reliant Bejaia à la willaya du Sétif.

➤ Reconnaissance du site

Le projet (viaduc de 385 m) est localisé entre le viaduc menant vers la daïra de Bouandas et la RN °9 traversant l'Oued Agrioune passant par le marché de la ville et rejoignant la route nationale n°9.

4.4.1 Présentation du problème :

L'éboulement est un phénomène très rencontré lors de réalisation des fondations profondes, il est dû principalement à l'absence du coffrage métallique (chemisage) sur certaines ou la totalité de la profondeur du sol foré, il est avéré que ce phénomène a des conséquences très dangereuses sur la stabilité de structure du fait que les fondations sont en déséquilibre (les pieux ne travaillent pas à la pointe).

Le traitement de ce genre de problèmes reste très limité en génie civil, pour cela on propose d'étudier ce cas fréquent.

Le problème consiste à modéliser avec le logiciel ABAQUS, une fondation reposant sur un groupe de pieux en tenant compte du frottement à l'interface sol-pieu. La modélisation se compose de deux parties la première quand les pieux sont bien réalisés ,la seconde inclue un pieu mal réalisé.

La géométrie du système sol-fondation est représentée par la figure (58), et le maillage utilisé correspondant est donné par les figures (59, 60, 61). Les caractéristiques mécaniques et géométriques utilisées dans cet exemple sont illustrées dans les tableaux (17) et (18). Le chargement appliqué en tête du pieu est mentionné dans le tableau (19).

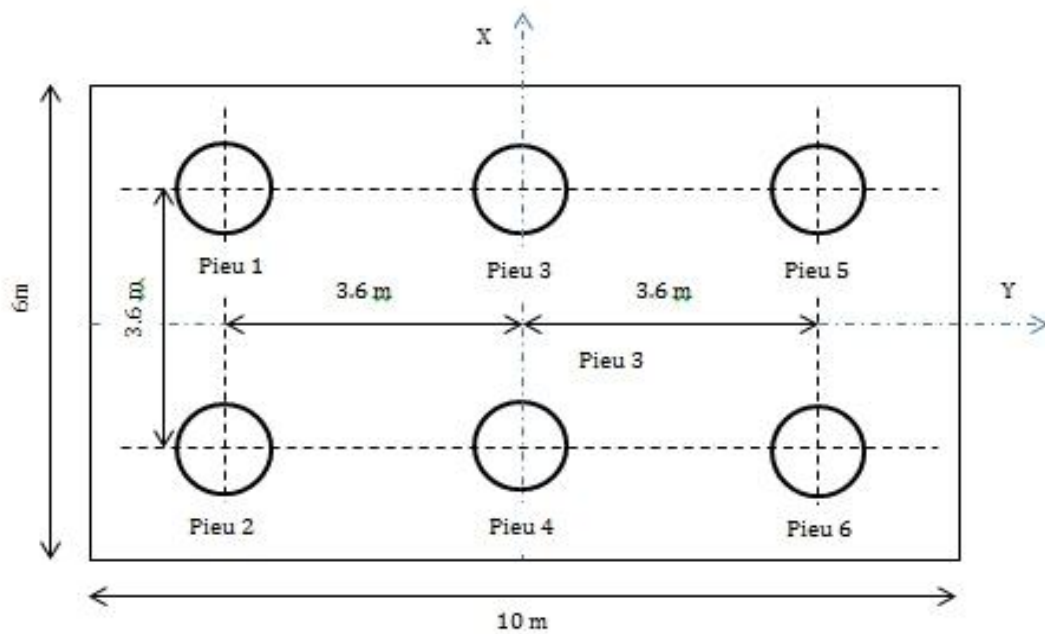
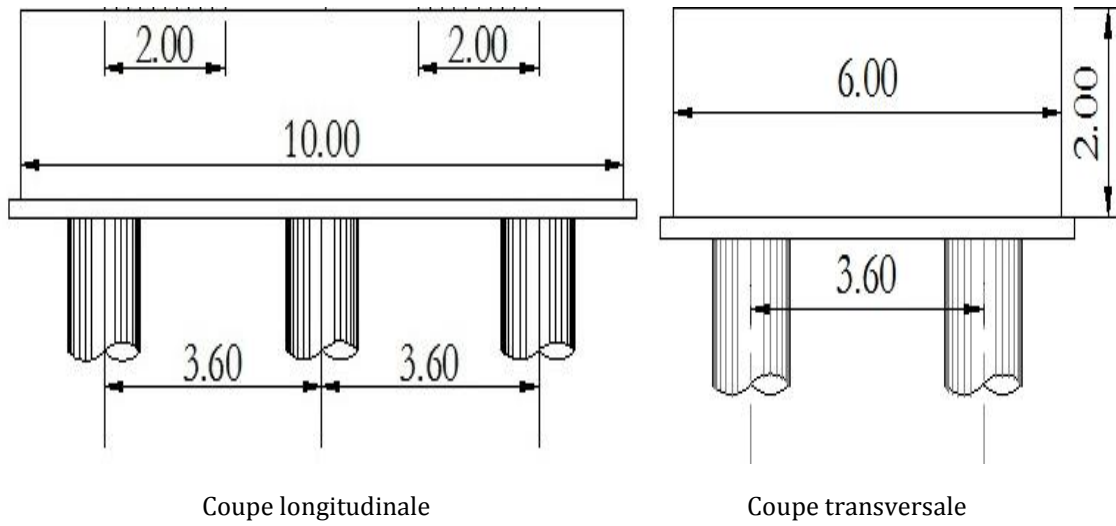


Figure 58. La géométrie du système semelle - pieux

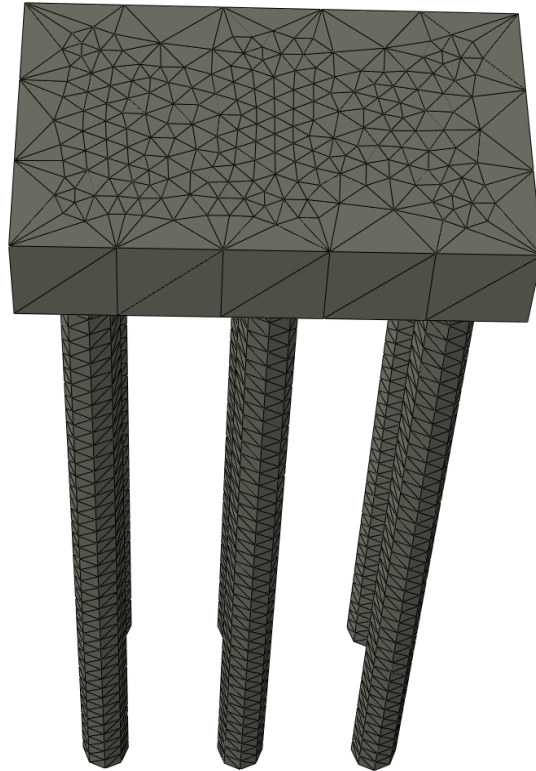


Figure 59. Maillage 3D de la fondation (ABAQUS)

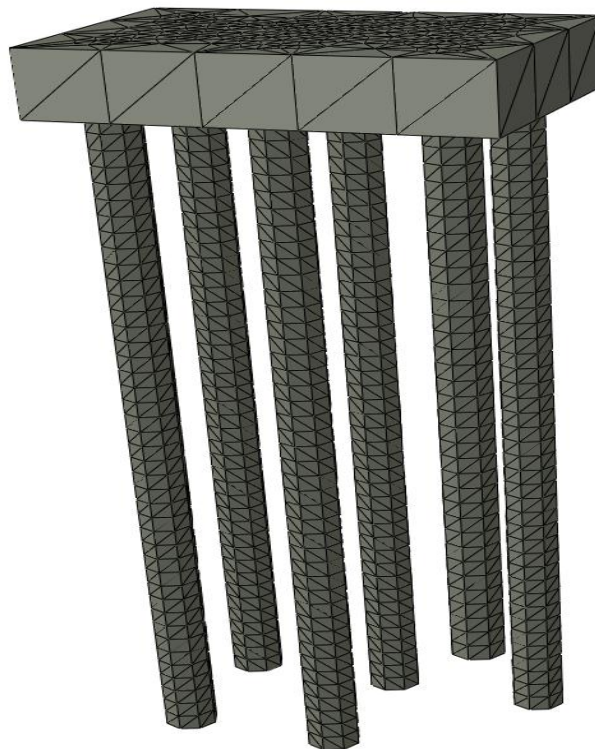


Figure 60. Maillage 3D de la fondation avec un pieu mal réalisé (ABAQUS)

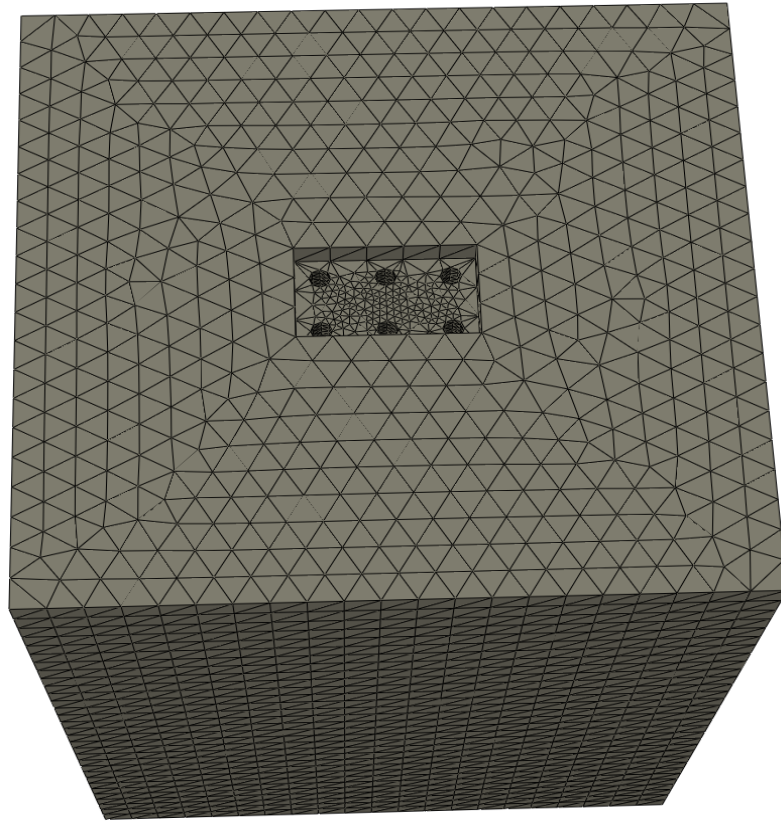


Figure 61. Maillage 3D du sol (ABAQUS)

Tableau 17. Caractéristique mécanique du modèle

Matériaux	Caractéristiques	
Sol		
Les alluvions	Densité (γ) (KN/m ³)	17
	Module élastique ($E_{\text{alluvions}}$) (MPa)	50.244
	Coefficient de Poisson (ν)	0.3
	Angle de frottement (φ)	35°
	La cohésion (C_u) (KPa)	1
	Angle de dilatance (ψ)	5°
Marnes	Densité (γ) (KN/m ³)	20.4
	Module élastique (E_{marnes}) (MPa)	379.4
	Coefficient de Poisson (ν)	0.27
	Angle de frottement (φ)	33°
	La cohésion (C_u) (KPa)	90
	Angle de dilatance (ψ)	5°
pieu	Densité du béton (γ_p) (KN/m ³)	25
	Module d' Young (E_{pieu}) (MPa)	3.2 10 ⁴
	Coefficient de Poisson (ν)	0.2
interface	Angle de frottement (δ)	26°

Remarque : Le sol est composé de deux couches ((0-4 m) des alluvions grossières, (4-60 m) des marnes mi-dures).

Les caractéristiques géométriques du modèle ont été supposées 40 m de côté et une profondeur de 60 m qui correspond à $3*L$.

Les données géométriques de la fondation illustrées dans le tableau (18) ont nous a été transmises par le Bureau d'étude chargé du suivi du projet.

Tableau 18. Caractéristique géométrique du modèle

Géométries		
Sol	cotés (m)	40
	Profondeur (m)	60
Semelle	largeur (m)	6
	longueur (m)	10
	épaisseur (m)	2
Pieu	Rayon (m)	0.6
	Profondeur (m)	20
interface	Epaisseur (m)	0

➤ Sollicitation appliquées sur le modèle :

Les sollicitations appliquées sur la tête de chaque pieu sont présentées dans le tableau (19) suivant :

Tableau 19. Caractéristiques du chargement

Chargement (KN)	cas normal	cas sismique 1	cas sismique 2
vertical V (KN)	2308.52	1012.7	588.96
horizontal H (KN)	27.75	420.28	420.28
moment M (KN.m)	167	2536.16	2536.16

4.4.1.1 PARTIE I :

Nous allons procéder à l'étude de la fondation du pont dans le cas où les 6 pieux sont bien réalisés et cela en trois cas, normal, sismique 1 et sismique 2

4.4.1.1.1 Cas normal

Dans le cas normal le système reprend sur chaque tête du pieu un effort vertical $V = 2308.52 \text{ KN}$, un effort horizontal $H = 27.75 \text{ KN}$ et un moment $M = 167 \text{ KN.m}$ dans le sens de la file de 3 pieux.

