

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Aboubekr BELKAID -TLEMCCEN-
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire
Pour l'obtention du diplôme de Magister en Génie Civil
Option : *Géotechnique*

Thème :

**CONTRIBUTION A L'ETUDE D'INTERACTION SOL-STRUCTURE,
Exemple Pieux.**

Présenté par :

CHEKROUN Lokmane El-Hakim

Ingénieur d'Etat en Génie Civil, Université Aboubekr BELKAID -Tlemcen-, Juillet 2001.

Soutenu publiquement en Décembre 2013 devant le jury composé de :

Président :	Prof. N.ABOUBEKR	Université de Tlemcen
Examineurs :	Dr.A.ZADJAOUI	Université de Tlemcen
	Dr.K.HAMDAOUI	Université de Tlemcen
Directeurs de Thèse :	Prof . N. BOUMECHRA	Université de Tlemcen
	Dr. A.DJEDID	Université de Tlemcen

A ma mère et mon père, mon fils Mohammed Yassine, ma femme, ma sœur et mes frères
A toutes mes nièces
A tous mes neveux
A toute ma famille
A tous mes amis et mes proches et
A toute personne qui m'a encouragé pour finaliser ce modeste travail de près ou de loin.

Remerciements

Je remercie, en premier lieu, le Bon-Dieu qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre mes études.

Je remercie en second mes directeurs de thèse Monsieur BOUMECHRA Nadir, Professeur à l'université d'Aboubekr BELKAID -Tlemcen-, Département de Génie Civil, et Monsieur DJEDID Abdelkader, Maître de conférence classe -A-à l'université d'Aboubekr BELKAID -Tlemcen-, Département d'Architecture, pour l'encadrement de cette thèse et pour la confiance qu'ils m'ont accordé.

Mes vifs remerciements vont aux membres du Jury pour avoir accepté de faire partie du Jury de ce mémoire : Monsieur ABOUBEKR Nabil, Professeur à l'Université d'Aboubekr BELKAID Département de Génie Civil, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider le jury de cette soutenance.

Monsieur ZADJAOUI Abdeldjelil, Maître de conférence classe -A- à l'Université d'Aboubekr Belkaïd -Tlemcen-, Département de Génie Civil, et Monsieur HAMDAOUI Karim, Maître de conférence classe -B- à l'Université d'Aboubekr BELKAID -Tlemcen-, Département de Génie Civil, qui ont bien accepté d'examiner cette thèse, je les remercie vivement.

Je remercie pour leur présence à ma soutenance de thèse tous ceux qui vont faire le déplacement.

Mes remerciements vont aussi à tous mes collègues de la promotion de Magister Géotechniques de l'année 2006-2007, pour le sérieux, l'esprit familial montré pendant cette année théorique.

Je souhaite aussi remercier mes collègues de travail en général à Egisroute Bureau de contrôle et suivi BCS des travaux d'Autoroute Est-Ouest d'Algérie et particulièrement M.CHALABI Houcine Chef de mission d'Egisroute ; M.OMARI Mohammed Chef de Section W7 et M.BENDEDDOUCHE Kamel Chef de Section W8 ; pour leurs compréhensions et leurs aides qu'ils m'ont fourni au cours de ma préparation de ce mémoire.

Enfin, je ne peux oublier de remercier, pour leur appui moral, mes parents et ma femme.

Tlemcen, Décembre 2013
CHEKROUN Lokmane El-hakim

هذا العمل هو مساهمة في فهم و تحليل التفاعلية بين التربة و البناية باستخدام البرنامج المعلوماتي ثلاثي الابعاد " بلاكسيس".
هذه الدراسة تتمثل في وضع نموذج رقمي لنظام تربة -اوتاد- الامر الذي ينتج عنه تفاعلية معقدة للاوتاد تحت تاثير قوة ساكنة جانبية.
هذا البحث يتضمن استعراضا حول المنشآت الاوتادية و اهم النماذج لسلوك التربة يليها دراسة تاثير بعض العوامل على السلوك النهائي لوتد احادي ثم مجموعة اوتاد تحت تاثير قوة جانبية.

كلمات مفتاحية: التفاعلية – التربة – منشآت- وتد احادي- مجموعة اوتاد- قوة

جانبية- العناصر المنتهية- بلاكسيس ثلاثي الابعاد.

Résumé

Ce travail constitue une contribution à la compréhension et à l'analyse de l'Interaction Sol-Structure en utilisant le code de calcul tridimensionnel Plaxis 3D, basé sur la méthode des éléments finis.

L'étude effectuée consiste à l'utilisation numérique du comportement du système Sol-Pieu, qui suscite une interaction complexe des pieux avec le sol sous des chargements statiques.

Le présent mémoire comporte une synthèse bibliographique sur le comportement du pieu isolé et Groupe de pieux sous chargement latéral et les principaux modèles de comportement du sol et par la suite une étude paramétrique de l'effet de quelques paramètres sur la réponse du système Sol-Pieu en interaction statique.

Mots-clés : Interaction, Sol, Structure, Pieu isolé, Groupe de pieux, Chargement latéral, MEF, Plaxis 3D.

Abstract

This work consists of a contribution to understanding and analysis of Soil-Structure problems by using three-dimensional computer code Plaxis 3D, which is based on the finite element method.

This study consists to put a numerical model of the system Soil -Pile, which causes a complex interaction of the piles with the Soil under lateral static load.

The present work includes a bibliographical review on the behavior of the single pile and group of piles under lateral static load and the principal mechanical models of soil behavior .Thereafter , I develop a parametric study of the effect of some parameters on the response of the system Soil-Pile with static interaction. Several numerical results are presented with an interesting soil-pile behavior illustrated by figures and relations.

Key words: Interaction, Soil, Structure, Single Pile, Group of piles, Lateral load, FEM, Plaxis 3D.

Table des matières

REMERCIEMENTS	3
ملخص	4
RESUME.....	5
ABSTRACT.....	6
TABLE DES MATIERES	7
LISTE DES TABLEAUX.....	12
ABREVIATIONS.....	15
INTRODUCTION GENERALE.....	16
CHAPITRE 1	18
GÉNÉRALITÉS SUR LES PIEUX	18
1.1 INTRODUCTION	18
1.2 CLASSIFICATION DES PIEUX :	18
1.2.1 Pieux mis en place avec refoulement du sol :.....	19
1.2.2 Pieux mis en place avec excavation du sol :.....	20
1.3 PRINCIPES DE FONCTIONNEMENT DES PIEUX :	21
1.3.1 Pieu isolé :.....	21
1.3.2 Groupe de pieux :.....	21
CHAPITRE 2	23
ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE DU COMPORTEMENT DES PIEUX SOUMIS À UN CHARGEMENT LATÉRAL.....	23
2.1 INTRODUCTION	23
2.2 COMPORTEMENT D'UN PIEU ISOLE SOUS CHARGEMENT LATERAL :	23
2.2.1 Classification des pieux.....	23
2.2.2 Travaux de recherches sur le comportement d'un pieu isolé :.....	24
2.3 GROUPE DE PIEUX SOUS CHARGEMENT LATERAL.....	28
2.3.1 Comportement à la rupture :.....	28
2.3.2 Travaux de recherches sur le comportement du Groupe de pieux :	30
2.4 METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX SOUS CHARGES LATERALES –LES COURBES P-Y -:	33
2.4.1 Principes :.....	33
2.4.2 Courbes P-y :.....	34
2.4.2.1 Fascicule 62 (1993) :.....	34
2.4.2.2 A.P.I. (American Petroleum Institute, 1993) :.....	35
2.4.2.3 P.H.R.I. [Port and Harbour Research Institute, 1980]	36
2.4.2.4 Module de réaction selon Terzaghi (Terzaghi, 1955) cité par Addaci (2012) :.....	37
2.5 CONCLUSION :.....	37
CHAPITRE 3	38
MODÈLES DE COMPORTEMENT DU SOL INTÉGRÉS DANS LE CODE DE CALCUL PLAXIS 3D.....	38
3.1 INTRODUCTION	38
3.2 MODELES ELASTIQUES	38
3.2.1 Modèles élastiques linéaire isotrope.....	38
3.3 COMPORTEMENT ELASTOPLASTIQUE	39
3.3.1 Déformations élastiques et déformations plastiques.....	39
3.3.2 Modèle élastique parfaitement plastique sans écrouissage, le Modèle de Mohr-Coulomb	40
3.4 MODELE « HARDENING SOIL MODEL, HSM » OU « MODELE A ECROUISSAGE POUR LES SOLS » :.....	41
3.5 MODELE « SOFT SOIL MODEL, SSM » OU « MODELE POUR SOLS MOUS » :.....	43

3.5.1	Paramètres du modèle :	43
3.6	CONCLUSION :	44
CHAPITRE 4		45
ETUDE PARAMÉTRIQUE D'UN PIEU ISOLÉ SOUMIS À UN CHARGEMENT LATÉRAL		45
4.1	INTRODUCTION	45
4.2	VALIDATION DU MODELE PLAXIS 3D	45
4.2.1	Définition du modèle	45
4.2.2	Caractéristiques du modèle Elément fini	45
4.2.3	Interprétation des résultats	46
4.2.4	Conclusion	48
4.3	ETUDE PARAMETRIQUE D'UN PIEU ISOLE SOUMIS A UN CHARGEMENT LATERAL	48
4.3.1	Définition du modèle de référence :	48
4.3.2	Etude de l'influence du maillage	49
4.3.3	L'influence de la forme géométrique	52
4.3.4	L'influence de la rigidité relative E_p/E_s	58
4.3.5	L'influence du rapport d'élanement L/d :	59
4.3.6	Effet du modèle de comportement du sol	62
4.3.7	L'effet de la variation de l'angle de dilatance (ψ)	64
4.3.8	L'effet de la variation de l'angle de frottement (δ)	66
4.3.9	Influence de la nappe phréatique :	68
4.3.10	Effet du chargement combiné :	71
CHAPITRE 5		74
ETUDE PARAMÉTRIQUE D'UN GROUPE DE PIEUX (3X3)SOUMIS À UN CHARGEMENT LATÉRAL		74
5.1	INTRODUCTION :	74
5.2	VALIDATION DU MODELE DU GROUPE DE PIEUX :	74
5.2.1	Principes de la méthode :	74
5.2.2	Définition du modèle de validation :	75
5.2.3	Discussion des résultats des simulations	78
5.2.4	Conclusion :	80
5.3	ETUDE PARAMETRIQUE D'UN GROUPE DE PIEUX (3×3) :	80
5.3.1	Définition du modèle de référence :	80
5.3.2	Effet de la variation de l'espacement entre pieux :	80
5.3.3	Effet de la variation diamètre des pieux :	89
5.3.4	Effet de rigidité des pieux :	96
5.3.5	Influence de la rigidité du sol	101
5.3.6	Influence de l'élément d'interface sur les résultats :	107
5.3.7	Influence de la profondeur de la nappe phréatique	113
5.3.8	Effet du choix du modèle de comportement	120
CONCLUSION GÉNÉRALE		125
ANNEXE : PRESENTATION DU CODE DE CALCUL PLAXIS 3D		127
BIBLIOGRAPHIE		130

Liste des Figures

FIGURE 1. 1 : DEFINITION DE LA HAUTEUR D'ENCASTREMENT L ET MECANIQUE D_e	18
FIGURE 1. 2 : CLASSIFICATION DES PIEUX (EPF LAUSANNE, TRAVAUX DE FONDATION).....	19
FIGURE 1. 3 : SCHEMATISATION D'UN PIEU BATTU MOULE (FRANCK ,1999).....	19
FIGURE 1. 4 : SCHEMATISATION D'UN PIEU FORE TUBE (FRANCK ,1999).....	20
FIGURE 1. 5 : DEFINITION DU PIEU ISOLE SELON SON MODE DE FONCTIONNEMENT (TSTP, 2008).....	21
FIGURE 1. 6 : REPRESENTATION DE LA REPARTITION DES CONTRAINTES POUR LE CAS D'UN PIEU ISOLE	22
FIGURE 2. 1:CLASSIFICATION DES PIEUX SELON LE FASCICULE 62-TITRE V (FRANCK, 1999).	24
FIGURE 2. 2 :L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS EN TETE DE PIEU (1ER CAS : SABLE).....	24
FIGURE 2. 3 : L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS EN TETE DU PIEU (2EME CAS : ARGILE)	25
FIGURE 2. 4 : L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS SUR LE LONG DU PIEU POUR LES 6 SIMULATIONS	25
FIGURE 2. 5 : L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS EN FONCTION DU CHARGEMENT (PIEU CIRCULAIRE-PIEU CARRE) POUR LES DIFFERENTES VALEURS DU RAPPORT D'ELANCEMENT.	26
FIGURE 2. 6 : DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANT LE LONG DU PIEU	26
FIGURE 2. 7 : L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS LE LONG DU PIEU.	27
FIGURE 2. 8 :COURBES NUMERIQUES ET EXPERIMENTALES DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS (P.MPAN, 2004). 27	
FIGURE 2. 9 : SCHEMATISATION DE LA REDUCTION DE LA CAPACITE PORTANTE DU GROUPE SOUS L'EFFET D'OMBRE (ROLLINS ET AL, 1998) CITE PAR (JASIM M ABBAS, 2010).	28
FIGURE 2. 10 : MODES DE RUPTURE D'UN PIEU LIBRE EN TETE	29
FIGURE 2. 11 : MODES DE RUPTURE D'UN PIEU ENCASTRE EN TETE	29
FIGURE 2. 12 : GROUPE DE 02 PIEUX (SANS REFOULEMENT DU SOL).	30
FIGURE 2. 13: GROUPE DE 02 PIEUX (AVEC REFOULEMENT DU SOL).....	30
FIGURE 2. 14 : L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS POUR LE PIEU AVANT	31
FIGURE 2. 15 : L'ÉVOLUTION DES DÉPLACEMENTS HORIZONTALS POUR LE PIEU ARRIÈRE	31
FIGURE 2. 16 : PRISE EN COMPTE DE L'EFFET DE GROUPE A L'AIDE DES COEFFICIENTS MULTIPLICATEURS	32
FIGURE 2. 17 : REPRESENTATION DES DIFFERENTES CONFIGURATIONS DES GROUPES DE PIEUX.	32
FIGURE 2. 18 : COURBE CHARGEMENT-DEPLACEMENT (ESPACEMENT ENTRE PIEUX=3D).	32
FIGURE 2. 19 : COURBE CHARGEMENT-DEPLACEMENT (ESPACEMENT ENTRE PIEUX=5D).....	33
FIGURE 2. 20 : COURBES P-Y DANS LE CAS DE SOLLICITATIONS DE COURTE DUREE DOMINANTES EN TETE	34
FIGURE 2. 21 : COURBES P-Y DANS LE CAS DE SOLLICITATIONS ACCIDENTELLES EN TETE.....	34
FIGURE 2. 22 : LOI DE MOBILISATION DE LA REACTION TANGENTIELLE.....	35
FIGURE 2. 23 : COEFFICIENTS C_1 , C_2 , C_3 EN FONCTION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT ϕ'	36
FIGURE 2. 24 : VALEURS DE K EN FONCTION DE LA DENSITE RELATIVE ET DE L'ANGLE DE FROTTEMENT ϕ'	36
FIGURE 3. 1 REPRESENTATION SCHEMATIQUE DU COMPORTEMENT ELASTIQUE LINEAIRE (MAGNAN,1991).....	38
FIGURE 3. 2 REPRESENTATION SCHEMATIQUE DU MODELE MONODIMENSIONNEL ELASTOPLASTIQUE.....	40
FIGURE 3. 3 REPRESENTATION DU COMPORTEMENT ELASTIQUE PARFAITEMENT PLASTIQUE.	40
FIGURE 3. 4 COURBE INTRINSEQUE DU MODELE DE MOHR-COULOMB	41
FIGURE 3. 5 PYRAMIDE DE MOHR-COULOMB TRACEE POUR $c=0$	41
FIGURE 3. 6 COURBE CONTRAINTE-DEFORMATION DU MODELE HSM (MANUAL PLAXIS 3D).	42
FIGURE 3. 7 DEFINITION DE L'ANGLE DE DILATANCE.....	43
FIGURE 3. 8:ETAT LIMITE ET ETAT CRITIQUE DANS LE PLAN (LN(P), E).....	43
FIGURE 4. 1 DEFORMATION DU MAILLAGE	46
FIGURE 4. 2 DEFORMATION DU PIEU SOUS CHARGEMENT LATERAL EN TETE	46
FIGURE 4. 3 DISTRIBUTION DES CONTRAINTES Σ_{zz} SUR LE LONG DU PIEU	47
FIGURE 4. 4 COMPARAISON DES RESULTATS DU MODELE PLAXIS AVEC CELUI DE BROWN ET AL.2001.....	47
FIGURE 4. 5 PRESENTATION DU MODELE PLAXIS 3D.....	48
FIGURE 4. 6 DISCRETISATION DU MODELE SOL-PIEU AVEC LE CODE DE CALCUL PLAXIS 3D.	48
FIGURE 4. 7 MODELE PLAXIS 3D DU PIEU ISOLE (TYPE DE MAILLAGE LARGE).....	49
FIGURE 4. 8 MODELE PLAXIS 3 D DU PIEU ISOLE (TYPE DE MAILLAGE MOYEN).....	50
FIGURE 4. 9 MODELE PLAXIS 3D DU PIEU ISOLE (TYPE DE MAILLAGE : FIN)	50
FIGURE 4. 10 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS LATERAUX D'UN PIEU ISOLE SOUS LES TROIS TYPES DE MAILLAGE	51
FIGURE 4. 11 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS SUR LE LONG DU PIEU DE FORME CARRE.....	52
FIGURE 4. 12 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS SUR LE LONG DU PIEU DE FORME CIRCULAIRE	53
FIGURE 4. 13 VARIATION DES DEPLACEMENTS EN TETE DU PIEU (CIRCULAIRE –CARRE) DANS UN SABLE.....	53
FIGURE 4. 14 COURBE DE CONTRAINTES-CHARGEMENT EN TETE DE PIEU.....	54
FIGURE 4. 15 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS SUR LE LONG DU PIEU CARRE.....	55

FIGURE 4. 16 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS SUR TOUT LE LONG DU PIEU CIRCULAIRE.....	56
FIGURE 4. 17 VARIATION DES DEPLACEMENTS EN TETE DU PIEU (CIRCULAIRE –CARRE) DANS UNE ARGILE MOLLE	56
FIGURE 4. 18 COURBE CONTRAINTES-CHARGEMENT EN TETE DE PIEU.....	57
FIGURE 4. 19 L'INFLUENCE DE LA VARIATION DE LA RIGIDITE RELATIVE (E_p/E_s) SUR LE DEPLACEMENT EN TETE DE PIEU	58
FIGURE 4. 20 L'INFLUENCE DE LA VARIATION DU RAPPORT D'ELANCEMENT L/D SUR LE DEPLACEMENT EN TETE DE PIEU DANS UN SABLE	60
FIGURE 4. 21 L'INFLUENCE DE LA VARIATION DU RAPPORT D'ELANCEMENT L/D SUR LE DEPLACEMENT EN TETE DE PIEU DANS UNE ARGILE MOLLE.....	61
FIGURE 4. 22 VARIATION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX SELON LES 04 QUATRE MODELES DU COMPORTEMENT DU SOL.....	63
FIGURE 4. 23 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX SELON LA VARIATION DE L'ANGLE DE DILATANCE	65
FIGURE 4. 24 COURBE CONTRAINTES –DEFORMATIONS EN TETE DE PIEU SELON LA VARIATION DE L'ANGLE DE DILATANCE ψ	66
FIGURE 4. 25 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX SELON LA VARIATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT (ϕ).....	67
FIGURE 4. 26 COURBE CONTRAINTES DEFORMATIONS SELON LA VARIATION DE L'ANGLE DE FROTTEMENT(ϕ)	68
FIGURE 4. 27 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX SELON LA VARIATION DU NIVEAU DE LA NAPPE	69
FIGURE 4. 28 COURBE CONTRAINTES – DEFORMATIONS EN TETE DE PIEU (EN FONCTION DE LA VARIATION DU NIVEAU DE LA NAPPE).....	70
FIGURE 4. 29 LA DEFORMEE DU PIEU POUR LE 2EME CAS ($F_H=400$ kN, $F_V=100$ kN).....	71
FIGURE 4. 30 LA REPARTITION DU DEPLACEMENT TOTAL SUR LE LONG DU PIEU.....	72
FIGURE 4. 31 SCHEMATISATION DU DEPLACEMENT DU PIEU (Y COMPRIS L'ELEMENT D'INTERFACE ENTOURANT LE PIEU).....	72
FIGURE 4. 32 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX U_x SELON LA VARIATION DU CHARGEMENT VERTICAL.....	73
FIGURE 5. 1 REPRESENTATION DE L'ELEMENT POUTRE SELON DESAI ET AL. (1981) CITE PAR (H.S CHORE ET AL, 2012).....	75
FIGURE 5. 2 REPRESENTATION DU GROUPE DE PIEUX G2PS ET G3PS.....	76
FIGURE 5. 3 DISCRETISATION DU SYSTEME SOL-PIEU (G2PS) –SEMELLE DE LIAISON PAR LE LOGICIEL PLAXIS....	76
FIGURE 5. 4 REPRESENTATION DU SYSTEME SEMELLE-PIEU (G2PS) PAR LE LOGICIEL PLAXIS.....	77
FIGURE 5. 5 DISCRETISATION DU SYSTEME SOL-PIEU (G3PS) –SEMELLE DE LIAISON PAR LE LOGICIEL PLAXIS....	77
FIGURE 5. 6 REPRESENTATION DU SYSTEME SEMELLE-PIEU (G3PS) PAR LE LOGICIEL PLAXIS.....	78
FIGURE 5. 7 L'EVOLUTION DU DEPLACEMENT U_x EN TETE DES PIEUX G2PS EN FONCTION DU CHARGEMENT.....	79
FIGURE 5. 8 L'EVOLUTION DU DEPLACEMENT U_x EN TETE DES PIEUX G3PS EN FONCTION DU CHARGEMENT.....	79
FIGURE 5. 9 DISCRETISATION DU SYSTEME DU GROUPE DE PIEUX (3×3) PAR LE LOGICIEL PLAXIS.....	81
FIGURE 5. 10 REPRESENTATION DU SYSTEME DU GROUPE DE PIEUX (3×3) PAR LE LOGICIEL PLAXIS.....	81
FIGURE 5. 11 LA DISTRIBUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DU MODELE DE GROUPE DE PIEUX (3×3).....	82
FIGURE 5. 12 LA DISTRIBUTION DES DEPLACEMENTS U_x SUR LE LONG DES 09 PIEUX DU GROUPE 3×3.....	82
FIGURE 5. 13 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX U_x DE LA SEMELLE DE LIAISON EN FONCTION DU CHARGEMENT.....	83
FIGURE 5. 14 COURBES CONTRAINTE-DEFORMATION AU NIVEAU DE LA SEMELLE DE LIAISON POUR LES 04 SIMULATIONS.....	84
FIGURE 5. 15 DISTRIBUTION DU MOMENT FLECHISSANT SUR LE GROUPE DE PIEUX 3×3 – ENTRAXE= 2D.....	85
FIGURE 5. 16 DISTRIBUTION DU MOMENT FLECHISSANT SUR LE GROUPE DE PIEUX 3×3– ENTRAXE= 3D.....	85
FIGURE 5. 17 DISTRIBUTION DU MOMENT FLECHISSANT SUR LE GROUPE DE PIEUX 3×3 – ENTRAXE= 4D.....	86
FIGURE 5. 18 DISTRIBUTION DU MOMENT FLECHISSANT SUR LE GROUPE DE PIEUX 3×3 – ENTRAXE= 6D.....	86
FIGURE 5. 19 REPRESENTATION ET NUMEROTATION DES PIEUX DU GROUPE 3×3.....	86
FIGURE 5. 20 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -ENTRAXE =2 D-.....	87
FIGURE 5. 21 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -ENTRAXE =3 D-.....	87
FIGURE 5. 22 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -ENTRAXE =4D-.....	88
FIGURE 5. 23 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -ENTRAXE =6D-.....	88
FIGURE 5. 24 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX U_x DE LA SEMELLE DE LIAISON SELON LA VARIATION DU DIAMETRE DES PIEUX.....	90
FIGURE 5. 25 REPRESENTATION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE GROUPE DE PIEUX - D=0,50 M.....	91
FIGURE 5. 26 REPRESENTATION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE GROUPE DE PIEUX - D=0,60M.....	92
FIGURE 5. 27 REPRESENTATION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE GROUPE DE PIEUX - D=0,70M.....	92
FIGURE 5. 28 REPRESENTATION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE GROUPE DE PIEUX - D=0,80M.....	92
FIGURE 5. 29 REPRESENTATION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE GROUPE DE PIEUX - D=0,90 M.....	93