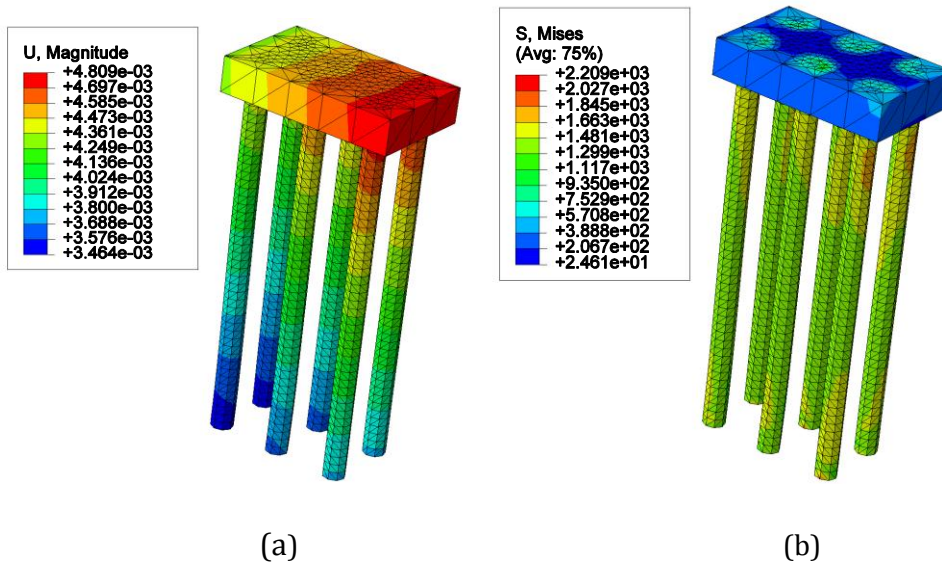


Figure 62. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation.

1- Les tassements

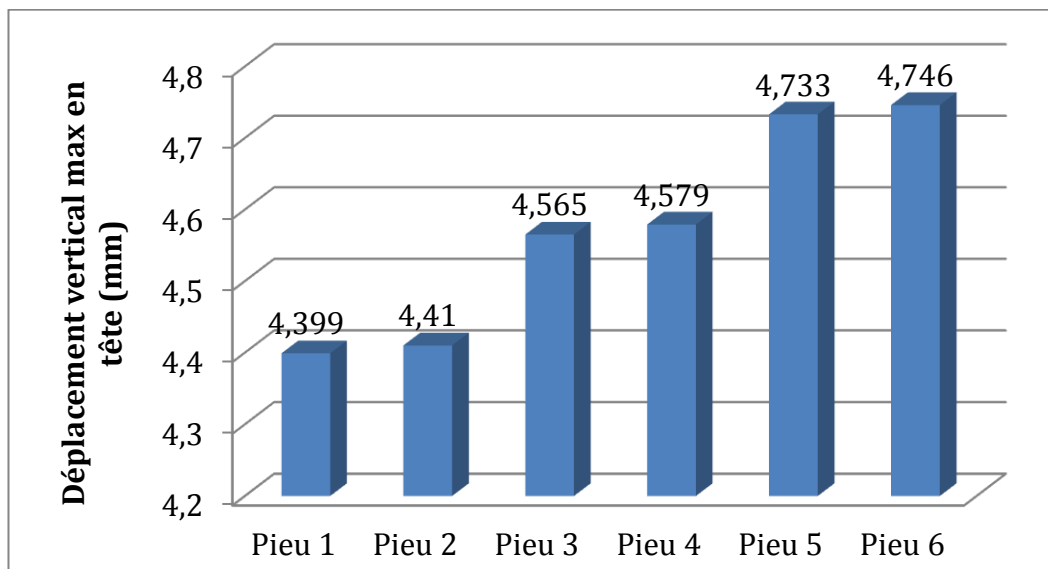


Figure 63. Déplacement vertical à chaque tête du pieu cas normal.

La figure (63) montre que tous les pieux on subit un déplacement vertical et la petite différence de déplacement entre les 3 files de pieux est dû à la flexion de la semelle selon le sens de l'effort horizontal et le moment appliqué.

2- Les déplacements horizontaux

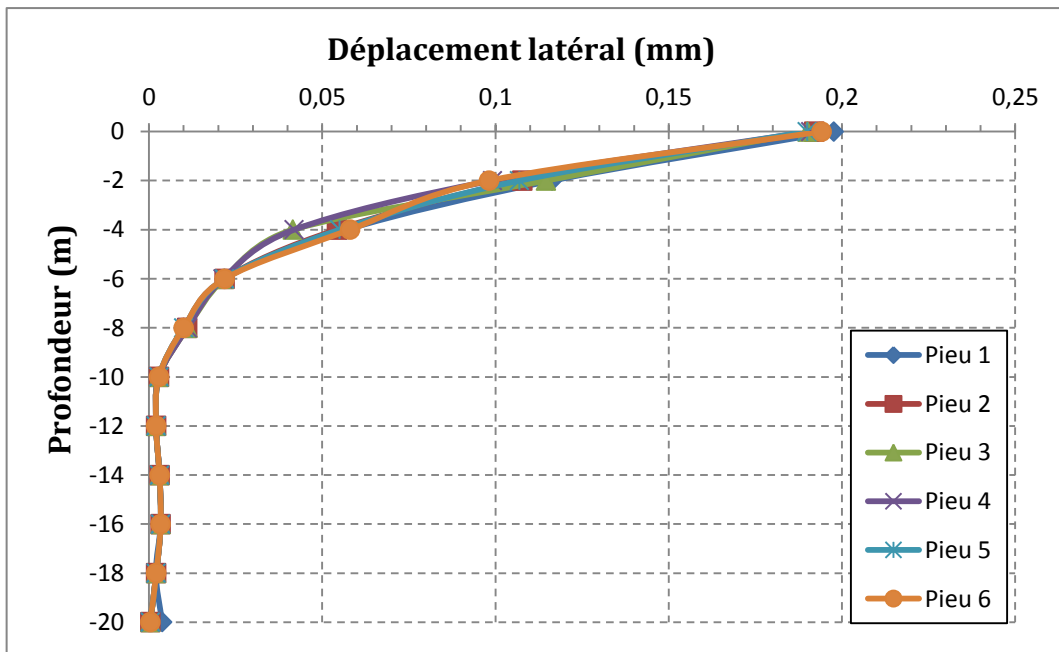


Figure 64. Déplacement horizontal de chaque pieu cas normal.

On remarque que le déplacement horizontal est localisé sur les têtes des pieux, qui est relativement faible à cause d'une intensité négligeable des efforts horizontaux devant la force axiale (2308.52 KN), et reste remarquable jusqu'à les 6 mètres (début de la couche des marnes), presque nul à partir d'une profondeur de 10 mètre à cause de la résistance de cette couche.

3- Les contraintes

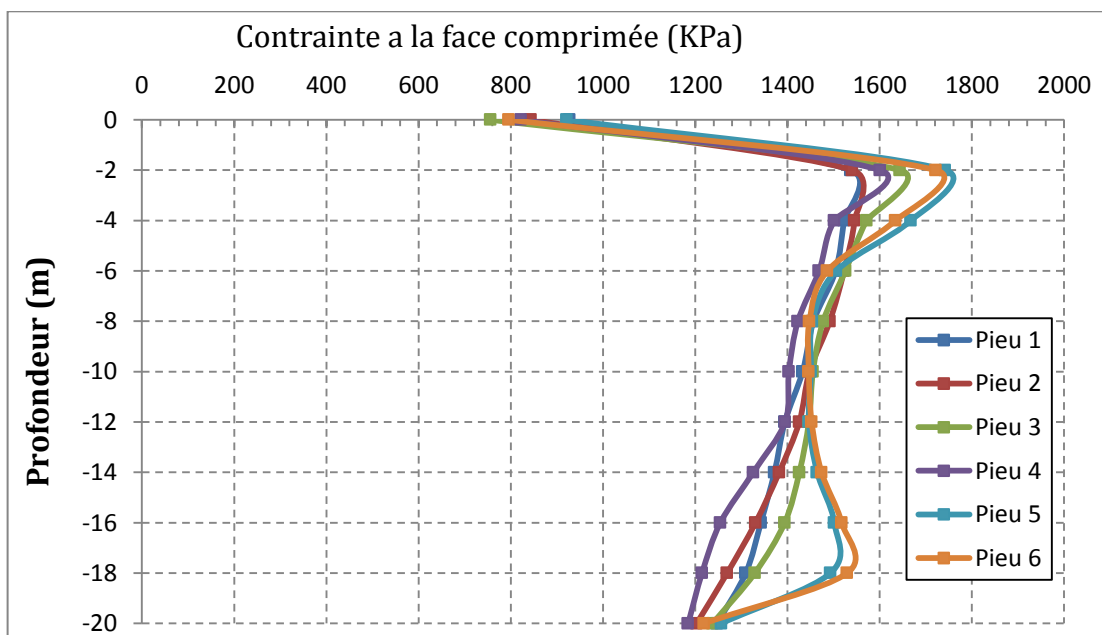


Figure 65. Contraintes de compression dans chaque pieu (cas normal)

La figure (65) montre que les contraintes des pieux se convergent entre eux le long du fut, à l'exception des deux derniers pieux qui ont subis une compression de l'effort axial d'une part et des sollicitations latérales d'autre part, contrairement aux autres qui ont subis une traction sous l'effort horizontal, et cela justifie l'écart de contraintes remarqué sur la profondeur (-2m et -6m).

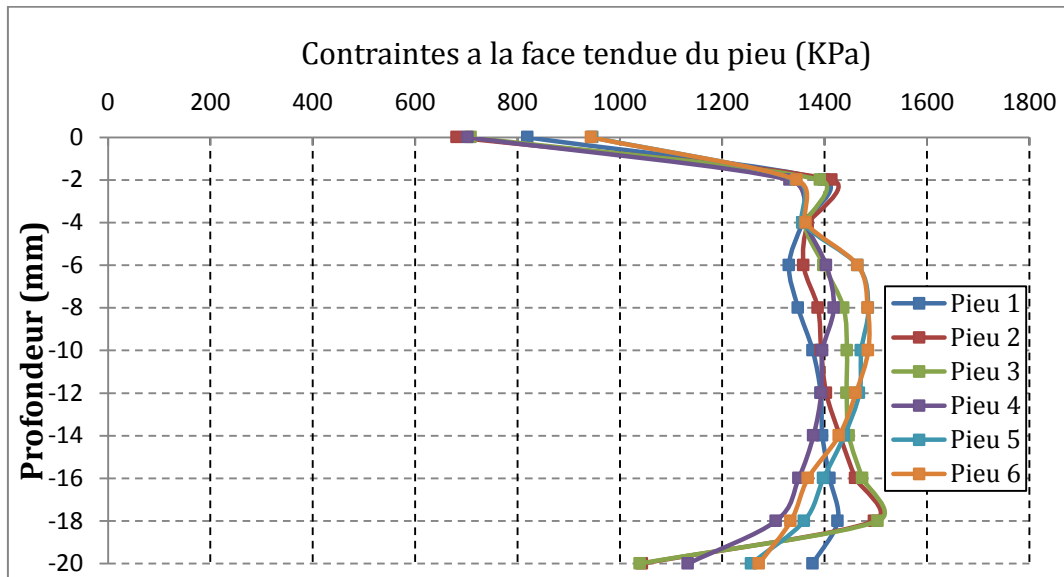


Figure 66. Contraintes de traction dans chaque pieu (cas normal).

La figure (66) retrace l'évolution des contraintes le long de fut et montre que cette évolution croît progressivement jusqu'à la profondeur de (-2m) où elles se stabilisent avec un croisement avec la couche dure (marnes).

4.4.1.1.2 Cas sismique 1

La fondation est sollicitée sur chaque tête du pieu avec un effort vertical $V = 1012.7KN$, un effort horizontal $H = 420.28 KN$ et un moment $M = 2536.16 KN.m$ dans le sens de la file de 3 pieux.

Les résultats obtenus sont illustrés sur les figures et tableaux suivants

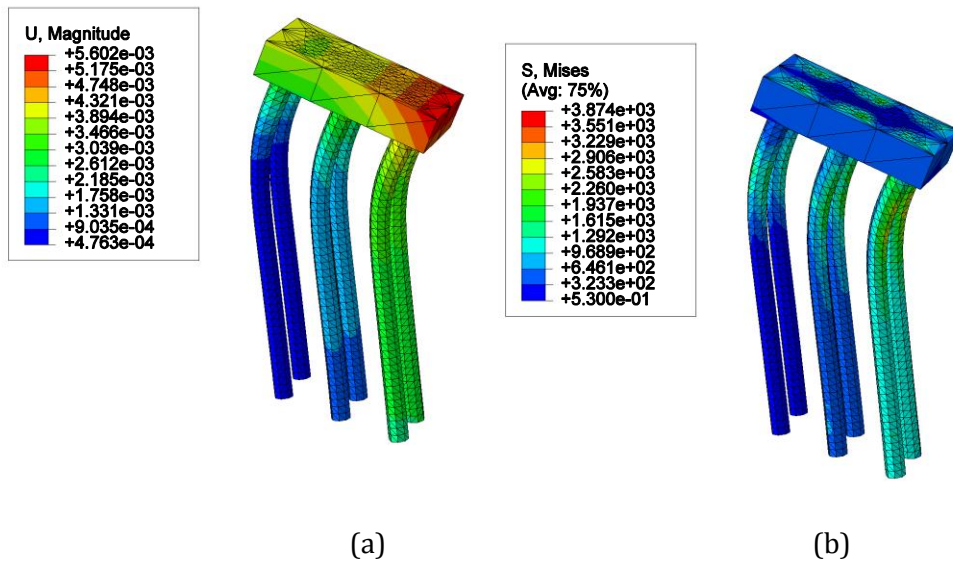


Figure 67. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation

1 -Les tassements

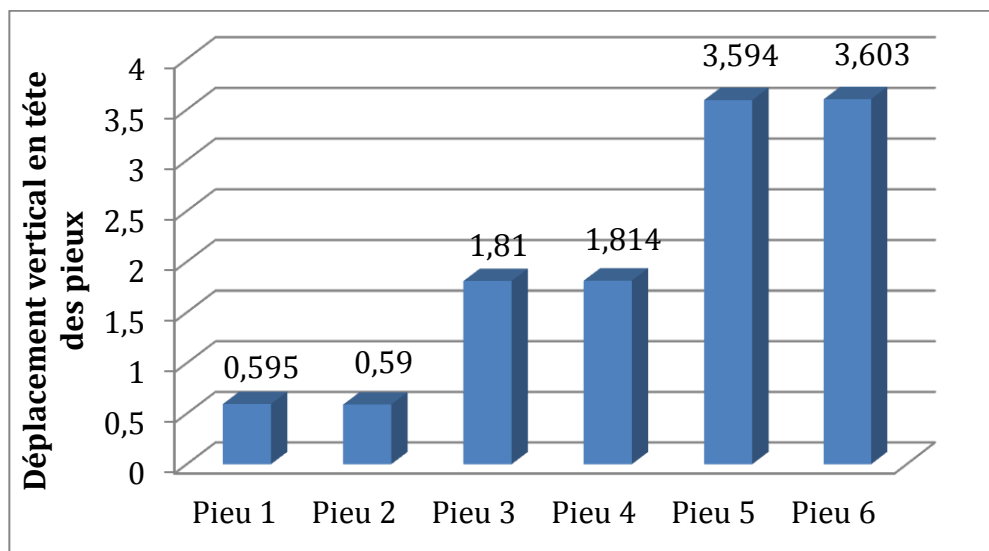


Figure 68. Déplacement vertical en chaque tête du pieu cas sismique 1.