FIGURE 5. 30 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -D=0,50M-	93
FIGURE 5. 31 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -D=0,60M-	93
FIGURE 5. 32 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -D=0,70M-	94
FIGURE 5. 33 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX - D=0,80M-	94
FIGURE 5. 34 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -D=0,90M -	94
FIGURE 5. 35 REPRESENTATION DES PIEUX SOUPLES I PAR LE LOGICIEL PLAXIS.	97
FIGURE 5. 36 REPRESENTATION DES PIEUX SEMI-RIGIDES II PAR LE LOGICIEL PLAXIS.	97
FIGURE 5. 37 REPRESENTATION DES PIEUX RIGIDES III PAR LE LOGICIEL PLAXIS.	98
FIGURE 5. 38 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX Ux DE LA SEMELLE DE LIAISON POUR LES TROIS (03) CATEGORIES DES PIEUX.	98
FIGURE 5. 39 COURBES CONTRAINTE-DEFORMATION POUR LES TROIS (03) CATEGORIES DES PIEUX.	99
FIGURE 5. 40 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -PIEU RIGIDE-	100
FIGURE 5. 41 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX	100
FIGURE 5. 42 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -PIEU SOUPLE-	100
FIGURE 5. 43 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX Ux DE LA SEMELLE DE LIAISON SELON LES CINQ SIMULATIONS.	102
FIGURE 5. 44 COURBES CONTRAINTE-DEFORMATION AU NIVEAU DE LA SEMELLE DE LIAISON POUR LES CINQ SIMULATIONS.	103
FIGURE 5. 45 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -SOL « LA »-	104
FIGURE 5. 46 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX - SOL «AGS » -	104
FIGURE 5. 47 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX - SOL « AC »-	104
FIGURE 5. 48 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -SOL «ASGC» -	105
FIGURE 5. 49 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -SOL « G S A »-	105
FIGURE 5. 50 PRISE EN COMPTE DU FACTEUR DE REDUCTION R_{inter} PAR LE CODE DE CALCUL PLAXIS 3D.	108
FIGURE 5. 51 LA DEFORMEE DU MODELE DE GROUPE DE PIEUX 3x3.	108
FIGURE 5. 52 LA DEFORMEE DES PIEUX-SEMELLE DU GROUPE DE PIEUX 3x3.	109
FIGURE 5. 53 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX Ux DE LA SEMELLE DE LIAISON POUR LES DIFFERENTES VALEURS DE R_{inter}	109
FIGURE 5. 54 COURBES CONTRAINTE-DEFORMATION POUR LES CINQ SIMULATIONS SELON LES DIFFERENTES VALEURS DE R_{inter}	110
FIGURE 5. 55 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX - $R_{inter}=0,01$ -	111
FIGURE 5. 56 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX - $R_{inter}=0,333$ -	111
FIGURE 5. 57 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX - $R_{inter}=0,666$ -	112
FIGURE 5. 58 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX - $R_{inter}=1,00$ -	112
FIGURE 5. 59 REPRESENTATION DU NIVEAU DE LA NAPPE Niv =0.00M PAR LE LOGICIEL PLAXIS.	114
FIGURE 5. 60 REPRESENTATION DU NIVEAU DE LA NAPPE Niv=-2.00M PAR LE LOGICIEL PLAXIS.	114
FIGURE 5. 61 REPRESENTATION DU NIVEAU DE LA NAPPE Niv = -5,00 M PAR LE LOGICIEL PLAXIS.	115
FIGURE 5. 62 REPRESENTATION DU NIVEAU DE LA NAPPE Niv = -10,00 M PAR LE LOGICIEL PLAXIS.	115
FIGURE 5. 63 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX Ux DE LA SEMELLE DE LIAISON POUR LES DIFFERENTES HAUTEURS DE LA NAPPE.	116
FIGURE 5. 64 REPRESENTATION DE LA NAPPE EN MODELE 3D PAR LE CODE DE CALCUL PLAXIS.	116
FIGURE 5. 65 REPRESENTATION DE LA NAPPE MODELE 3D PAR LE CODE DE CALCUL PLAXIS.	117
FIGURE 5. 66 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -NAPPE H =0.00M-	117
FIGURE 5. 67 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -NAPPE H= -2,00M-	117
FIGURE 5. 68 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -NAPPE H =-5.00 M-	118
FIGURE 5. 69 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -NAPPE H = - 10,00 M-	118
FIGURE 5. 70 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX -SANS NAPPE-	118
FIGURE 5. 71 REPRESENTATION DES 04 MODELES DE COMPORTEMENT PAR LE LOGICIEL PLAXIS.	120
FIGURE 5. 72 L'EVOLUTION DES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX Ux DE LA SEMELLE DE LIAISON SELON LES DIFFERENTES LOIS DE COMPORTEMENT.	121
FIGURE 5. 73 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX N°4-N°5-N°6.	122
FIGURE 5. 74 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX - E P P -	123
FIGURE 5. 75 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX - HSM-	123
FIGURE 5. 76 DISTRIBUTION DES MOMENTS FLECHISSANTS SUR LE LONG DES PIEUX - SSM -	123

Liste des Tableaux

TABLEAU 3.1 Classification des pieux (MCIF, 2006) cité par (Bakour, 2008).....	23
TABLEAU 4. 1 PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANIQUES DU MODELE DE VALIDATION	45
TABLEAU 4. 2 RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DES DEUX MODELES NUMERIQUES.	46
TABLEAU 4. 3 RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DES 03 MODELES SELON LE TYPE DE MAILLAGE.....	51
TABLEAU 4. 4 RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DES 02 MODELES SELON LA FORME DU PIEU.	54
TABLEAU 4. 5 RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES DES 02 MODELES SELON LA FORME DU PIEU	57
TABLEAU 4. 6 RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES ET RESULTATS DES 04 MODELES	59
TABLEAU 4. 7 RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES ET RESULTATS DES 03 MODELES	60
TABLEAU 4. 8 RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES ET RESULTATS DES 03 MODELES	62
TABLEAU 4. 9 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DU SOL SELON LES 04 MODELES DE COMPORTEMENT	63
TABLEAU 4. 10 RECAPITULATIF DES RESULTATS DES 04 SIMULATIONS SELON LA LOI DE COMPORTEMENT	64
TABLEAU 4. 11 RECAPITULATIF DES CARACTERISTIQUES ET RESULTATS DES 04 SIMULATIONS	70
TABLEAU 4. 12 RECAPITULATIF DES 04 SIMULATIONS DU CHARGEMENT COMBINE	73
TABLEAU 5. 1 PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANIQUES DU MODELE DE REFERENCE.	80
TABLEAU 5. 2 RECAPITULATION DES RESULTATS DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS U _x	84
TABLEAU 5. 3 RECAPITULATIF DES MOMENTS FLECHISSANTS [kN.M] POUR LES PIEUX N°4, N°5 ET N°6.	88
TABLEAU 5. 4 RECAPITULATION DES RESULTATS DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS U _x	91
TABLEAU 5. 5 RECAPITULATIF DES RESULTATS DES MOMENTS FLECHISSANTS [kN.M] POUR LES PIEUX N°4-N°5- N°6	95
TABLEAU 5. 6 CLASSIFICATION DES PIEUX DES TROIS (03) CATEGORIES DES PIEUX.	97
TABLEAU 5. 7 LES RESULTATS DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS U _x POUR LES TROIS SIMULATIONS.	99
TABLEAU 5. 8 LES RESULTATS DES CONTRAINTES ET DEFORMATIONS POUR LES TROIS SIMULATIONS.	99
TABLEAU 5. 9 LES RESULTATS DES MOMENTS FLECHISSANT SUR LES 3 VARIANTES DE PIEUX	101
TABLEAU 5. 10 RECAPITULATION DES DIFFERENTES VALEURS DE E DES 05 SOLS ETUDIES.	102
TABLEAU 5. 11 LES RESULTATS DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS U _x POUR LES CINQ SIMULATIONS.	103
TABLEAU 5. 12 LES RESULTATS DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS U _x POUR LES QUATRE SIMULATIONS.....	110
TABLEAU 5. 13 RECAPITULATIF DES RESULTATS DES MOMENTS FLECHISSANTS [kN.M] POUR LES PIEUX N°4-N°5- N°6	112
TABLEAU 5. 14 LES RESULTATS DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS U _x POUR LES CINQ SIMULATIONS SELON LA HAUTEUR DE LA NAPPE.	116
TABLEAU 5. 15 RECAPITULATIF DES RESULTATS DES MOMENTS FLECHISSANTS (kN.M)POUR LES PIEUX N°4 - N°5 - N°6.....	119
TABLEAU 5. 16 LES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANIQUES DU SOL SELON LES 04 MODELES DE COMPORTEMENT.....	121
TABLEAU 5. 17 LES RESULTATS DES DEPLACEMENTS HORIZONTALS U _x POUR LES CINQ SIMULATIONS SELON LA HAUTEUR DE LA NAPPE.	122
TABLEAU 5. 18 RECAPITULATIF DES RESULTATS DES MOMENTS FLECHISSANTS (kN.M)POUR LES PIEUX N°4 - N°5 - N°6.....	124

Liste des notations

Lettres Latines.

b	:	Épaisseur, facteur de contrôle de la surface de charge ;
c	:	Cohésion du sol;
c'	:	Cohésion effective du sol ;
c_{uu}	:	Cohésion du sol aux conditions non drainées non consolidé ;
$\underline{\underline{C}}^e$:	Tenseur élastique de Hooke ;
C_e	:	Coefficient d'efficacité ;
d	:	Diamètre de pieu ;
D_{50}	:	Diamètre moyen des grains.
D_e	:	Hauteur d'encastrement ;
e	:	Indice des vides ;
E_p	:	Module de Young du pieu ;
E_s	:	Module de Young du sol ;
E_{50}^{ref}	:	Module sécant de référence correspondant à la pression de référence P^{ref} ;
E_{oed}^{ref}	:	Module tangent dans un essai œdométrique ;
E_r	:	Module de rechargement ;
E_{ur}	:	Module en décharge ;
E_M	:	La moyenne arithmétique des modules pressiométriques.
f	:	Surface de charge (ou critère de plasticité).
F	:	Fonction tensorielle non linéaire, Force ;
F_{ij}	:	Fonction de réponse élastique ;
$F()$:	Fonction de charge ;
F_h	:	Chargement horizontal en tête de pieu ;
F_v	:	Chargement vertical en tête de pieu ;
g	:	Potentiel plastique (ou règle d'écoulement);
$G()$:	Potentiel plastique ;
G	:	Module de cisaillement, Charge permanente ;
H	:	Niveau de la nappe ;
Q_{gu}	:	Charge limite pour un groupe de pieux ;
Q_{iu}	:	Charge limite pour un pieu isolé ;
I	:	Moment d'inertie ;
I_c	:	Indice de consistance ;
$\underline{\underline{K}}$:	Tenseur de rigidité élastique ;
k_h	:	Coefficient de réaction du sol ;
L	:	Fiche de pieu ;
l_0	:	Longueur de transfert du pieu ;
m	:	Paramètre de puissance dans le modèle de comportement du sol SSM ;
M	:	Moment fléchissant, Paramètre ;
P_m	:	Coefficient multiplicateur de pression
Y_m	:	Coefficient multiplicateur de déplacement

p	:	La pression de réaction du sol
q	:	Contrainte déviatorique ;
q_f	:	Contrainte de déviateur à la rupture ;
r	:	Rayon du pieu ;
Q_c	:	Capacité portante du pieu en compression ;
Q_p	:	Effort de pointe ;
Q_s	:	Effort de frottement ;
R_0	:	Dimension de référence ;
R_n	:	Rugosité normalisée de l'interface ;
R_{max}	:	Profondeur des aspérités ;
R_{inter}	:	Coefficient d'interface ;
U_z	:	Déplacement horizontal en tête de pieu selon la direction Z ;
U_x	:	Déplacement en tête de pieu selon la direction X ;

Lettres Grecques

ε	:	Déformation ;
ε^e	:	Déformation élastique ;
ε^p	:	Déformation plastique ;
$\varepsilon_{1,2,3}$:	Déformations principales produites selon les trois axes ;
$\varepsilon_{i j}$:	Tenseur des taux de déformations ;
φ	:	Angle de frottement interne du sol ;
γ	:	Poids volumique (sol, Béton...),
κ	:	Indice de compressibilité modifié ;
κ^*	:	Indice de compressibilité ;
λ	:	Constante de Lamé, Multiplicateur plastique, Indice de gonflement ;
λ^*	:	Indice de gonflement modifié ;
μ	:	Constante de Lamé ;
ν	:	Coefficient de poisson ;
ρ	:	Masse volumique, Rapport de perte de charge hydraulique ;
σ	:	Contrainte totale, Contrainte normale ;
σ_n	:	Contrainte normale ;
σ_h	:	Contrainte horizontale ;
σ_v	:	Contrainte verticale ;
σ_{max}	:	Contrainte maximale ;
$\sigma_{i j}$:	Tenseur des contraintes
τ	:	Contrainte de cisaillement, Contrainte tangentielle ;
$\bar{\tau}$:	Contrainte de cisaillement admissible ;
ψ	:	Angle de dilatance ;
∂	:	Dérivée partielle ;
γ_s	:	Poids volumique du sol ;
γ_d	:	Poids volumique du sol sec ;

Abréviations

- AGS : Argile Graveleuse Sableuse ;
- AC : Argile Compacte ;
- ASGC : Argile Sableuse Graveleuse Compacte ;
- CDG : Centre de Gravité ;
- Ce : Coefficient d'efficacité,
- EL : Elastique Linéaire ;
- EPP : Elastique Parfaitement Plastique ;
- GSA : Gravier Sablo Argileux ;
- G2PS : Groupe de 02 pieux en série ;
- G3PS : Groupe de 03 pieux en série ;
- HSM : Hardening Soil Model;
- ISS : Interaction Sol-Structure;
- LA : Limon Argileux;
- SSCM : Soft Soil Creep Model;
- SSM : Soft Soil Model;

Introduction Générale

Les Ouvrages en génie civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes pour accéder aux couches de sol offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci les fondations sur pieux qui constituent une solution souvent préconisée en construction.

Actuellement, les pieux verticaux sont dimensionnés pour reprendre aussi bien les sollicitations axiales mais aussi les sollicitations latérales. Ces dernières peuvent être de type quasi-statique (choc d'accostage d'un navire, freinage brusque d'un convoi sur un pont...) ou dynamique (houle, effet du vent sur les structures, séisme..).

Les fondations en effet sont constituées de plusieurs pieux plus au moins espacés. Sous chargement latéral, chaque pieu mobilise la résistance du sol. Des interactions sol-pieu ont donc lieu, d'autant plus importantes que lorsque l'espacement entre pieux est faible. Ces interactions réduisent la capacité du groupe à résister aux charges latérales conduisant à un effet de groupe.

Les objectifs de ce travail étaient donc :

- D'évaluer l'influence d'un chargement latéral sur le comportement d'un pieu isolé.
- D'évaluer l'influence d'un chargement latéral sur le comportement d'un Groupe de pieux.

Dans ce travail, on propose des modélisations tridimensionnelles par éléments finis intégrant le sol et l'élément pieu pour mieux comprendre l'interaction entre eux. Compte tenu des difficultés de mise en œuvre de ce type de modèle, les simulations numériques ont été effectuées en supposant un comportement élastoplastique type Mohr-Coulomb pour le sol et un comportement linéaire élastique pour l'élément pieu.

Le travail de ce mémoire est présenté en cinq chapitres :

Le premier chapitre comporte des généralités sur les pieux, les différents types de pieux selon leur mode de mise en place ainsi leurs principes de fonctionnement.

Le second chapitre récapitule brièvement l'état de l'art sur le comportement du système sol-pieu soumis à un chargement latéral ainsi que les méthodes de calculs proposées pour le dimensionnement des pieux sous ce type de chargement.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation des principaux modèles de comportement du sol intégrés dans le code de calcul Plaxis 3D .

Le quatrième chapitre est dédié à la modélisation de l'Interaction Sol-pieu sous un chargement statique latéral appliqué en tête de pieu, avec une étude paramétrique sur quelques paramètres géotechniques et géométriques pour le cas d'un pieu isolé.

Le cinquième chapitre est consacré à la modélisation du groupe de pieux muni d'une semelle de liaison sous l'effet d'un chargement horizontal, avec une étude paramétrique sur quelques paramètres géotechniques et géométriques du pieu et du sol.

A la fin de ce travail, on présente les principales conclusions de ce travail de recherche ainsi que les perspectives envisagées pour les futurs travaux.

Chapitre 1

Généralités sur les Pieux

1.1 Introduction

Les pieux sont des éléments structuraux minces ancrés dans le sol. Le rôle principal des pieux est de transmettre les charges en profondeur. Ils sont mis en place soit par fonçage soit par battage.

Les pieux battus sont des pieux façonnés au préalable et mis en place par battage. En ce qui concerne les pieux forés, leur mode de réalisation est un peu différent car ils font appel à un matériel spécifique pour la réalisation du forage dont la profondeur est variable selon la nature des couches du sol traversées.

Dans un pieu, on distingue essentiellement 03 parties : *la tête* qui reçoit directement les charges par le biais de la semelle de liaison, *la pointe* qui assure la transmission des charges entre la base du pieu et le sol et enfin *le fût* qui se localise entre la tête et la pointe ; cette zone a pour fonction la transmission des efforts.

On définit aussi la longueur d'ancrage h_0 qui est la longueur d'encastrement du pieu dans les couches de terrains résistantes. D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur du pieu L , de la hauteur d'encastrement D_e (figure 1.1). Cette valeur de D_e doit être prise en compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont suffisamment supérieures par rapport à celles du sol traversé par le pieu (C. Plumelle, 2003 et Addaci, 2012).

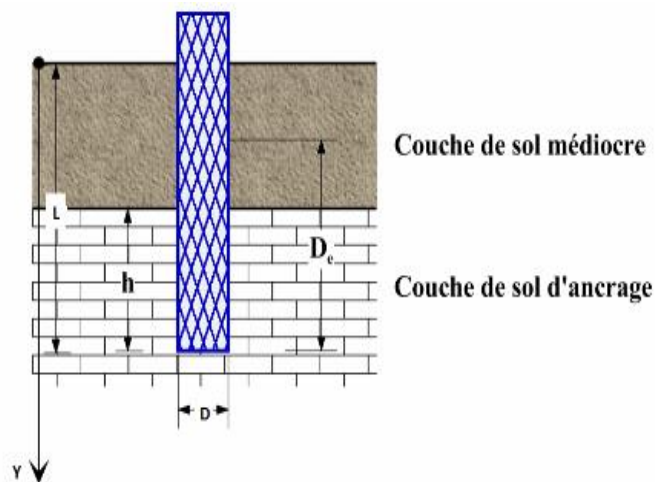


Figure 1. 1 : Définition de la hauteur d'encastrement L et mécanique D_e cité par (C. Plumelle, 2003).

Un élément de fondation est considéré comme profond lorsque sa hauteur d'encastrement D_e/D est supérieure à 5 (Fascicule 62, titre V cité par C.Plumelle, 2003).

1.2 Classification des pieux :

Les pieux peuvent être classés selon leur mode de réalisation en deux (02) grandes catégories : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et pieux mis en œuvre avec excavation du sol .Pour la première catégorie ; on peut citer les pieux battus et pour la

seconde les pieux forés cité par EPF Lausanne (Travaux de Fondation, 2000). Actuellement, les pieux les plus répandus dans la réalisation des fondations profondes sont les pieux forés du fait de l'existence du matériel de forage.

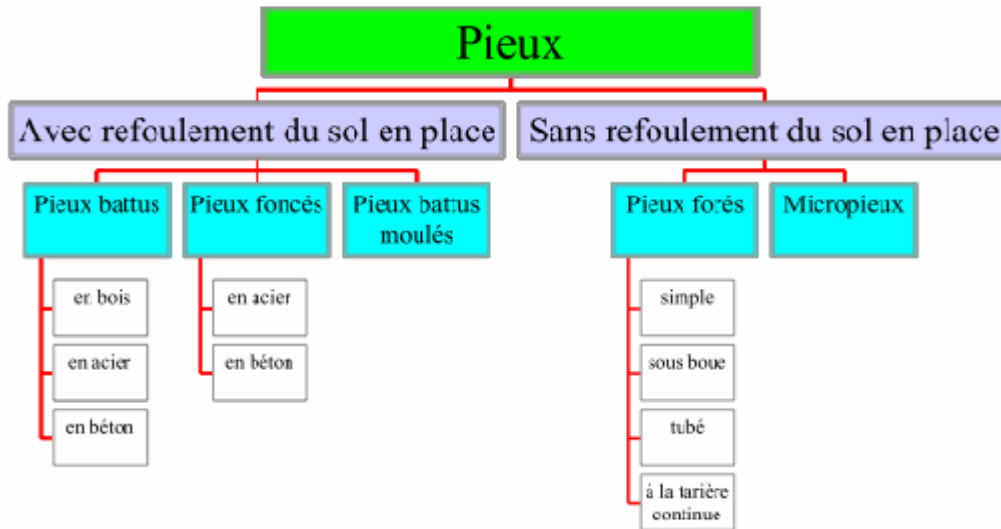


Figure 1. 2 : Classification des pieux selon EPF Lausanne (Travaux de Fondation, 2000).

1.2.1 Pieux mis en place avec refoulement du sol :

Cette catégorie de pieux englobe les pieux battus, les pieux fonceés et les pieux battus moulés. En ce qui concerne les pieux battus ; il s'agit d'une manière générale de pieux métalliques et de pieux préfabriqués en béton armé .Pour les seconds, ils sont souvent des pieux battus moulés (figure 1.3).

Les pieux métalliques ont une forme de H ou de tube. Les tubes peuvent être ouverts ou fermés à leur base, ils sont mise en œuvre soit par battage soit par vibration. La mise en œuvre des pieux battus moulés peut être décrite par un battage de tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol puis un remplissage du tube de béton lors de son extraction.