Le premier et le deuxième pieu ont subis un petit déplacement car ils sont sollicités en compression causé par l'effort vertical et qui joue un rôle stabilisateur vis-à-vis de l'arrachement qui est dû à l'effort horizontal et au moment, les pieux 5 et 6 ont subis un déplacement plus grand car les sollicitations imposées et leurs sens d'application les fait travaillés en compression.

2-Les déplacements latéraux

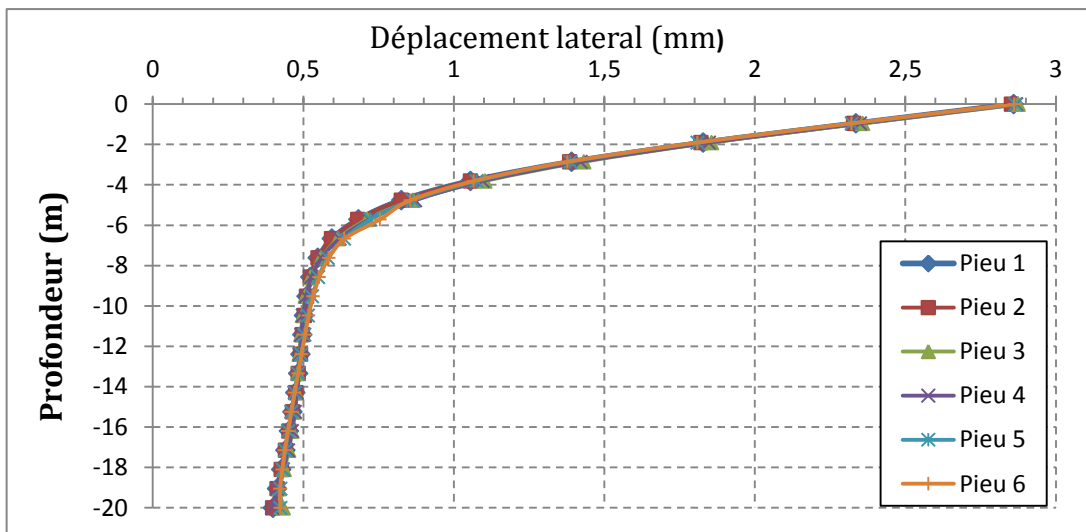


Figure 69. Déplacement horizontal des pieux, cas sismique 1.

D'après la figure (69) on a constaté que les déplacements maximaux sont toujours en têtes des pieux et ils diminuent en fonction de la profondeur jusqu'à des valeurs très petites à la pointe, dues à l'importance des sollicitations (moment et effort tranchant) qui fait translater horizontalement ces derniers par des valeurs qui ne dépassent pas 0.5 mm.

3-Les contraintes le long du fût dans chaque pieu

Le long des fûts des pieux on a constaté une différence des contraintes, donc on a présenté les contraintes en fonction de la profondeur sur les faces tendûes et comprimées des pieux.

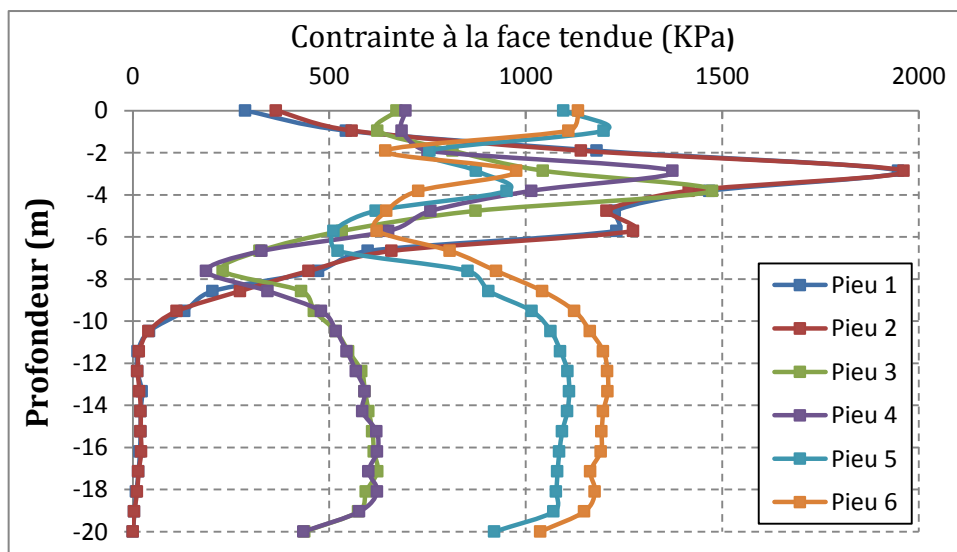


Figure 70. Contraintes en fonction de la profondeur sur la face tendue du pieu (cas sismique 1).

D'après le graphe on constate que les pieux 1 et 2 sont les plus tendus contrairement aux pieux 3, 4, 5 et 6 avec une contrainte moyennement intense remarquable sur toutes leurs profondeurs.

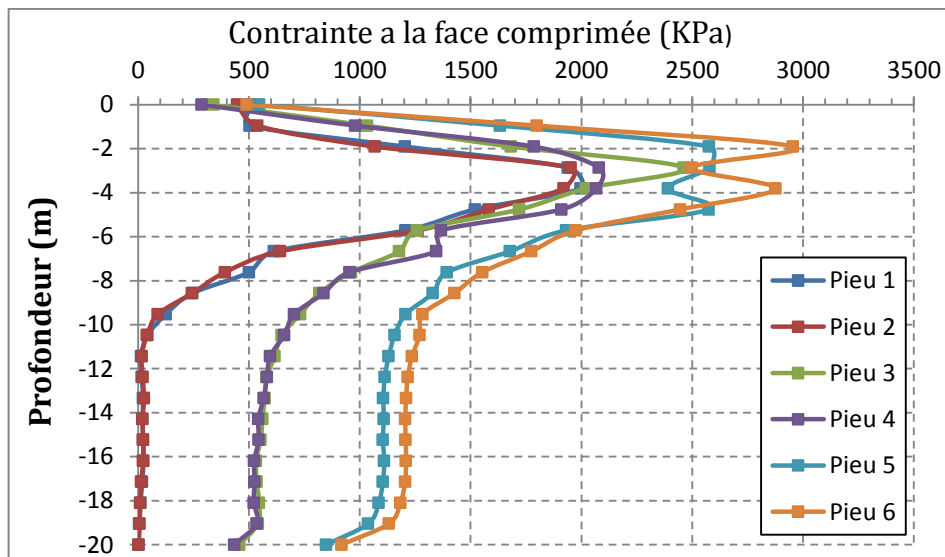


Figure 71. Contrainte en fonction de la profondeur sur la face comprimée du pieu (cas sismique 1).

La contrainte de compression augmente selon le sens d'application de la sollicitation (le sens de renversement de la semelle) jusqu'à atteindre une contrainte de compression maximale (2954.53 KPa) pour les deux futs d'extrémité 5 et 6.

4.4.1.1.3 Cas sismique 2

Les résultats obtenus sont illustrés sur les figures suivantes :

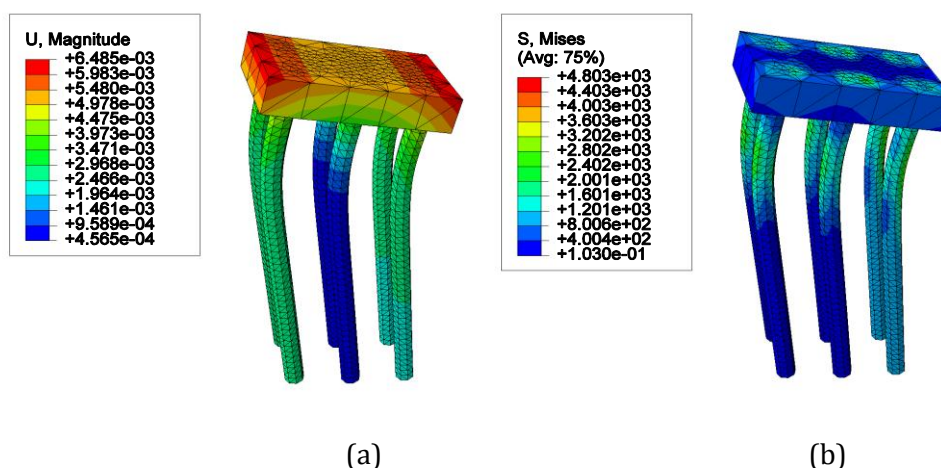


Figure 72. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation

1-Le déplacement axial

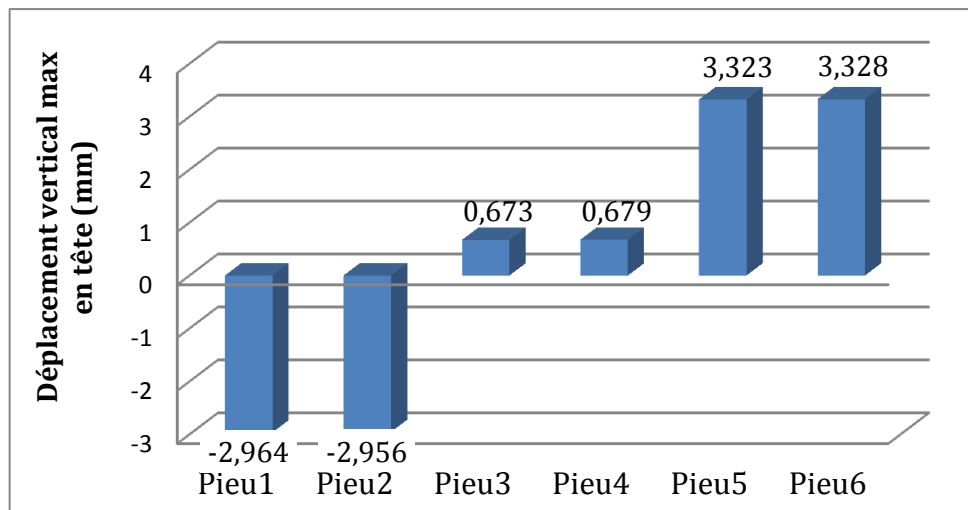


Figure 73. Déplacement vertical max a la tête de chaque pieu (cas sismique 2)

La figure dessus montre clairement l'arrachement des deux pieux 1 et 2 due principalement à la grande charge horizontale et au moment important vis-à-vis la charge verticale (588.96 KN), qui les stabilisent vers le bas. Les pieux 3 et 4 ont subis un tassement faible cars ils se situent à la fibre moyenne de la fondation.

2- Le déplacement horizontal :

Le déplacement latéral a atteint une valeur maximale de 3.63 mm pour tous les pieux (figure 74) contrairement au cas sismique 1 cette fois l'effort stabilisateur (solicitation axiale) est moins intense que l'autre cas ce qui explique l'augmentation du déplacement concerné par rapport au cas sismique 1.

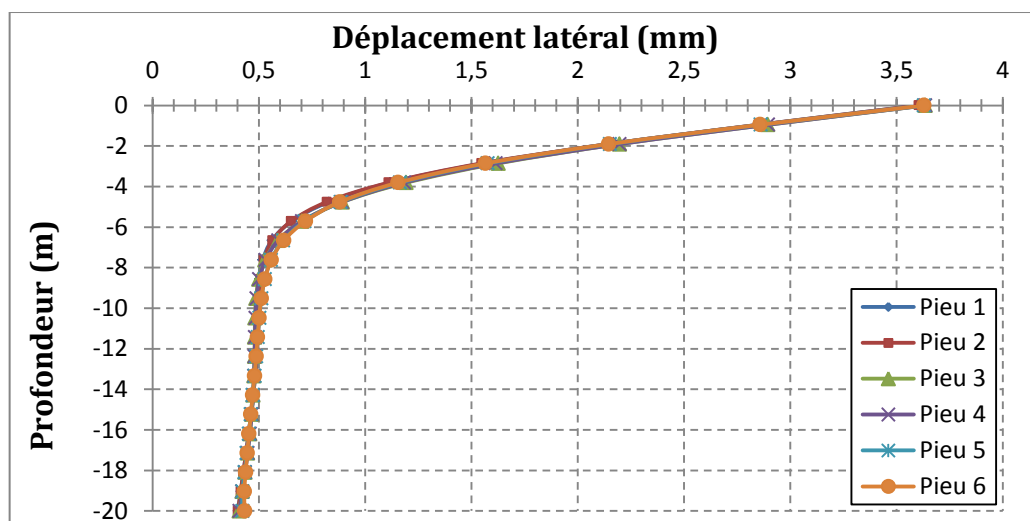


Figure 74. Déplacement latéral de chaque pieu (cas sismique 2)

3- Les contraintes :

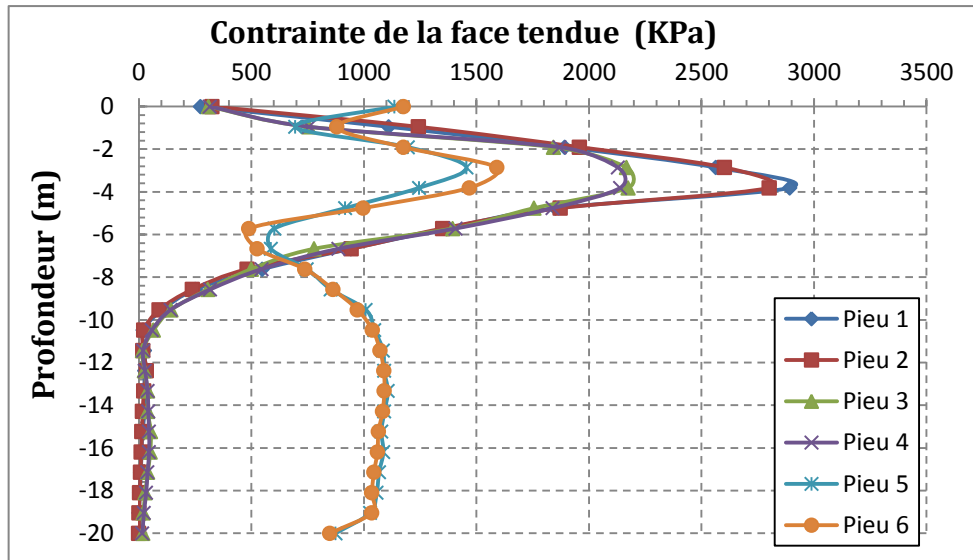


Figure 75. Les contraintes de la face tendue des pieux (cas sismique 2)

Les contraintes dans les pieux 1, 2, 3 et 4 ont presque la même allure sauf à la limite de la couche des alluvions une différence un peu importante non négligeable environ 700 KPa. Les deux derniers pieux (5 et 6) ont une contrainte maximale de traction de l'ordre 1600 car ils situent la fibre la plus comprimée qui condense leurs contraintes de tractions.

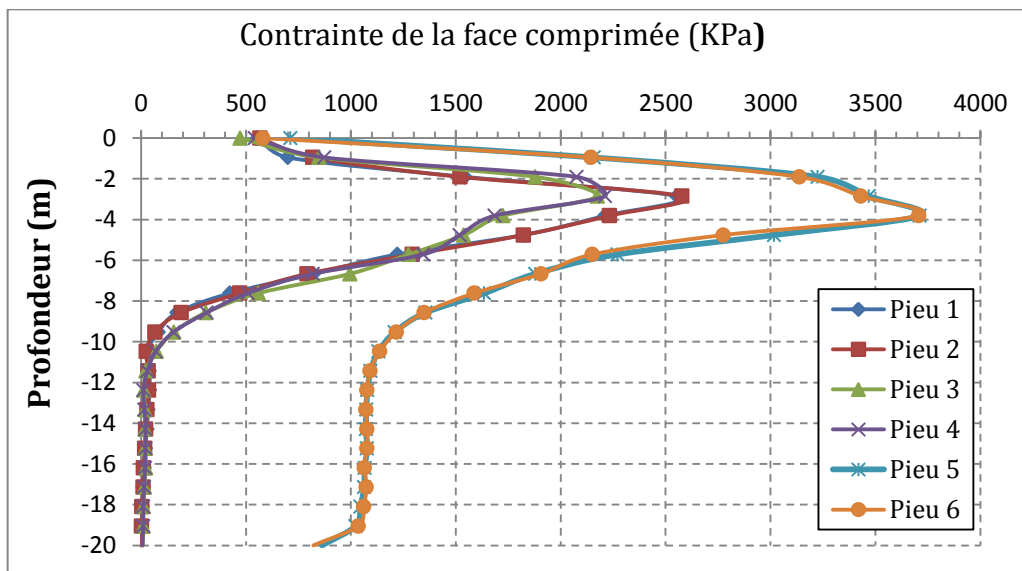


Figure 76. Les contraintes de la face comprimée des pieux (cas sismique 2)

Logiquement la contrainte augmente selon le sens de renversement de la semelle (vers la zone la plus comprimée) atteindre une limite de 3711.98 KPa

4.4.1.2 PARTIE II

Dans cette partie on modélise une fondation avec un pieu mal réalisé à cause d'un éboulement de 4m (sous le pieu 6) ; et avec les mêmes chargements du tableau 17

Le but de cette de cette modélisation est de voir l'influence de ce pieu sur le groupe (les autres pieux voisins).

4.4.1.2.1 Cas normal

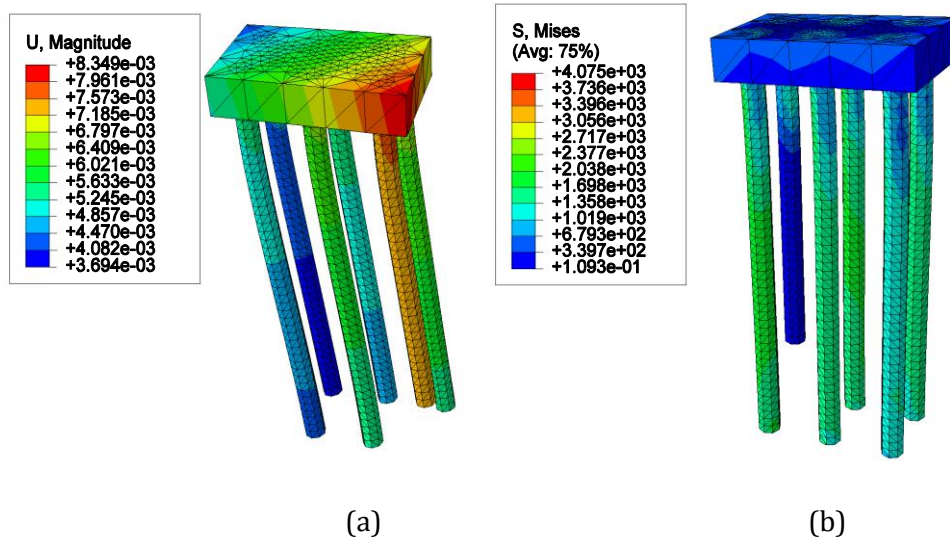


Figure 77. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation

1-Le tassement

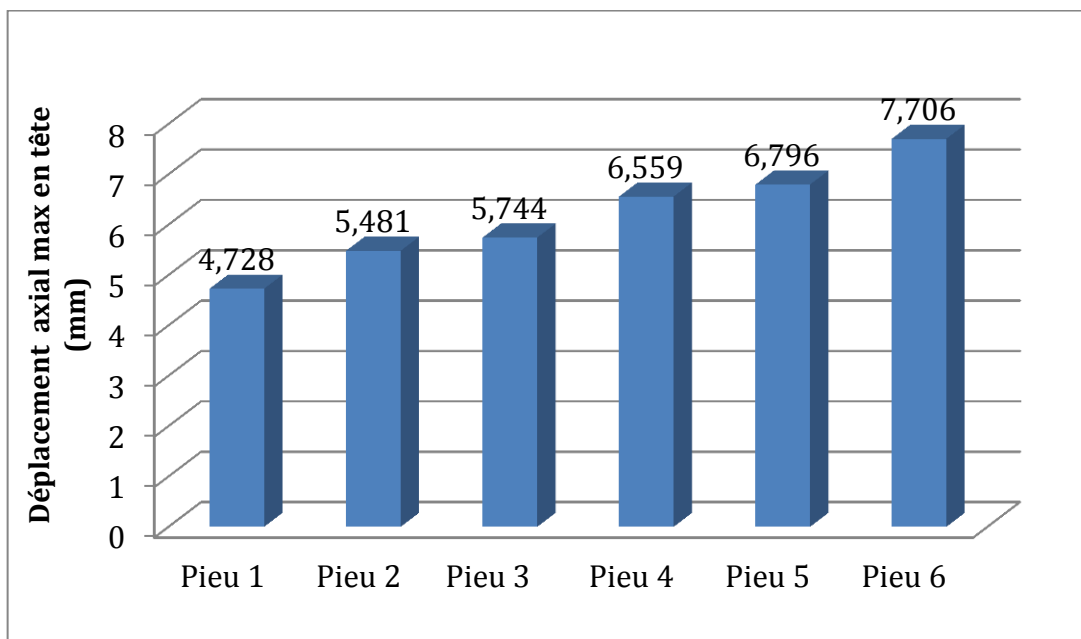


Figure 78. Les tassements de chaque tête de pieu (cas normal)

D'après l'histogramme on remarque une augmentation progressive du déplacement vertical de la rangée de pieu mal réalisé (5 et 6) contrairement aux autres rangées ; est cela peut être justifié par un déséquilibre du système pieu-fondation donnant un avantage au pieu 6 de se tasser plus car il ne travaille pas à la pointe.

La figure (79) montre ce déséquilibre entre les pieux bien réalisés et mal réalisés pour les cas normal.

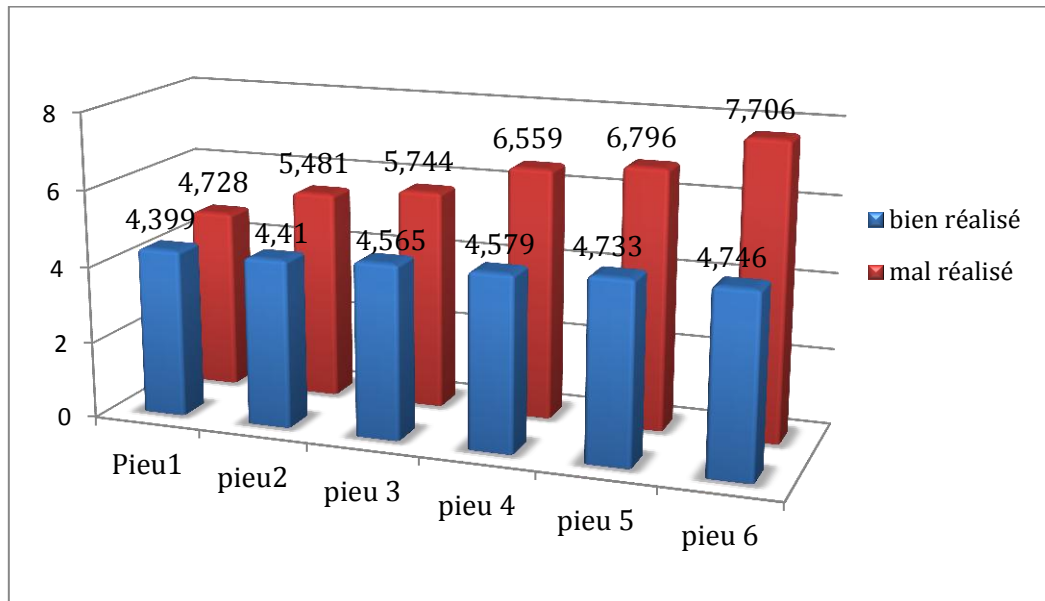


Figure 79. Comparaison des déplacements axiaux (cas normal)

2-Déplacement horizontal :

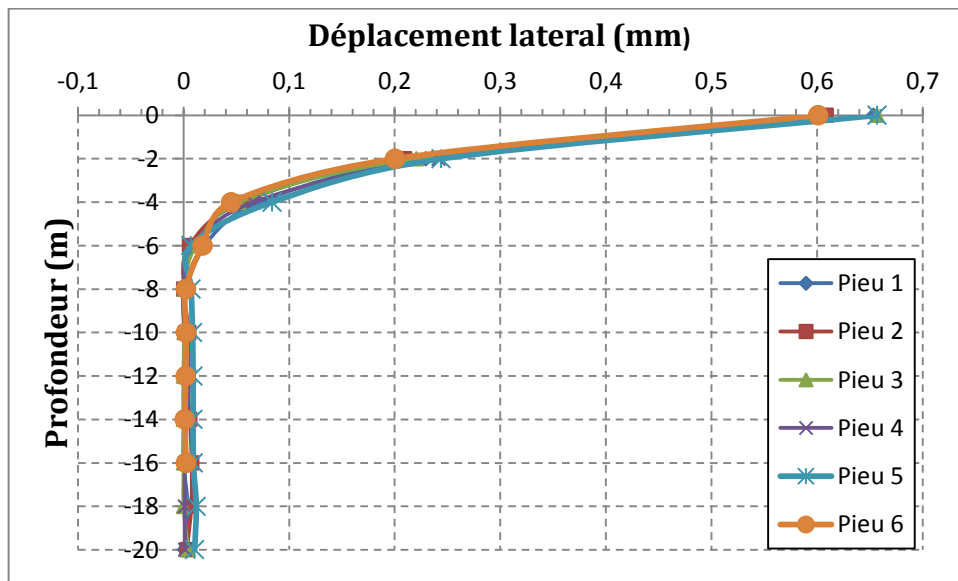


Figure 80. Les déplacements latéraux des pieux (cas normal)

On voit d'après la figure (80) que le pieu 6 n'a pas beaucoup d'influence sur le groupe de pieux car il est ancré dans les marnes schistosité d'une longueur de 12 m. plus des efforts latéraux faibles en comparant à celles des chargements des pieux en tête.