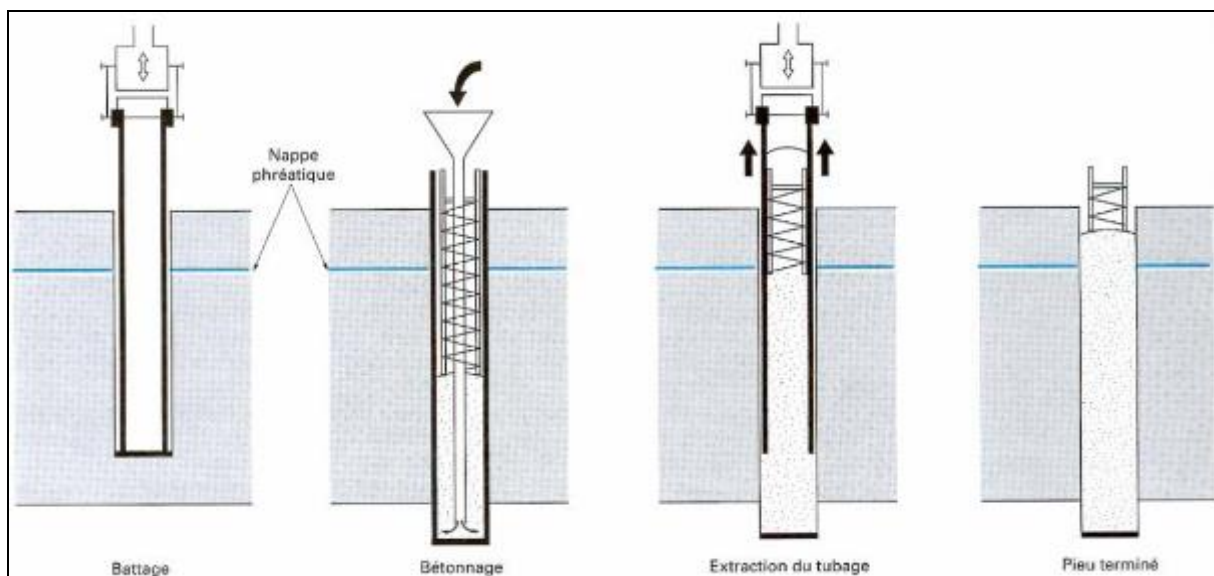


Figure 1. 3 : Schématisation d'un pieu battu moulé (Franck ,1999).

1.2.2 Pieux mis en place avec excavation du sol :

Leur mise en œuvre requiert un forage préalable réalisé dans le sol avec un matériel approprié avec ou sans protection d'un tubage ou de boue assurant la stabilité des parois du forage ; ensuite le pieu est bétonné en employant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu (figure 1.4).

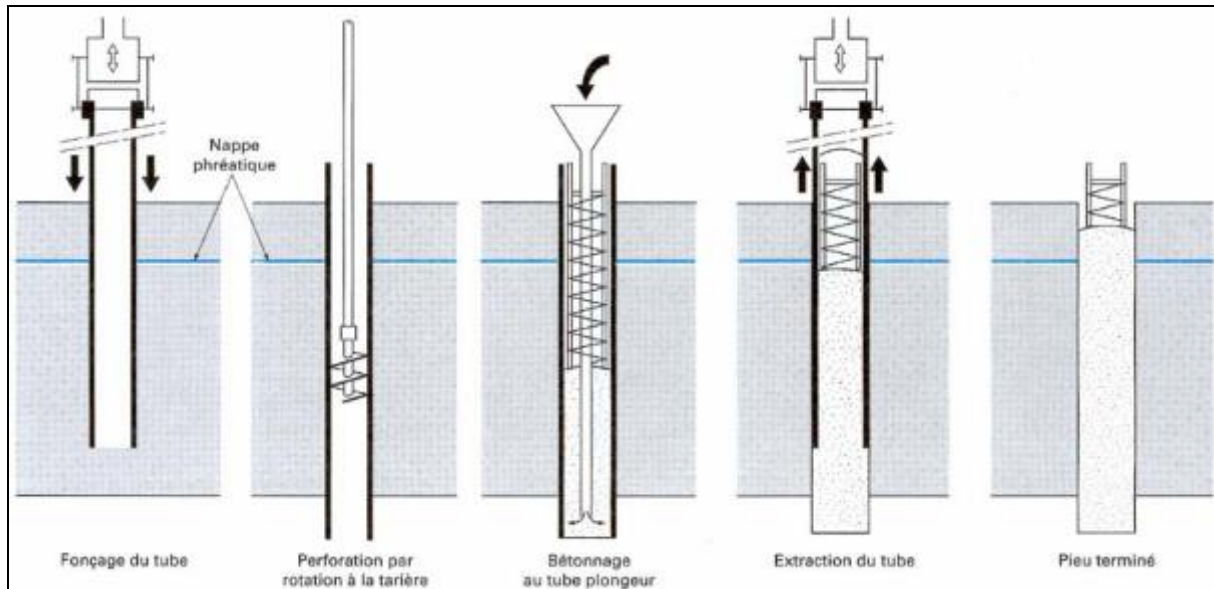


Figure 1. 4: Schématisation d'un pieu foré tubé (Franck ,1999).

On note aussi que les micropieux font partie de cette catégorie de pieux ; ce sont des pieux de diamètre inférieur à 250 mm .Ils ont connu leur essor dans les années 1960 en France par l'entreprise FONDEDILE cité par (Rahmani,2011) .

Les micropieux peuvent être classés en quatre (04) catégories :

« **Type I** : c'est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier. Ces micropieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil.

Type II : c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

Type III : c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 Mpa. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage. » (Franck, 1999).

1.3 Principes de fonctionnement des pieux :

1.3.1 Pieu isolé :

Le rôle principal du pieu est de transmettre les charges vers les couches du sol ayant de bonnes caractéristiques physiques et mécaniques. La transmission des charges se fait par :

- L'appui de sa base en contact avec le sol résistant (effort de pointe noté Q_p).
- Le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s).

On note que l'effort de pointe est conditionné par :

- La section de la base du pieu.
- La résistance du substratum rocheux.

Et pour l'effort de frottement, il est conditionné de son côté par :

- La surface de contact pieu-sol.
- Le coefficient de frottement pieu-sol.

On définit aussi que le frottement latéral n'est mobilisable qu'en cas de déplacement relatif entre le pieu et le sol avoisinant. Et si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu crée un effort vertical ascendant et le frottement est alors dit '*frottement positif*'. Dans l'autre cas, c'est-à-dire que lorsque le pieu reste figé et le sol a tendance à tasser alors le frottement est appelé '*frottement négatif*'. Ceci a pour effet de surcharger le pieu et dans ce cas de figure le pieu est chemisé par un tubage pour diminuer l'effet du frottement négatif (figure 1.5).

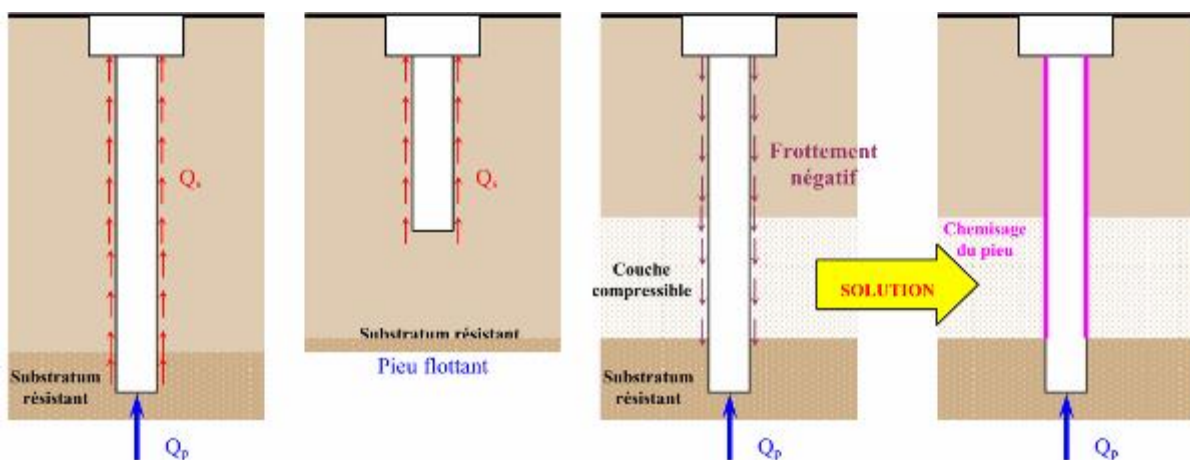


Figure 1. 5: Définition du pieu isolé selon son mode de fonctionnement (TSTP, 2008).

1.3.2 Groupe de pieux :

Lorsque les pieux sont disposés en Groupe plus au moins espacés ; la vérification de la résistance d'un pieu isolé n'est pas suffisante , car il se peut que la charge limite d'un Groupe de pieux Q_{gu} soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu Q_{iu} .

Le coefficient d'efficacité du Groupe peut être alors défini comme suit :

$$C_e = Q_{gu} / \sum Q_{iu}$$

Ceci est dû essentiellement à la diffusion des contraintes en profondeur ; qui est largement supérieure pour le cas du Groupe de pieux par rapport au cas d'un pieu isolé (figure 1.6) .Ce phénomène est appelé « **Effet radier** ».

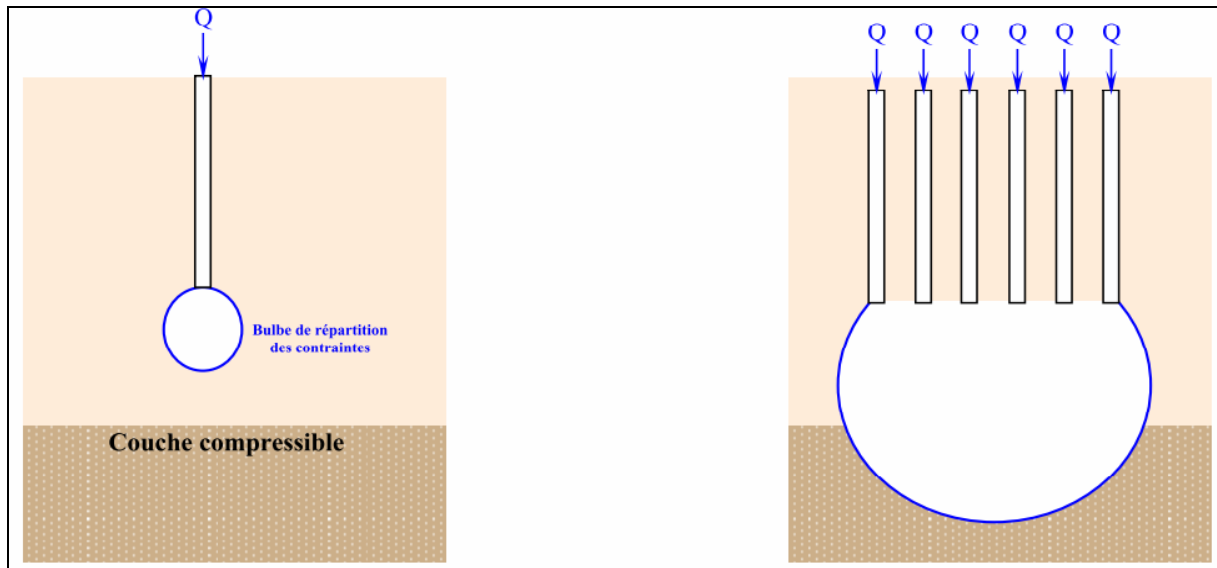


Figure 1. 6: Représentation de la répartition des contraintes pour le cas d'un pieu isolé et le cas du Groupe de pieux (TSTP, 2008)

Conclusion :

Ce chapitre introductif nous a permis de définir les différents types de pieux utilisés dans les ouvrages en Génie civil ainsi leurs modes de fonctionnement pour le cas d'un pieu isolé et pour le cas d'un groupe de pieux.