3-Les contraintes :

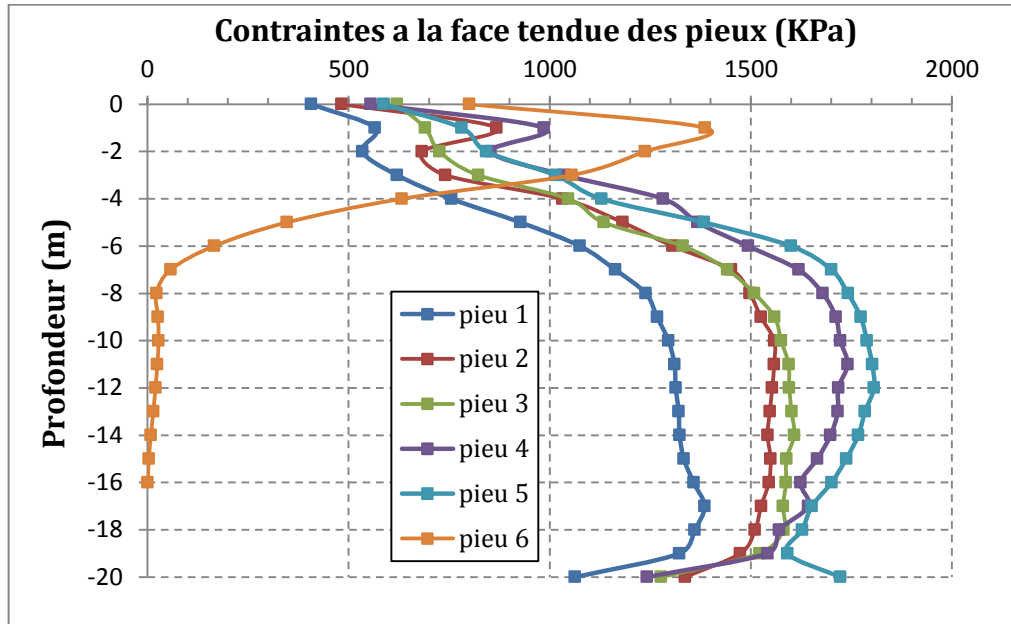


Figure 81. Les contrainte tendues a la face arrière des pieux (cas normal)

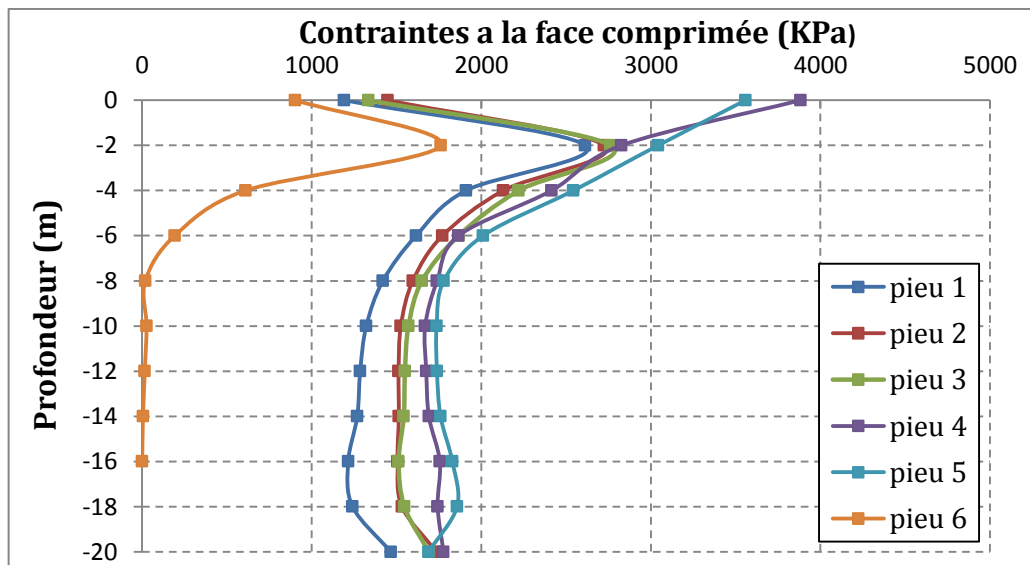


Figure 82. Les contraintes à la face avant des pieux (cas normal)

Les deux figure(81,82) montre que le pieu 5 et 4 sont sollicités plus que les autres pieux car ils reçoivent l'effort appliqué sur eux un peu plus de l'effort appliqué sur

le pieu 6 qui travaille seulement aux frottements latéraux et pas de réaction du sol à la pointe, c'est pour cela que ce dernier est le moins sollicité.

4.4.1.2.2 Cas sismique 1

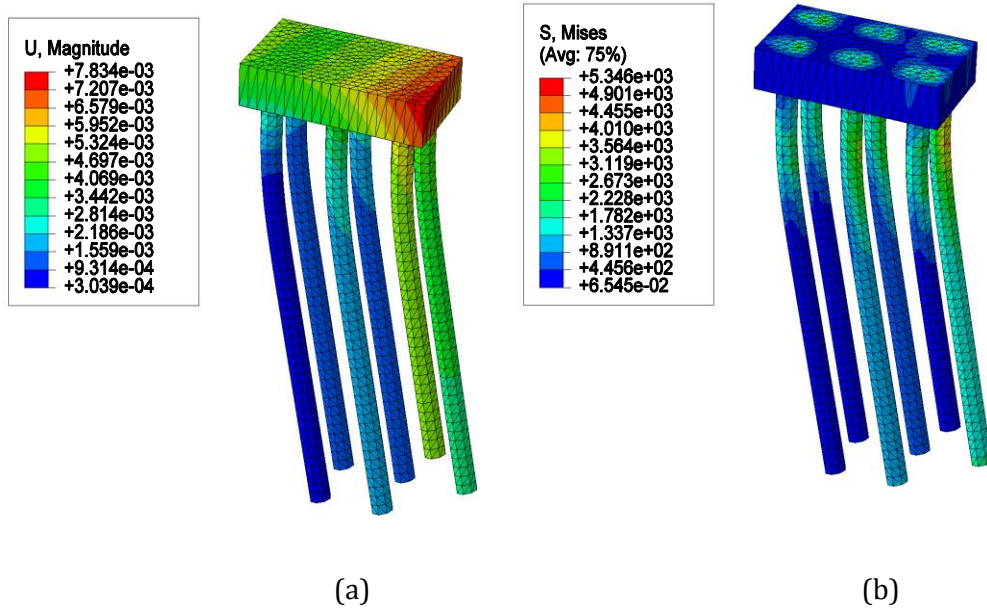


Figure 83. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation

1- Les tassements :

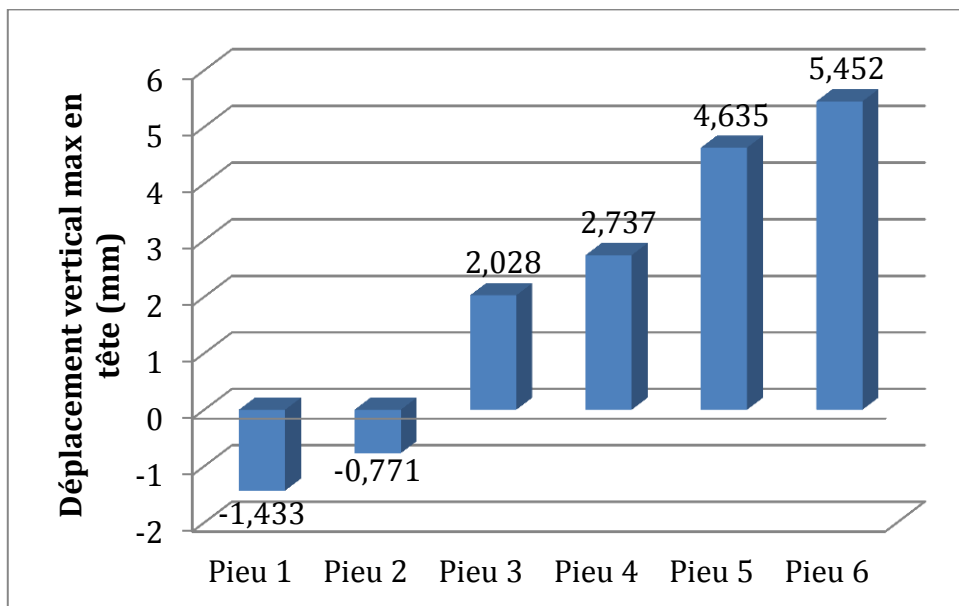


Figure 84. Tassement des pieux (cas sismique 1)

La figure nous montre clairement le déséquilibre qu'a causé le pieu mal réalisé à la structure en modifiant la distribution des efforts appliqués au système fondation-pieu et leurs transmissions au sol, justifiant la différence de tassement dans la rangée des deux pieux (1 et 2) ; (3 et 4) ; (5 et 6) et le tassement max dans le pieu 6.

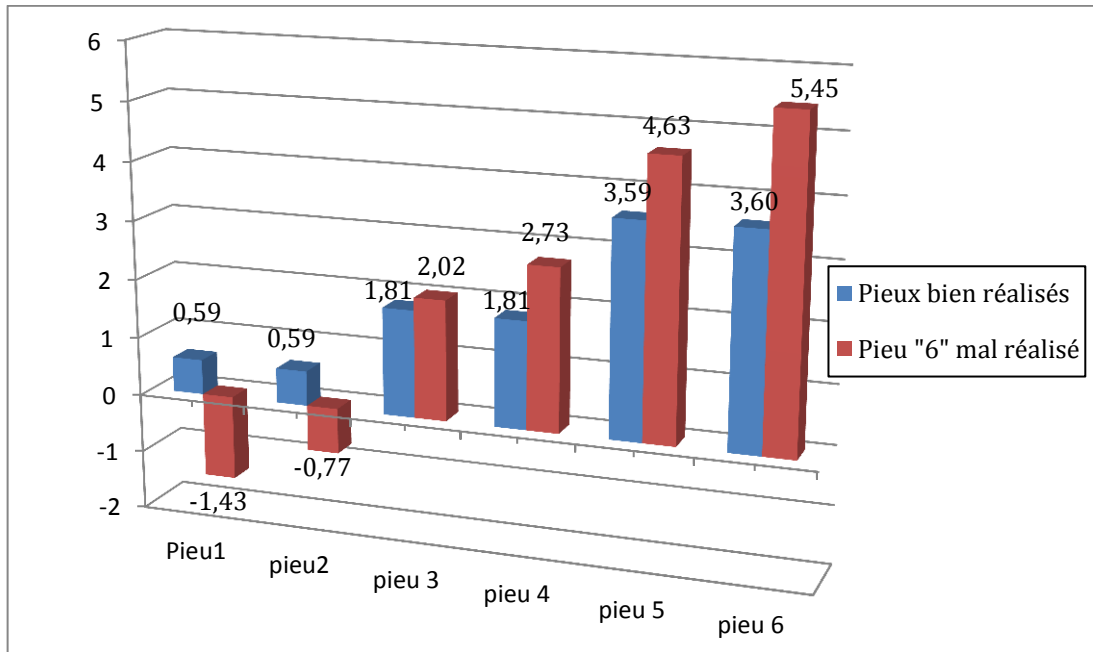


Figure 85. Comparaison des déplacements axiaux (cas sismique 1)

2- Les déplacements latéraux :

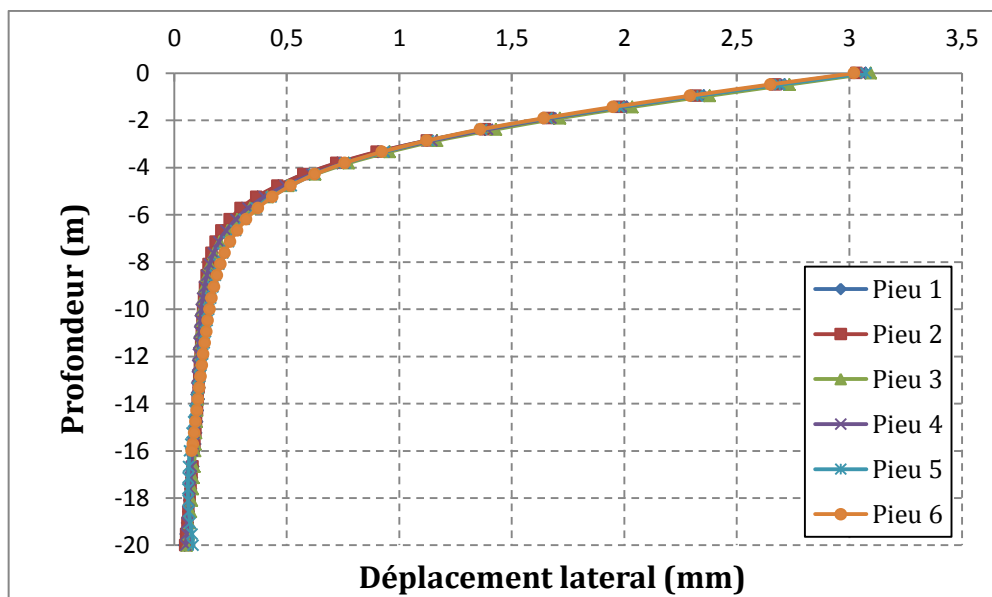


Figure 86. Déplacement latéral des pieux (cas sismique 1)

Malgré l'intensité énorme des efforts latéraux, des moments appliqués mais le pieu 6 (mal exécuté) reste stable avec un déplacement horizontal de l'ordre 3.02 mm ce qui prouve le bon encrage de ce dernier dans le sol ; de module d'élasticité aussi important (397.403 MPa)

3- Les contraintes :

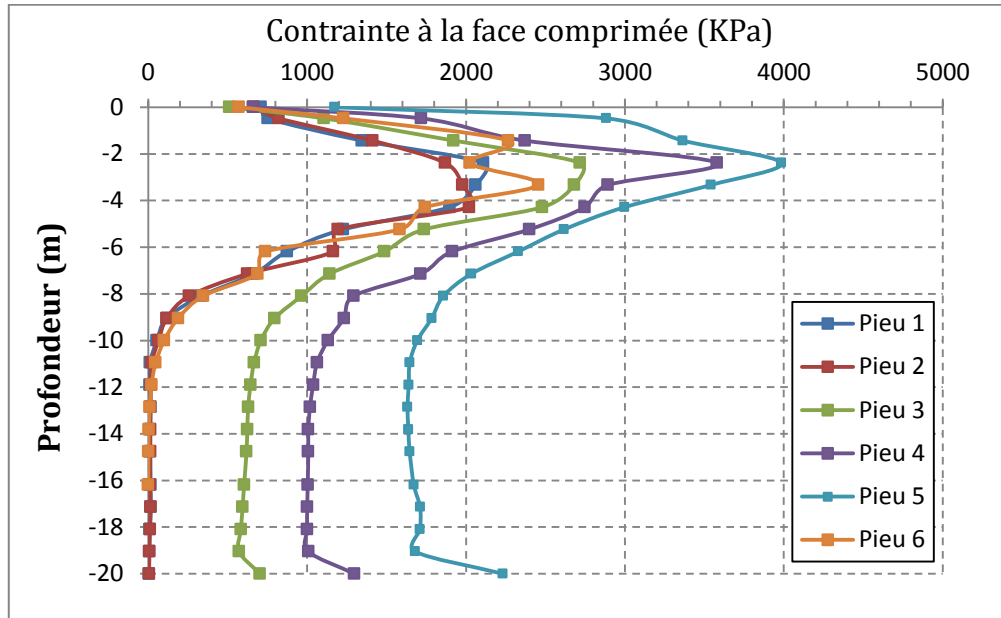


Figure 87. Les contraintes de compression à la face avant des pieux (cas sismique 1)

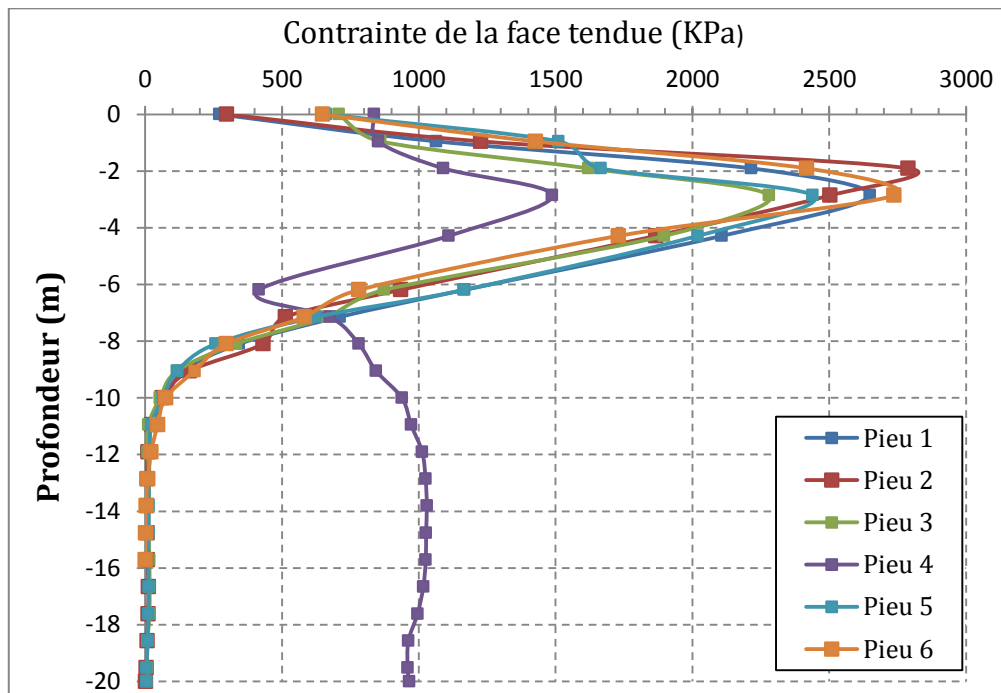


Figure 88. Les contraintes de traction à la face arrière des pieux (cas sismique 1)

Une faible distribution des contraintes (traction et compression) le long du pieu 6 a été remarquée à cause de la liberté totale au-dessous de la pointe alors une absence de l'effort de pointe contrairement aux autres pieux qui travaillent à la pointe et au frottement latéral.

4.4.1.2.3 Cas sismique 2

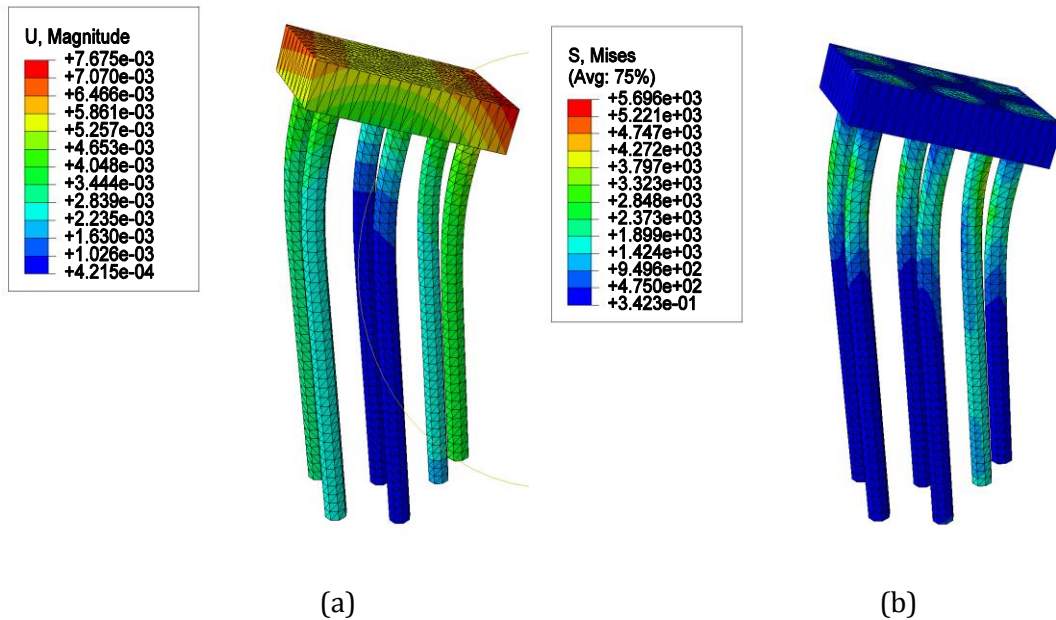


Figure 89. (a) Déplacement de la fondation, (b) les contraintes dans la fondation

1-Les tassements :

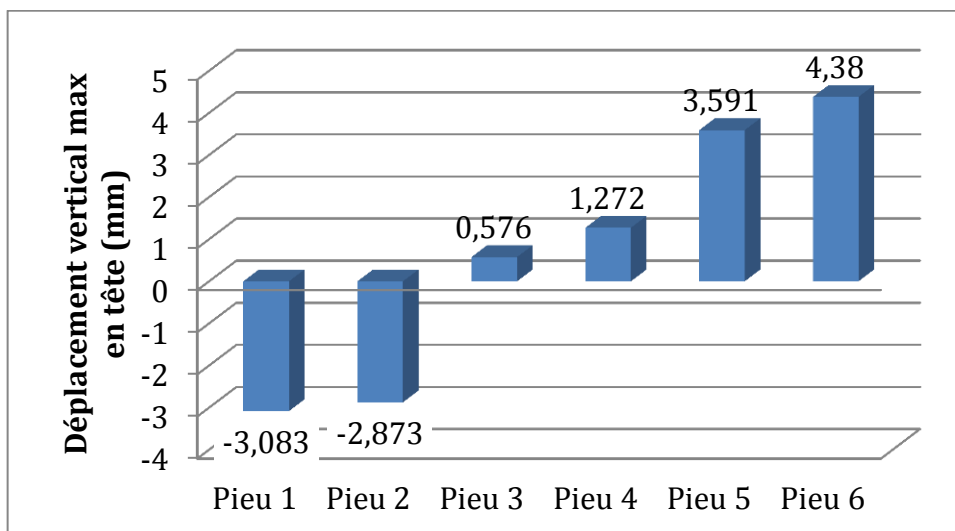


Figure 90. Le tassement des pieux (cas sismique 2).

On analysant les résultats obtenus de la figure (89) on constate que les pieux 1 et 2 ont subis une traction qui a causé à son tour un phénomène d'arrachement, on

remarque aussi que le soulèvement du pieu 1 est plus important que celui du pieu 2 cela est dû au renversement de la semelle vers le pieu mal réalisé.

Les autres pieux ont subis un déplacement vertical, le pieu le plus tassé est le 6^{ème} en raison de l'absence d'une réaction à la pointe.

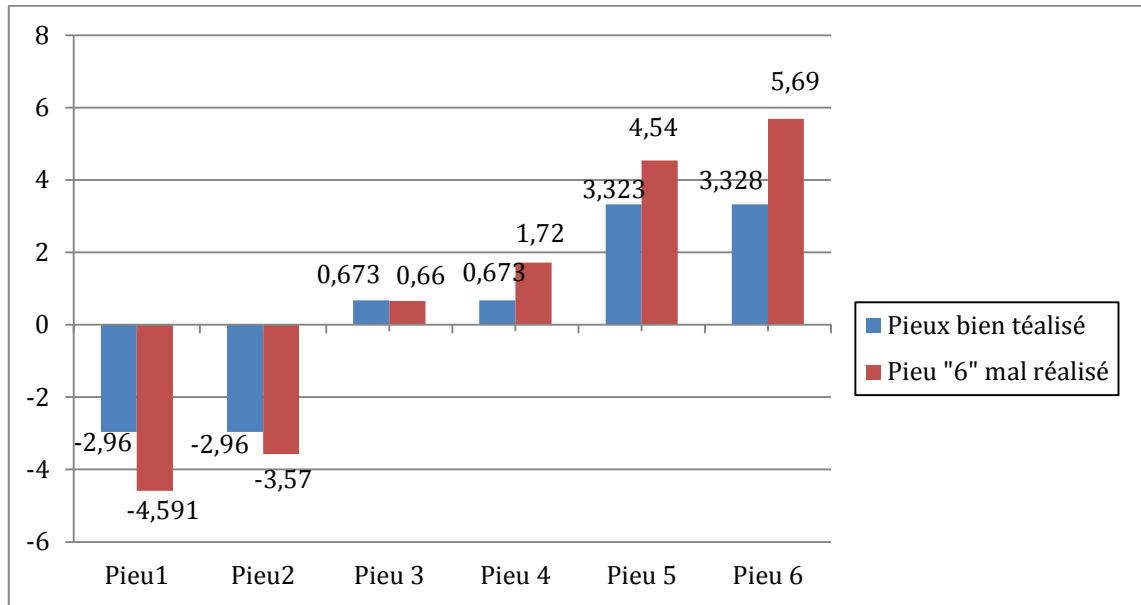


Figure 91. Comparaison des déplacements axiaux (cas sismique 2).

2-Les déplacements latéraux :

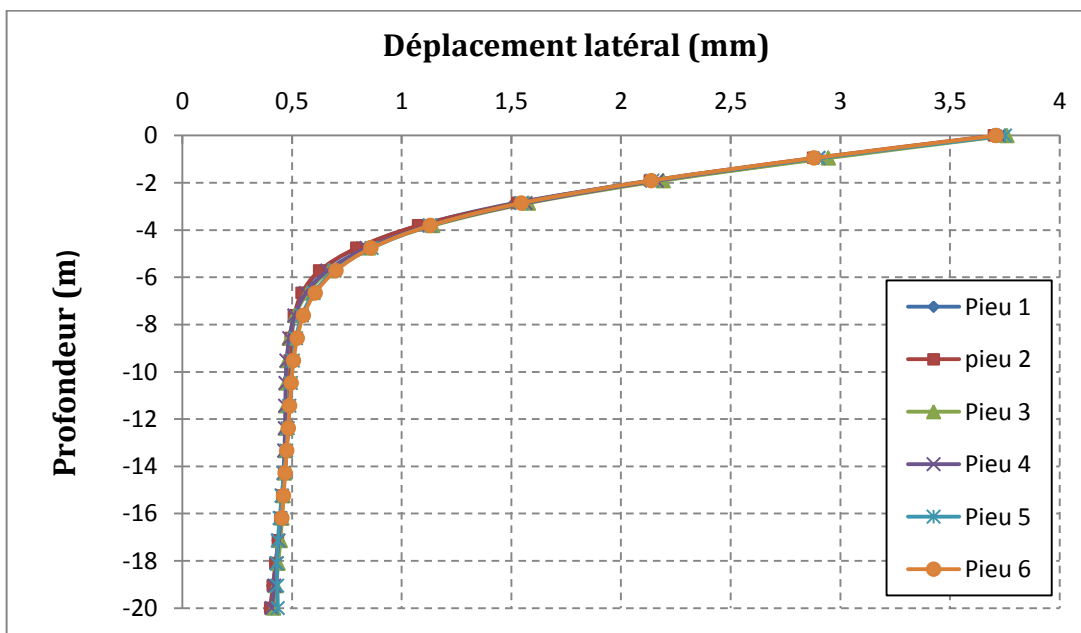


Figure 92. Déplacement latéral des pieux de la fondation (cas sismique 2)

Le déplacement latéral y causé par l'effort horizontal appliqué est légèrement diminué par la charge verticale, le déplacement max observé est de 3.76 mm ce déplacement décroît le long du fut jusqu'à atteint des valeurs très petites a la base des pieux.