Chapitre 2

Analyse bibliographique du comportement des pieux soumis à un chargement latéral.

2.1 Introduction

Le comportement des pieux, sous chargement horizontal, est fonction de plusieurs facteurs, dont l'influence est plus au moins importante. Dans la plupart des cas, les pieux d'un système de fondation sont mis en place dans le sol verticalement. Les différentes méthodes utilisées ont une influence sur la résistance mobilisable du pieu. Cependant, le comportement et le dimensionnement dépendent essentiellement du type de chargement appliqué. On définit un chargement appliqué par :

- La direction d'application ;
- Le sens d'application : alterné ou non ;
- La nature du chargement : monotone ou cyclique ;
- La vitesse de chargement.

Notre étude portera principalement sur le comportement des pieux, isolé et en groupe, soumis à un chargement latéral.

Avant d'étudier le groupe, nous examinerons d'abord le comportement du pieu isolé sous chargement latéral qui servira de référence. Dans chaque cas, nous nous pencherons sur le comportement général lors d'un chargement latéral.

2.2 Comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral :

2.2.1 Classification des pieux

Les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Ces paramètres sont regroupés dans le Tableau 2.1, adapté du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006) cité par (Bakour, 2008).

Tableau 2. 1 : Classification des pieux (MCIF, 2006) cité par (Bakour, 2008)

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

Mais sous l'effet d'un chargement latéral, La réponse d'un pieu dépend de sa rigidité et celle du sol. En fonction de ces valeurs de rigidité, on dit que le pieu est souple, semi rigide, ou rigide.

Pour un pieu, on définit dans un sol donné, une longueur de transfert l_0 (Franck, 1999) :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I_p}{E_s}} \quad (2-1)$$

Avec E_p : module d'élasticité du pieu (kN/m^2)

I_p : module d'inertie de la section transversale du pieu (m^4)

E_s : module d'élasticité du sol (kN/m^2)

On compare alors la fiche du pieu à cette longueur de transfert (2-1). Si la fiche du pieu est supérieure à $3 \cdot l_0$, on dit que le pieu est souple, si elle est inférieure à l_0 , on dit qu'il est rigide et il est défini semi-rigide entre l_0 et $3 \cdot l_0$. Le sens pratique de l_0 est cependant limité car il suppose que le sol est élastique et que la raideur est constante avec la profondeur, hypothèse permettant de résoudre analytiquement l'équation différentielle d'ordre 4 régissant les déplacements latéraux. Dans le cas d'une raideur variable croissant linéairement avec la profondeur, des solutions numériques sont utilisées pour définir une longueur caractéristique de même sens physique que l_0 (figure 2.1).



Figure 2. 1: Classification des pieux selon le fascicule 62-titre V (Franck, 1999).

2.2.2 Travaux de recherches sur le comportement d'un pieu isolé :

Le comportement d'un pieu isolé a suscité beaucoup d'intérêt auprès de chercheurs surtout lorsqu'il est soumis à un chargement horizontal. Nima Ghashghae, 2011, a étudié l'influence du chargement combiné sur le comportement d'un pieu isolé pour un sol cohérent et un sol pulvérulent. Cinq cas de chargement ont été utilisés (0,2Vult ; 0,4Vult ; 0,6Vult ; 0,8Vult et 0) avec Vult est le chargement vertical ultime. On note que les chargements verticaux ultimes du sable et de l'argile ont été respectivement estimés à 4000 kN et 1920 kN. Il a été trouvé que le déplacement latéral de 120 mm a été atteint sous différentes combinaisons de chargements (horizontal et vertical). Quand le chargement vertical augmente, le chargement horizontal doit lui aussi augmenter pour atteindre le même niveau de déplacement. Cette remarque est valable pour les 02 types de sol étudiés. (Figure 2.2 et Figure 2.3)

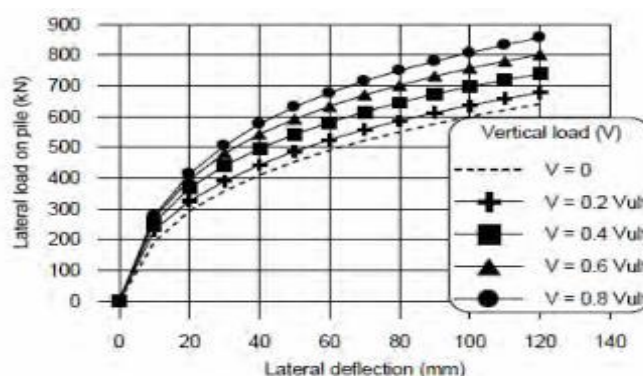


Figure 2. 2 :L'évolution des déplacements horizontaux en tête de pieu (1er cas : Sable).

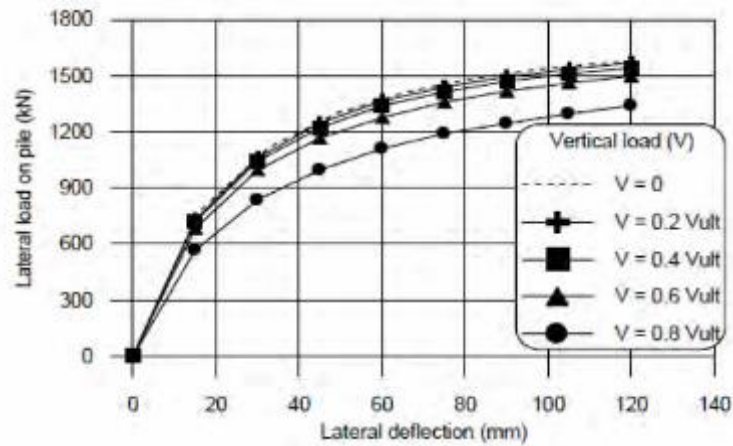


Figure 2. 3 : L'évolution des déplacements horizontaux en tête du pieu (2eme cas : Argile).

Phanikanth, V.S (2010) a étudié aussi le comportement d'un pieu isolé pour 3 types de sables : lâche, moyen et dense et ceci en présence de nappe et sans nappe. Cette étude a été effectuée avec un code développé sous Matlab en utilisant la méthode des différences finies. Le pieu étudié a une longueur $L=5,00m$ et un rayon $r=0,25m$. Cette étude a révélé que les déplacements les plus importants se situent en tête du pieu et sont prononcés pour le cas d'un sable lâche en présence de la nappe phréatique (Figure 2.4).

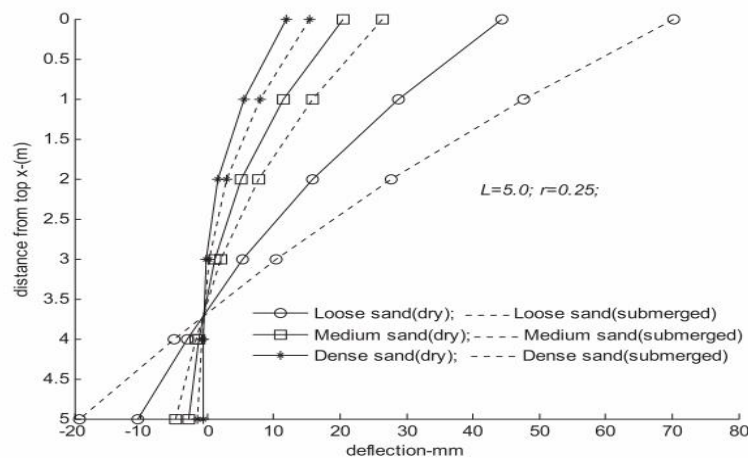


Figure 2. 4 : L'évolution des déplacements horizontaux sur le long du pieu pour les 6 simulations .

Jasim M Abbas, 2008 a étudié numériquement l'influence du rapport d'élancement L/d pour le cas d'un pieu circulaire et carré soumis à un chargement horizontal. Cette étude qui a été effectuée par le code de calcul Plaxis 3D, a mis en évidence que les déplacements horizontaux sont plus marqués pour le pieu circulaire que ceux trouvés dans le cas d'un pieu carré, et il a trouvé aussi que le rapport d'élancement L/d a pour effet d'accroître les déplacements horizontaux et ceci est valable pour les 02 formes géométriques du pieu (Figure 2.5).

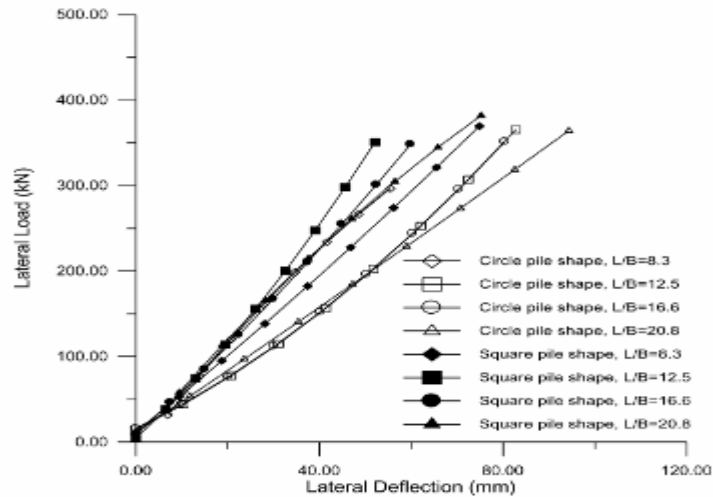


Figure 2. 5 : L'évolution des déplacements horizontaux en fonction du chargement (Pieu circulaire-Pieu carré) pour les différentes valeurs du rapport d'élanement.

L'influence du diamètre du pieu a été étudiée par T.P.T Dao, 2011 en utilisant le code de calcul Plaxis 3 D. Pour ce faire, 4 valeurs de diamètre ont été utilisées et qui sont de 0,2 m à 0,5 m. La longueur de pieu L a été prise constante et égale à 15 m.

La distribution des moments fléchissant sur le long du pieu pour les différents diamètres a une allure quasi identique mais l'augmentation du diamètre a tendance d'accroître les moments fléchissant ce qui montre la proportionnalité entre eux (Figure 2.6).

Quant aux déplacements horizontaux, il a été trouvé qu'ils sont inversement proportionnels au diamètre du pieu. En d'autres termes, l'augmentation du diamètre du pieu induit un surcroît de sa rigidité et par conséquent une diminution des déplacements horizontaux (Figure 2.7).

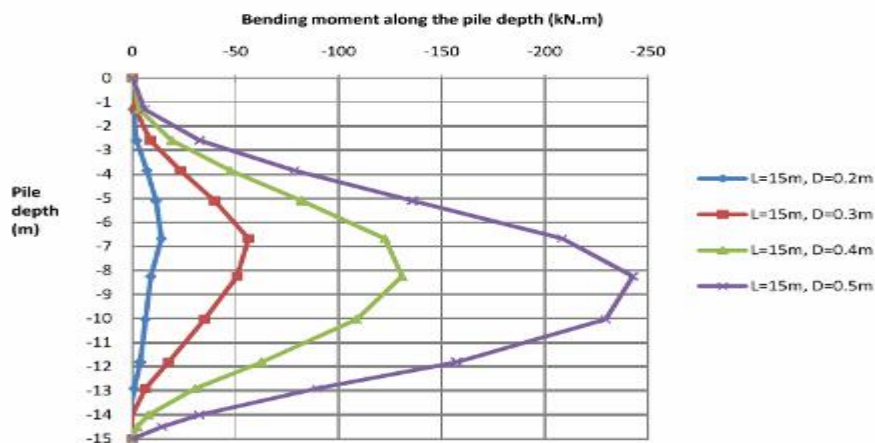


Figure 2. 6 : Distribution des moments fléchissant le long du pieu.