3-Les contraintes :

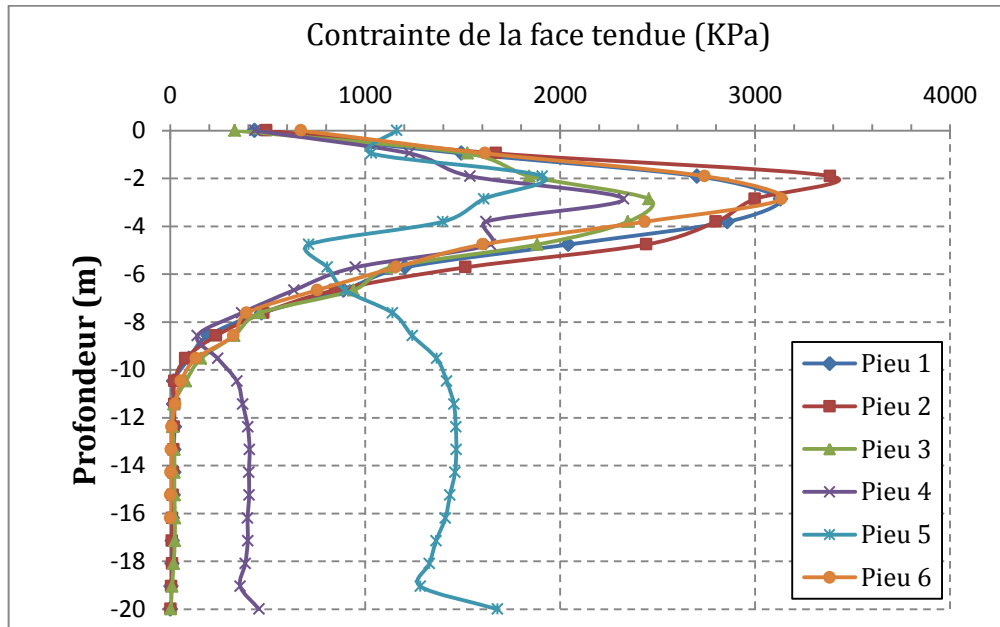


Figure 93. Courbe des contraintes de tractions dans les pieux (cas sismique 2).

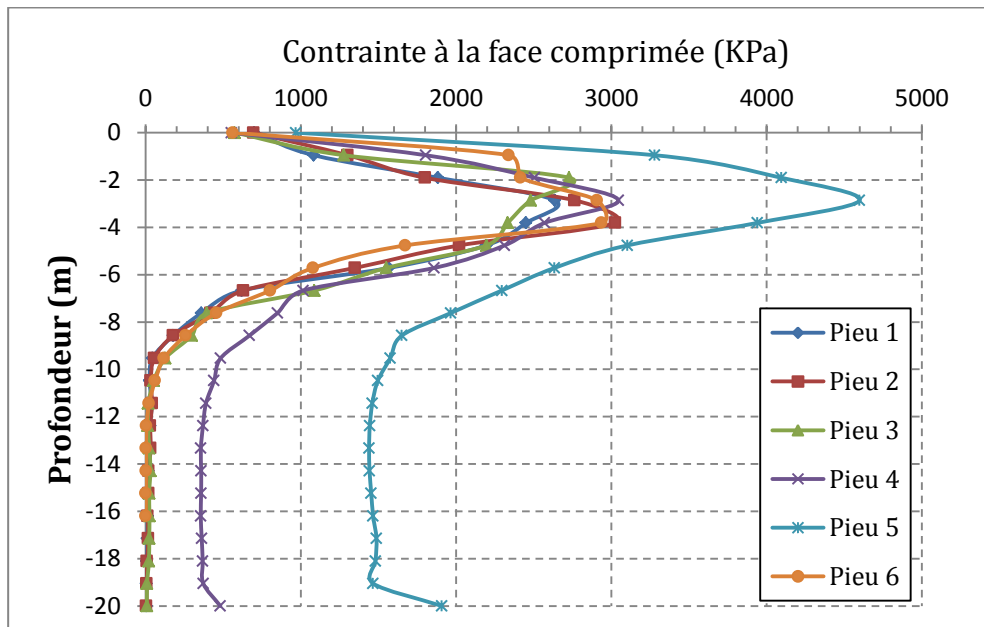


Figure 94. Courbe des contraintes de compression dans les pieux (cas sismique 2).

En suivant l'évolution des contraintes on remarque que tous les pieux ont presque la même allure avec quelques différences sur les contraintes maximales a

l'exception du pieu 6 qui a pris une trajectoire différente à cause du renversement du système qui lui subit une compression totale.

Conclusion :

Dans ce chapitre l'étude est portée sur le comportement d'un pieu isolé implanté dans un sol considéré élastique puis élastoplastique, sous charge axiale et latérale, pour objectif la détermination de déplacement vertical et horizontal du pieu.

L'étude numérique a été réalisée en utilisant deux logiciels ABAQUS et PLAXIS, en se basant sur les données des applications existantes afin de pouvoir comparer entre les résultats numériques et ceux de calcul analytiques.

En premier temps l'étude est portée sur le pieu chargé axialement en utilisant un exemple tiré du livre ouvrage en interaction.

Les résultats obtenus avec le calcul numérique exemple pour un chargement de (2000 kPa), le déplacement est de 2.44 mm avec ABAQUS et de 2.48 mm avec PLAXIS ont été comparés à celles obtenus avec le calcul analytique 2.35 mm, et de plus tous ces résultats ont été confirmés et validés en comparant avec les résultats portés sur cette référence un déplacement de 2.43 mm obtenus en utilisant le logiciel CESAR LCPC.

En second lieu, le déplacement du pieu sous charge latérale a été traité et les résultats numériques obtenus ont été très satisfaisants en comparant avec les résultats issus du calcul analytique du fait que l'erreur maximale a été jugée acceptable, donc notre modèle a été validé.

Aussi l'étude paramétrique a été réalisée pour les deux types de sol, (élastique et élastoplastique), en faisant varier le coefficient de frottement et en considérant une modélisation avec adhérence parfaite et avec prise en compte du contact à l'interface.

Enfin ; pour qu'on puisse lier les deux cas (axial et latéral), on a traité une fondation d'un pont de « 385 m » en deux parties différentes, la première c'est en considérant que les pieux sont réalisés dans de bonnes conditions, la seconde en supposant un pieu mal réalisé. Cette étude a été réalisée en considérant trois cas (normal, sismique 1 et sismique 2).

CONCLUSION GENERALE

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement mécanique des interfaces sol-structure et celui de pieux sous chargement statique axial et latéral. Il s'agit d'un problème aux limites de l'interaction sol-structure où l'interface joue un rôle essentiel.

A travers l'étude bibliographique, nous avons décrit le comportement de l'interface sol-structure, d'après les modèles rhéologiques. On constate qu'une bonne modélisation nécessite, d'une part, un bon modèle de comportement basé sur la caractérisation expérimentale de l'interface et, d'autre part, une mise en œuvre numérique appropriée de l'élément d'interface qui dépend du choix du type de l'élément (sans épaisseur/couche mince).

A cet effet, pour l'étude d'un pieu isolé plusieurs modèles ont été réalisés avec les logiciels ABAQUS et Plaxis (2D,3D). Des comparaisons ont été faites et les résultats ont montré que :

- L'introduction de l'élément de contact à l'interface diminue le déplacement du pieu.
- Les déplacements du pieu dans un sol élastique sont minimes par rapport à ceux observés dans un sol élastoplastique.
- L'augmentation de coefficient de frottement de l'interface engendre une diminution de déplacement du pieu.
- Les déplacements obtenus avec le calcul numérique sont très proches à ceux obtenus avec le calcul analytique.

L'étude du groupe de pieux :

Parie 1 : en supposant qu'ils sont réalisés on bon conditions et on considérant les trois cas (normal, sismique 1 et sismique 2) les résultats sont résumés comme suit:

- Le déplacement maximal en tête des pieux n'a pas excédé les 5 mm (4.749 mm)

- La contrainte maximale le long des fûts des pieux est de l'ordre 3.712 MPA,
- Les pieux ont subis une flexion suivant la direction des sollicitations latérales et le comportement des pieux est correctement reproduit.

Partie 2 : un pieu parmi le groupe est mal réalisé et en considérant les cas (normal, sismique 1, sismique 2), les résultats on montrés que :

- Le déplacement maximal en tête des pieux est de 7.706 mm
- La contrainte maximale est de l'ordre 4.083 MPA,
- Les pieux ont subis une flexion simple suivant la direction des sollicitations latérales et concentré sur le pieu mal réalisé, le comportement des pieux est correctement reproduit.
- La modélisation en 2D et 3D en utilisant ABAQUS et PLAXIS nous a permis de bien visualiser les différents comportements des pieux, et plus important les déformations verticales et horizontales.

BIBLIOGRAPHIE

- API Américain Petroleum Institute. (1993). *planing designing and constructing fixed offshore platforms*. USA.
- SHARMA & DESAI. (1992). Analysis and implementation of thin-layer element for interfaces and joints', *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.118(12), pp.2442-2462. *118(12)* , 2442-2462.
- ALIMI, I., BACOT, J., LAREAL, P., LONG, N., & SCHLOSSER, F. (1977). Etude de l'adhérence sol-armature., (pp. IX ICSMFE Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.11-14.).
- BAGUELIN ET FRANCK. (1979). Theoretical studies of piles using the finites elements method. *Institution of Civil Engineers, Numerical methods in offshore piling ICE,pp.83-91*. London.
- BARBAS, A., & FRANK, R. (1982). *Utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité*. Paris, France.: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
- BARTON,PANDE. (1982). *laterally loaded piles in sand:centrifuge teste and finite element analyses*. rotterdam,zurich.
- BEER. (1985). An isoparametric joint interface element for finite element analysis. *Journal For Numerical Methods Engineering*, 21, 585-600.
- BHATIA, & BAKEER. (1989). Use of finite element method in modelling a static earth pressure problem. *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 207-213.
- BIJNAGTE ET AL. (26-30 Mai1991). Laterally loeded single pile in soft soil. *Conference Européenne de Mécanique des Sols et des Traveaux de fondations*, (pp. 311-314). Florence.
- BOLTON, M. (1991). Geotechnical stress analysis: A possible approach for cantilever retaining walls on spread foundations. *TRRL, Contractor Report 271, Berkshire, pp.28*.
- BOUAFIA.A, JACQUES GARNIER. (1990, Decembre). modelisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse. *277(825-853)*. Nantes, Université de Nantes.
- BOULON. (1995b). Soil structure interaction: FEM computations. *Mechof Geomat.Inter.Selvadurai A.P.S., Boulon M. Ed. Elsevier. 42, 147-171*.
- BOULON, M. (1988). Contribution à la mécanique des interfaces sol-structures. Université Joseph Fourier-Grenoble I, Grenoble, France.
- BOURGES, F., & FRANK, R. (1989). fondations profondes. *Technique de l'Ingénieur*. paris.

- BOUZID, A., TILIOUINE, B., & P.A., V. (2004). Exact formulation of interface stiffness matrix for axisymmetric bodies under non-axisymmetric loading. *Computers and Geotechnics, Vol.31, pp.75-87*.
- BROMS. (1981). Pile foundation. *International Conference Soils Mechanics and Foundation engineering*, (pp. 113-125). Stockholm.
- BRUMUND, W., & LEONARDS, G. (1973). Experimental study of static and dynamic friction between sand and typical construction materials. *Journal of Testing and Evaluation, 1(2)*, 162-165.
- CABELLA, E., & PASSALACQUA, R. (1998). Axially loaded pile; Numerical models. *experimental data. Proceedings of the fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, (pp. 97-106).
- CAI, F., & UGAI, K. (2002). An implicit integration algorithm for elastoplasticity of interface element, Proc.NUMOG VIII, Rome, pp.279-284.
- CAROL, I., & ALONSO, E. (1983). A new joint element for the analysis of fracture rock. 5th Int Congress on Rock Mechanics, Melbourne, pp.147-151.
- CLOUGH, & DUNCAN. (1971). Finite element analyses of retaining wall behaviour. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97(12)*, 1657-1673.
- COOKE & FRANK. (1974). Settlement of friction pile foundations. *Conference on Tall Building Kuala Lumpur*, (pp. 7-19).
- COUTINHO, A., M.A.D., M., SYDENSTRICKER, R., ALVES, J., & LANDAU, L. (2003). Simple zero thickness kinematically consistent interface elements. *Computers and Geotechnics, Vol.30, pp.347-374*.
- D.T.R BC. (1994). *Les fondations profondes* (Vol. 22).
- DAS NEVES, M., MESTAT, P., FRANK, R., & DEGRY, R. (2001). *Etude du comportement de pieux forés, Modélisation par éléments finis*. (Vol. 231.). Paris, France: Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées.
- DAY, R., & POTTS, D. (1994,1998). Zero thickness interface elements numerical Stability and application. *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 18, 689-708.
- DAY, R., & POTTS, D. (1998). The effect of interface properties on retaining wall behaviour. *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.22, pp.1021-1033*.
- DE GENNARO, .. (1999). Etude du comportement mécanique des interfaces sol-structure Application à l'analyse du comportement des pieux Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris,France, pp.427.
- De Gennaro, V. (1999). *Etude du comportement mécanique des interfaces sol-structure. Application à l'analyse du comportement des pieux*.
- DE GENNARO, V., & FRANK, R. (2005). Modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis. Bull. de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées., 256-257, 107-133.
- DESAI, & MA. (1992). Modelling of joints and interfaces using the disturbed state concept. 16, 623-653.
- DESAI, C., & FARUQUE, M. (1984). Constitutive model for (geologic) materials. J. Engng. Mech. Div. Am.Soc. Civ. Engrs 110, . 1391-1408.
- DESAI, C., & FISHMAN, K. (1991). Plasticity based constitutive model with associated testing for joints. Int.J. Rock. Min. Sci. & Geomech. Abstr, Vol.28(1), pp.15-26.
- DESAI, C., & RIGBY, B. (1995). Modelling and testing interfaces. Mech. of Geomat. Interf. Selvadurai AP.S.
- DESAI, C., & TOTH, J. (1996). Disturbed state constitutive modelling based on strain-stress and non destructive behaviour. Int. J. Solids. Struct, Vol.33(11), pp.1619-1650.
- Dogangiin, A., Durmu, & A .Ayvaz, Y. (1996). Static and dynamic analysis of rectangular tanks by using the lagrangian fluid finite element. *Compurers & Slrucures, 59(3)*, 547-552.