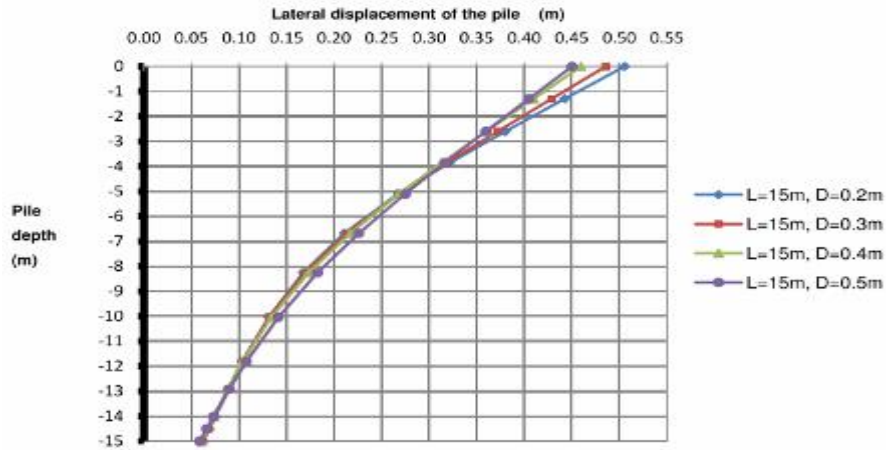


Figure 2. 7 : L'évolution des déplacements horizontaux le long du pieu.

Le groupe de P.Mpan (P. Mpan et al, 2004) ont étudié le comportement d'un pieu isolé tridimensionnel sous charge latérale en éléments finis en utilisant 4 cas de chargement (97kN, 260kN, 541 kN et 870kN) avec 2 modèles de comportement du sable : élastique et élasto-plastique parfait. Ils ont aussi comparé leurs résultats avec les résultats issus des essais expérimentaux menées en centrifugeuse géotechnique du laboratoire central des ponts et chaussées de Nantes sur des pieux isolés de même type, battus dans un sable dense de Fontainebleau. Ils ont trouvé que les résultats numériques issus du modèle élasto-plastique sont nettement supérieurs par rapport à ceux obtenus par le modèle élastique linéaire. Ils précisent aussi que les déplacements issus du modèle numérique élastique linéaire sont inférieurs à ceux mesurés, alors que ceux issus du modèle numérique élasto-plastique sont supérieurs aux valeurs mesurées (figure 2.8). « Force est de constater que dans l'usage des modèles numériques linéaires et non linéaires, les paramètres sont comme autant de talons d'Achille dans une loi de comportement, et l'on affirmerait sans risque de se tromper que celles-ci est d'autant plus fiable que ses paramètres sont nombreux. Les différences constatées sont certes, imputables aux hypothèses de départ ; mais aussi à quelques phénomènes que l'on ne peut pas intégrer dans les codes de calcul tels que l'effet de battage, la différence de densité du sol,... » P. Mpan.

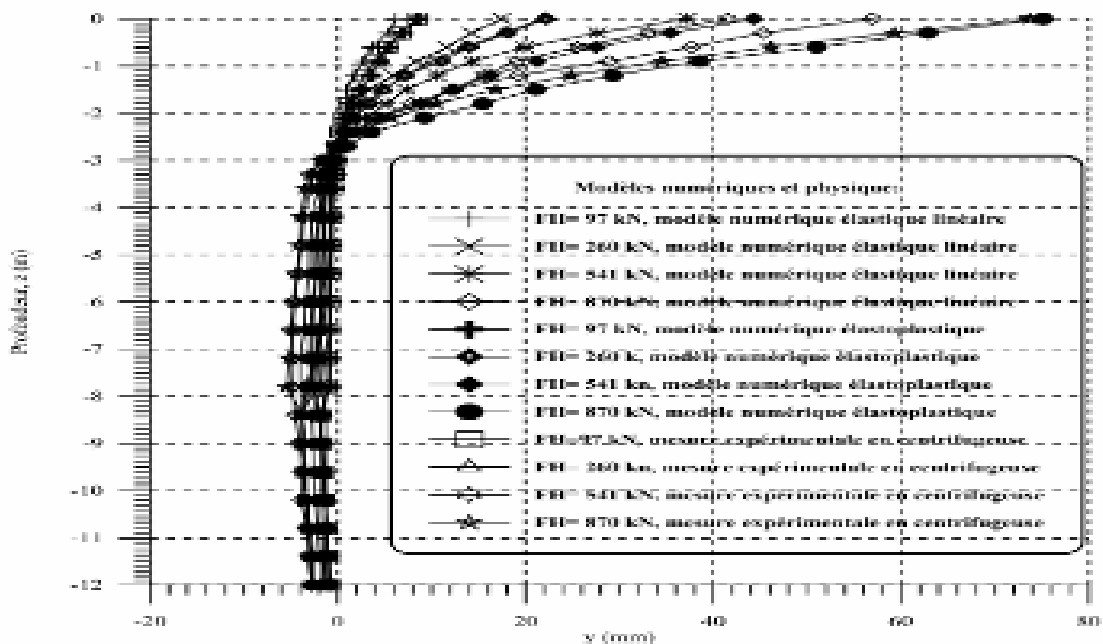


Figure 2. 8 : Courbes numériques et expérimentales des déplacements horizontaux (P.Mpan, 2004).

2.3 Groupe de pieux sous chargement latéral

En ce qui concerne le groupe de pieux, l'interaction sol-pieu n'est pas le seul phénomène à prendre en compte, il faut ajouter les interactions entre les pieux du groupe. D'autres paramètres peuvent avoir une influence sur le comportement du groupe (conditions de liaison en tête, rigidité des pieux du groupe...). Dans notre cas, on s'intéresse essentiellement sur l'influence de l'interaction pieu-sol-pieu, mis à part les différents types de chargement et le type de sol dans lequel ils sont mis en place. La transmission des charges dans chaque pieu est principalement tributaire de la position de rangée à rangée du pieu et de la position du pieu dans une direction normale à la direction du chargement. Ce phénomène a pour effet de réduire la capacité portante du groupe et cet effet de groupe est appelé « Effet d'ombre » (figure 2.9).

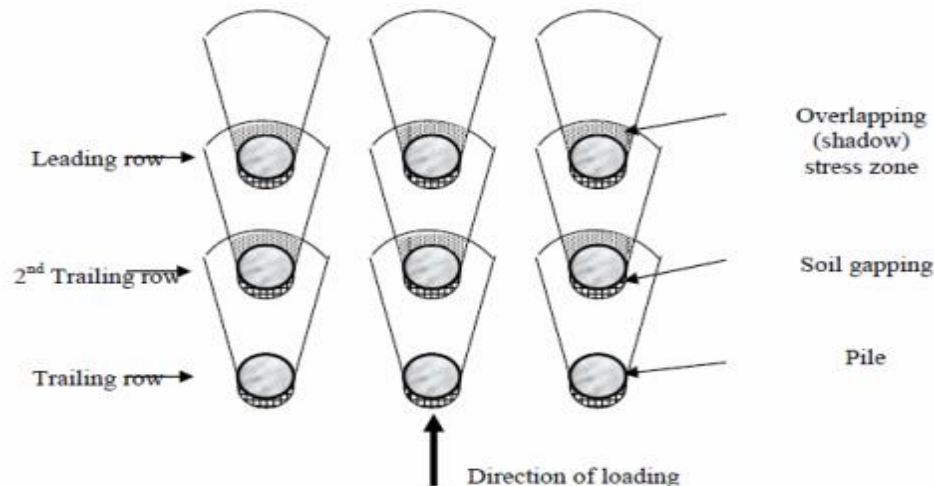


Figure 2. 9 : Schématisation de la réduction de la capacité portante du groupe sous l'effet d'ombre (Rollins et al, 1998) cité par (Jasim M Abbas, 2010).

Le comportement d'un pieu du groupe, excepté l'effet d'ombre qui réduit la capacité portante du pieu par rapport au pieu isolé, est identique à celui d'un pieu isolé. En d'autres termes, lorsque le pieu est soumis à un chargement (chargement transmis par la semelle), il résiste au chargement par une déformation en flexion ou par un déplacement. Ce qui en résulte aussi est une mobilisation de la réaction du sol qui enserre le pieu, comme dans le cas d'un pieu isolé.

2.3.1 Comportement à la rupture :

Le comportement à la rupture du pieu a un lien direct au comportement à la rupture du sol. Cependant, on peut dire qu'en fonction du type de pieu (souple ou rigide), le mécanisme de rupture d'un pieu soumis à un chargement horizontal se produit en fonction des liaisons en tête du pieu (Broms, 1964) cité par Perillo-Mevellec, 2003.

Pour les pieux libres en tête (figure 2.10) :

- Fig. 2.10 (a) : Le moment de flexion maximum dans le pieu dépasse le moment causant le fléchissement ou la rupture de la section du pieu ; ce mécanisme de rupture arrive lorsque le pieu est souple (fiche de pieu grande).
- Fig. 2.10 (b) : Les pressions latérales résistantes des terres sont supérieures à la résistance latérale du sol le long du pieu et il tourne autour d'un point localisé à une certaine distance sous la surface du sol ; ce mécanisme de rupture apparaît lorsque la longueur du pieu relativement petite (fiche de pieu courte).

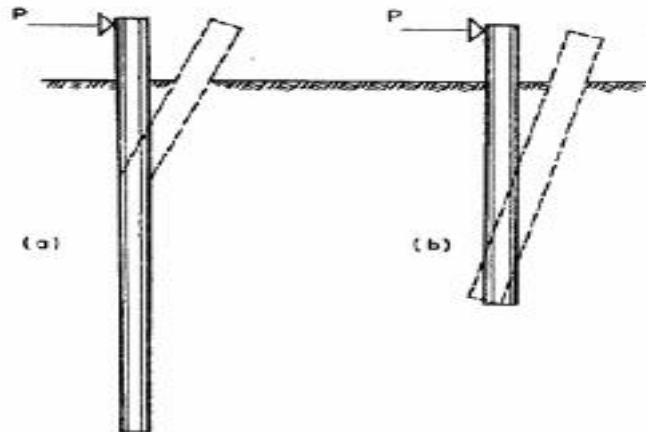


Figure 2. 10 : Modes de rupture d'un pieu libre en tête
(a) : Pieu souple (b) : Pieu rigide (Broms, 1964) cité par (Perllo-Mevelllec, 2003).

Pour les pieux encastrés en tête (chevêtres) (figure 2-11) :

- Fig. 2.11 (a) : Pour des conditions réellement fixes en tête, le moment négatif maximum est plus important que le moment positif maximum. Cependant le pieu est encore capable de résister à des charges transversales supplémentaires après formation de la première rotule plastique, et la rupture ne survient pas jusqu'à ce qu'une seconde rotule plastique ne se forme au niveau du moment le plus important. Cette seconde rotule plastique se crée quand la valeur de ce moment est égale au moment causant le fléchissement de la section de pieu.
- Fig.2.11 (b) : La rupture survient aussi après la formation de la première rotule plastique à la tête du pieu si les réactions transversales du sol dépassent la capacité portante du sol le long du pieu, le pieu tourne alors autour du point situé à une certaine profondeur sous la surface du sol ; ce mode de rupture survient pour des longueurs de pieu et une profondeur de pénétration.
- Fig. 2.11 (c) : Quand les longueurs de pieu et les profondeurs de pénétration sont petites, les ruptures surviennent au moment où les charges transversales appliquées dépassent la résistance du sol supportant.