- DRUMM. (2000). Modelling of interfaces and joints. Modelling in Geomechanics, M.Zaman, G.Gioda and J.Booker Eds, Wiley, New York, Chap 16.
- EUROCODE 7. (2004). Calcul géotechnique - Partie 1: Règles Générales (EN 1997-1 : 2004).
- FAKHARIAN, K., & EVGIN, E. (2000). Elasto-plastic modelling of stress-path-dependent behaviour of interfaces. *International Journal for Analytical Methods in Geomechanics*, 24, 183-199.
- FAKHARIAN, K., & EVGIN, E. (2000). Elasto-plastic modelling of stress-path-dependent behaviour of interfaces. *International Journal for Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.24, pp.183-199.
- Fascicule, & 62. (s.d.). *Règles technique de conception et de calcul des fondations des ouvrage de génie civil, Cahier de clause techniques générales applicable au marché publics des travaux*. Rotterdam, Netherlands: Ministere de l'équipement.
- FLEMING, W., WELTMAN, A., RANDOLPH, & ELSON. (1992). *Piling Engineering*. LONDON.
- FOCHT, J., & KOSH, K. (1973). Rational analysis of the lateral performance of offshore pile groupe. *Ploc of 5 th Offshore Technology conference*, 2, 701-708.
- FRANK, R. (1999). Calcul des fondation superficielles et profondes . *Presse de l'Ecole Nationale Des Ponts et Chaussées*, 22, 421-439.
- FRANK, R., GUENOT, A., & HUMBERT, P. (1982). Numerical analysis of contacts in geomechnics. Proc. 4th Int.Conf. on Num. Meth. in Geomechanics, Edmonton, May 31-June, Vol.4, pp.37-45.
- FRANK, R., GUENOT, A., & HUMBERT, P. (May 31-June 1982). *Numerical analysis of contacts in geomechnics*. (Vol. 4).
- GABA, A. R., SIMPSON, B., POWRIE, W., & BEADMAN, D. R. (2003). Embedded retaining walls -guidance for economic design. 390.
- GENS, A., CAROL, & ALONSO. (1989). An interface element formulation for the analysis of soilreinforcement soilreinforcement interaction. *Computers and Geotechnics*, Vol.7(1), pp.133-151.
- GEORGIADAS, M., ANAGNOSTOPOULOS, C., & SAFLEKOU, .. (1992). Centrifugal testing of laterally loaded piles. *Canadien Geotechnical journal*, 208-216.
- GEORGIADIS, K., POTTS, D., & ZDRAVKOVIC, L. (2003). *The influence of partial soil saturation on pile behaviour*. (Vol. 53(1)).
- GHAMBOUSSI, J., WILSON, E., & ISENBERG, J. (1973). Finite element for rockjoint interfaces. *ASCE, SM10, Vol.99, pp.833-848*.
- GOODMAN, R. (1989). Introduction to rock mechanics. Second edition, Wiley,. 562.
- GOODMAN, R., & DUBOIS, J. (1972). Duplication of dilatancy in analyses of jointed rocks. *Journal of Soils Mech. and Found. Div., ASCE*, 98, 399-422.
- GOODMAN, R., & DUBOIS, J. (1972). Duplication of dilatancy in analyses of jointed rocks. *Journal of Soils Mech. and Found. Div., ASCE, Vol.98, pp.399-422*.
- GOODMAN, R., TAYLOR, R., & BREKKE, T. (1968). A model for the mechanics of jointed rock. *Journal of Soils Mech. And Found Div, Vol.94, pp.637-659*.
- HADJADJI. (1993). Analyse du comportement des pieux sous chargements horizontaux. *Thèse de Doctorat*, 307. France: Ecole national des ponts et chaussé.
- HARIHARAN, & KURASAMI. (1982). Analysis of pile groupes subjected to lateral loads. *Conf on behaviour of offshore structures*. 2, pp. 383-390. Cambridge ,Massachusetts.
- HASSAN, A. (1995). Etude expérimentale et numérique du comportement local et global d'une interface. Université Joseph Fourier.
- HERMANN, L. (1978). Vol.104 (EM5), pp.1043-1057. Finite element analysis of contact problems. *Journal of Engineering Mech.Div. ASCE, Vol.104 (EM5), pp.1043-1057*.
- HOHBERG, J., & SCHWEIGER, H. (1992). *On the penalty behaviour of thin-layer elements*.
- HOTEIT, N. (1990). Contribution à l'étude du comportement d'interface sable-inclusion et application au frottement apparent. l'institut National Polytechnique de Grenoble: France.

- K.G., S., & C.S., D. (1992). Analysis and implementation of thin-layer element for interfaces and joints'. *Journal of Engineering Mechanics*, 118(12), 2442-2462.
- KALIAKIN, V. e. (1995). Insight deficiencies associated with commonly used zero-thickness interface elements. *Computers and Geotechnics*; Vol.17, pp.225-252.
- KARABATAKIS, D., & HATZIGOGOS, T. (2001). Analysis of creeping response of interface elements. *Computers and Geotechnics*, 29(4), 257-277.
- KARABATAKIS, D., & HATZIGOGOS, T. (2001). *Analysis of creeping response of interface elements*. *Computers and Geotechnics* (Vol. 29 (4)).
- KOUDA, M., OKAMOTO, M., TAKEMOURA, J., KUSAKABE, O., & KIMURA, T. (1998). Direct measurement of p-y relationships of pile in sand. *Centrifuge 98*, 1, 551-556.
- KUBO.K. (1965). Experimental study of the behaviour of laterally loaded piles., 2, pp. 275-279.
- LEHANE, B. (1992). Experimental investigations of pile behaviour using instrumented field piles. PhD thesis Imperial College.
- LELAND, M., & KRAFT, J. (1991). Performance of axially loaded piles in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 11(2), 272-296.
- LERAT, P. (1996). Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement annulaire. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées,. Paris, France.
- LI_YAN, & BYRNE, P. (1992). Lateral pile response to monotonic head loading. *Canadian geotechnical journal*, 29, 955-970.
- MADABHUSHI, S., & HAIGH, S. (1998). Finite element analysis of pile foundations subject to pull out. *Proceedings of the fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, (pp. 131-140).
- MATLOCK. (1970). Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay. *Offshore Technology conference*, 1, pp. 577-594. Texas.
- MATLOCK, H., & REESE, L. (1960). Generalized solutions for laterally loaded piles. *the Soils Mechanics and Foundations, ASCE*, VOL ??, pp.63-91.
- Menard. (1969). *Methodes générales de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité latéralement en fonction des résultats pressiométrique* (Vol. VI).
- MENARD, L., BOURDON, G., & GAMBIN, M. (1969). Methode generale de calcul d'un reseau ou d'un pieu sollicité latéralement en fonction des resultats pressiométriques. *Sols-Soils N° 22-23, VI*, 16-29.
- MESTAT, .. (2001). Interaction sol-structures en statique. Applications de la méthode es éléments finis. *Polycopié de DEA. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, pp.301.
- MESTAT, P. (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. *Etudes et recherche LPC, Série géotechnique GT 52, LCPC, Paris*.
- MESTAT, P., & PRAT, M. (1999). *Ouvrages en interaction. AFPC-Emploi des éléments finis en génie civil*. HERMES science publication.
- Mindlin. (May 1936). *force at a point in the interior of a semi-infinite solid*.
- MOHAMEDZEIN, Y., MOHAMED, M., & EL SHARIEF, A. (1999). *Finite element analysis of short piles in expansive soils*. (Vol. 24).
- MOORMANN, C. (2002). Tag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Boden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. *Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der technischen Universität Darmstadt, Heft 59*.
- MURCISON, J., & O'NEILL, .. (1984). Evaluation of P-y relationships in cohesionless soils. *Analysis and Design of Pile Fondation*, 174-191.
- NAVAYOGARAJAH, N., DESAI, C., & KIOUSIS, P. (1992). Hierarchical single surface model for static and cyclic behaviour of interfaces. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.118, pp.990-1011.
- NORSKE, D., & VERITAS. (1977). *Rules for the design construction and inspection of offshore structure*.

- Ouvrage en interaction* . (s.d.).
- PANDE, G., & SHARMA, K. (1979). On joint/interface elements and associated problems of numerical illconditioning Int. J. Numer. . *Anal. Methods Geomech.*, 3, 293-300.
- Parakash, & al. (1996).
- PATTON, F. (1966). Multiple modes of shear failure in rock. Proc. 1st Int. Conference of Rock Mechanics. *Vol.1, Lisbon*, (pp. 509-513.).
- PHILIPPE, MESTAT; MICHEL, PRAT. (september 1999). *Ouvrage en interaction AFPC_Emploi des éléments finis en génie civil*. Hermès science Publications, ISBN 2-7462-0048-1.
- PLYTAS, C. (1985). Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sol granulaire-structure. Application à la prévision du frottement latéral des pieux. Institut National Polytechnique de Grenoble.
- POTTS et ZDRAKOVIC. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering*.
- POTTS, & AL. (2002). *Guidelines for the use of advanced numerical analyses*. (T. Telford, Éd.) London.
- POULOS. (1971). Behavior of laterally loaded pile. *journal of geotechnical engineering A.S.C.E*, 97, 711-731.
- POULOS, .. (1975). Lateral load-deflection for piles groupe. *Geotechnical engineering*, 101, 19-34.
- POULOS, DAVIS. (1980). *pile foundation analysis and design*.
- PRAKASH, & SHARMA. (1990).
- RANDOLPH & WROTH . (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. *Geotechnical Engineering ASCE*, vol 104 ,GT12, pp.1465-1488 .
- REESE, C, COOX, W., & KOOP, D. (1974). Pile foundation analysis and design. *Jon Wiley and sons*, 397.
- SHELLEKENS, J., & DE BORST, R. (1993). On the numerical integration of interface element. *Int. J. Num.Meth. Eng Vol.36*, pp.43-66.
- SCHLOSSER, F. (1991). Ouvrages de soutènement, Poussée et butée. Recueil/ traité. *Techniques de l'ingénieur de construction, mécanique des sols, C242*, pp.1-16.
- SCHLOSSER, F., & GUILLOUX, .. (1981). Le frottement dans le renforcement des sols. *Revue Française de Géotechnique, Vol.16*, pp.65-77.
- TERRASHI, M. (1989). *Centrifuge modelling of a laterally loaded pile* (Vol. 2). Rio de Janeiro.
- TERZAGHI, k. (1955). Evaluation of subgrade reaction. *Geotechnique*, 5, 297-236.
- TIMOSHENKO ET GOODIER. (1970). *Theory of elasticity*.
- UNTERREINER, P. (1994). Contribution à l'étude et à la modélisation numérique des sols cloués: application au calcul en déformation des ouvrages de soutènement. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- VAN LANGEN, H., & VERMEER, P. (1991). Interface elements for singular plasticity points. *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 15, 310-315.
- VAN LANGEN, H., & VERMEER, P. (1991). Interface elements for singular plasticity points. *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.15*, pp.310-315.
- VESIC, A. (1977). Design of pile foundations. *Transportation Research Board, TRB. National cooperative Highway Research Program*. Washington D.C.
- WEHNERT, M., & VERMEER, P. (2004). *Numerical analyses of load tests on bored piles. Proceedings of Numerical Models in Geomechanics NUMOG IX*.
- Winkler. (1867).
- YOSHIMI, Y., & KISHIDA, T. (1981). A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surface. . *Geotechnical Testing Journal*, 4 (4), 145-152.
- YUAN, & CHUA. (1992). Exact formulation of axisymmetric interface element stiffness matrix. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(8), 1264-1271.

- ZAMAN, M. (1-5 April 1985). Evaluation of thin layer element and modelling of interface behaviour in soil-structure interaction. *Proc of 5th Int. Conf. on Num. Meth. In Geomech.*, (pp. 1797-1803). Nagoya.
- ZHENG, & AL. (2004). A sophisticated mode pair model for interface problems *Computers and Geotechnics*. *31*, 137-153.

ANNEXE

Tableau 20. Résultats de l'essai pressiométrique (Pile N°2)

Profondeur (m)	Module de Déformation E (bars)	Pression Limite Pl (bars)	P_0 (bars)	Pression Limite Nette $P_l * (P_l - P_0)$	E/PL	Lithologie
1	67.89	06.77	0.125	6.64	10.03	Alluvions Grossières
3	25.28	04.28	0.378	3.99	06.02	
5	215.04	12.58	0.55	12.03	17.09	
7	199.01	13.28	0.77	12.51	14.99	Marne a Schistosité Grisâtre mi-dure
9	879.93	32.28	0.99	31.29	27.26	
11	668.12	36.88	1.21	35.67	18.12	
13	1014.30	39.58	1.43	38.15	25.63	
15	2087.92	57.487	1.65	55.83	36.32	
17	1777.99	56.78	1.87	54.91	31.31	
19	4340.05	51.00	2.09	48.91	85.10	

Conclusion

Les terrains réservés à l'**Evitement de la ville de Kherrata (Viaduc deuxième tranche)** sont constitués par des marnes grisâtres schistoïdes tendres en surface et mi-dures à indurées en profondeur, sous une couche de couverture défini par des sols d'apport (remblais hétérogènes d'âge actuel d'une épaisseur allant jusqu'à 13m exp : le sondage carotté n°3; ce sont des graves, des argiles limoneuses renfermant des blocs centimétriques à métriques).

Nous ne signalons aucun risque d'ordre géologique, cependant il y a lieu de tenir compte du risque sismique, la région étant située dans la zone II a.

Le classement du sol de premier horizon (des remblais) est contribué a la catégorie S3 (site meuble), tandis que le dexieme horizon (les marnes) est atteribué a la catégorie S1(site rocheux) selon le RPA 2003.

Par ailleurs, compte tenu de l'agressivité du sol décelée a partir des ananalyses chimiques caractérisé par un traux de sulfates faible (classe A₁), il est recommandé d'utilisation d'un ciment normal pour le béton de fondation.

Le taux de carbonates (**CaCo₃**) est a l'ordre de 18% ce qui donne un sol moyennement carbonaté de point de vue chimique.

Enfin nous restons à votre disposition pour d'éventuels éclaircissements.

L'INGENIEUR CHARGE DE L' ETUDE

N.CHELGHOUIM

LE DIRECTEUR REGIONAL

المدير الجهوي
م. عباس