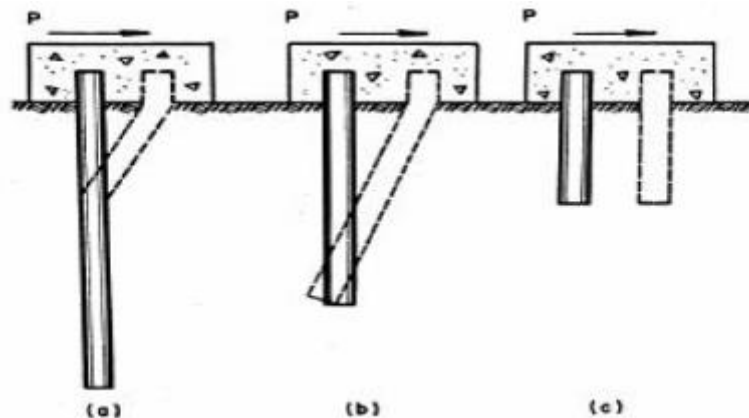


Figure 2. 11 : Modes de rupture d'un pieu encastré en tête
(a) Pieu souple (b) Pieu semi-rigide (pieu court) (Broms, 1964) cité par (Perllo-Mevelllec, 2003).

2.3.2 Travaux de recherches sur le comportement du groupe de pieux :

Remaud (1999) a étudié l'effet d'un chargement horizontal sur le comportement du groupe de pieux en centrifuge, pour ce faire 2 configurations de groupe sont réalisées : un groupe de 2 pieux en série et un groupe de 3 pieux en série. Deux types de mise en place des pieux sont aussi examinés ; la mise en place par refoulement du sol (battage ou vérinage) et la mise en place sans refoulement du sol (moulage ou forage). L'espacement entre pieux varie de 2D à 8D. Les pieux ont une longueur de 12 m et un diamètre de 0,72 m ancrés dans un massif de sable de Fontainebleau dense $\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$.

Ces essais ont révélé que pour le cas de 2 pieux, l'effet de groupe est important pour des espacements inférieurs à 4D. Pour des espacements supérieurs à 6D ; les pieux du groupe se comportent comme des pieux isolés (figures 2.12 et 2.13).

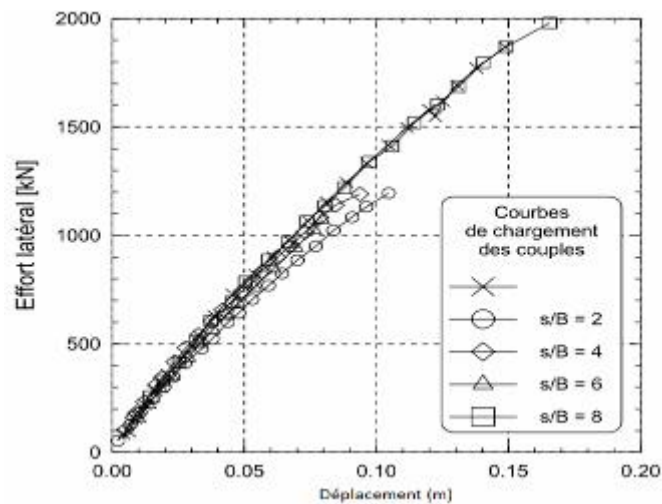


Figure 2. 12 : Groupe de 02 pieux (Sans refoulement du sol).

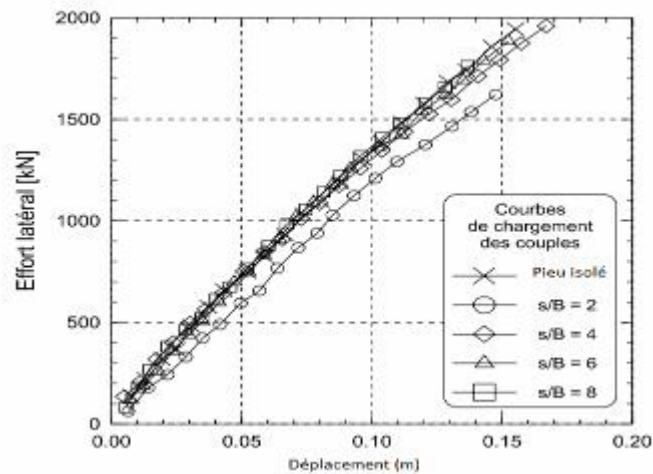


Figure 2. 13: Groupe de 02 pieux (Avec refoulement du sol).

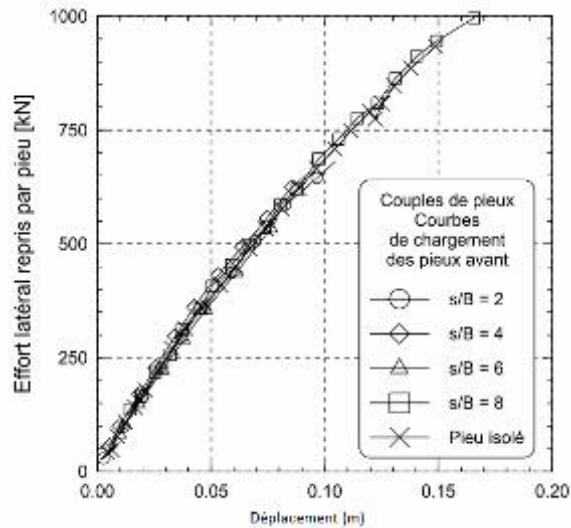


Figure 2. 14 : L'évolution des déplacements horizontaux pour le pieu avant (groupe de 02 pieux, Sans refoulement du sol).

La figure 2.14 montre l'évolution des déplacements horizontaux mesurés pour le pieu avant pour le cas du non refoulement du sol. Cette même figure montre que le pieu avant se comporte presque comme le pieu isolé et ceci pour le cas du non refoulement du sol.

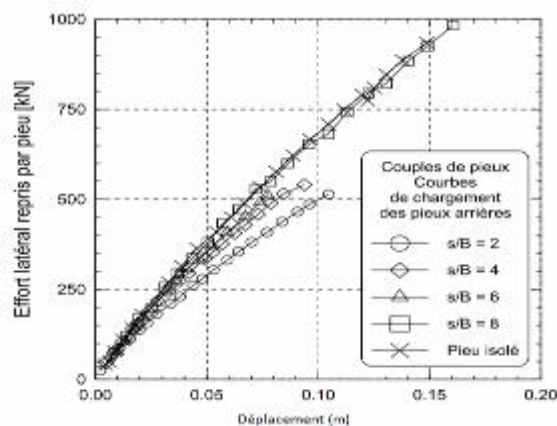


Figure 2. 15 : L'évolution des déplacements horizontaux pour le pieu arrière (groupe de 02 pieux, Sans refoulement du sol).

La figure 2.15 montre l'évolution des déplacements horizontaux mesurés pour le pieu arrière sans refoulement du sol. Elle montre que le pieu arrière est moins sollicité par rapport au pieu avant et ceci pour cause de l'effet d'ombre.

Pour la prise en compte de l'effet de groupe, on utilise les coefficients multiplicateurs P_m (p-multiplier) pour les pressions et Y_m pour les déplacements (figure 2.16). Ces coefficients sont issus de méthodes empiriques en centrifugeuse ou in-situ. Ces coefficients réduisent la résistance du sol pour un même déplacement, ou augmentent les déplacements du pieu pour un même effort (Remaud, 1999).

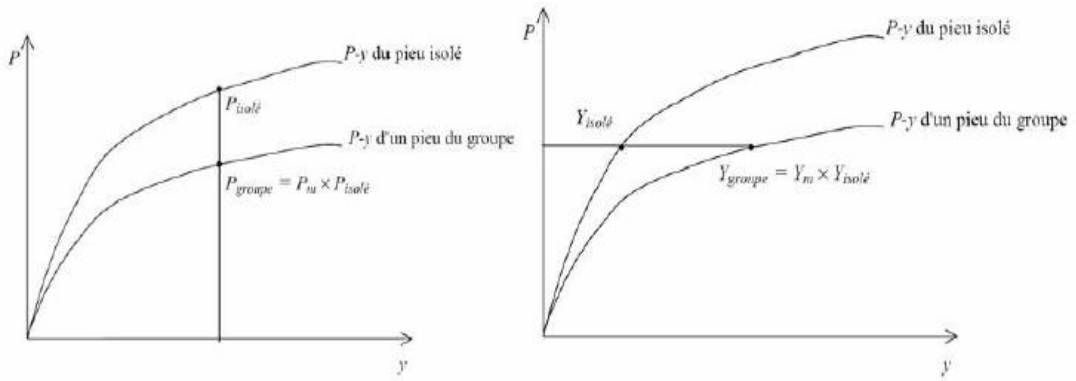


Figure 2. 16 : Prise en compte de l'effet de Groupe à l'aide des coefficients multiplicateurs (Remaud, 1999).

T. Ilyas (T. Ilyas et al, 2004) ont étudié en centrifugeuse le comportement de plusieurs groupes de pieux sous l'effet d'un chargement latéral (pieu isolé, 2x2, 3x3, 4x4) avec prise en compte de 2 espacements (2.D et 5.D) tels que montré dans la figure 2.17.

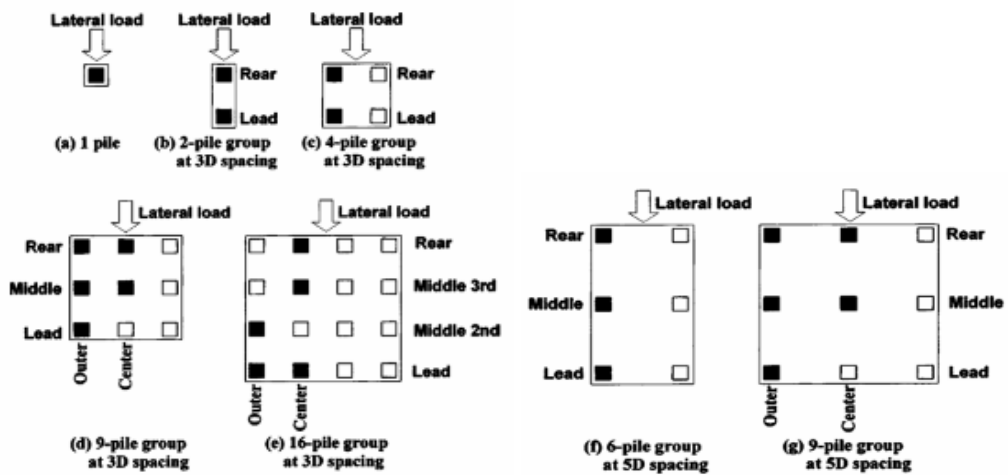


Figure 2. 17 : Représentation des différentes configurations des groupes de pieux.

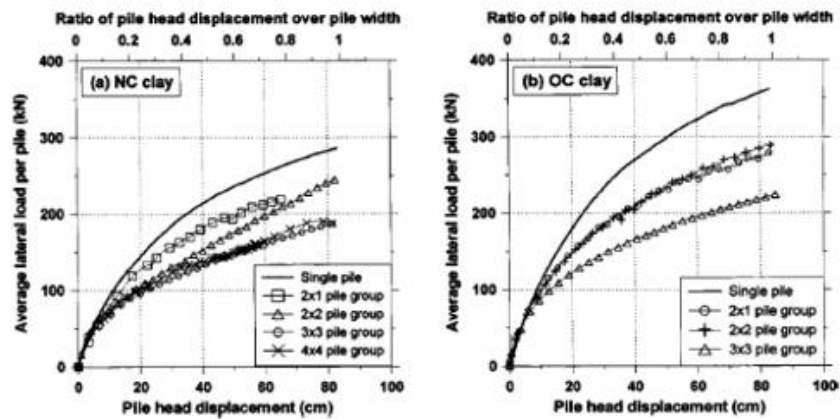


Figure 2. 18 : Courbe chargement-déplacement (Espacement entre pieux=3D).

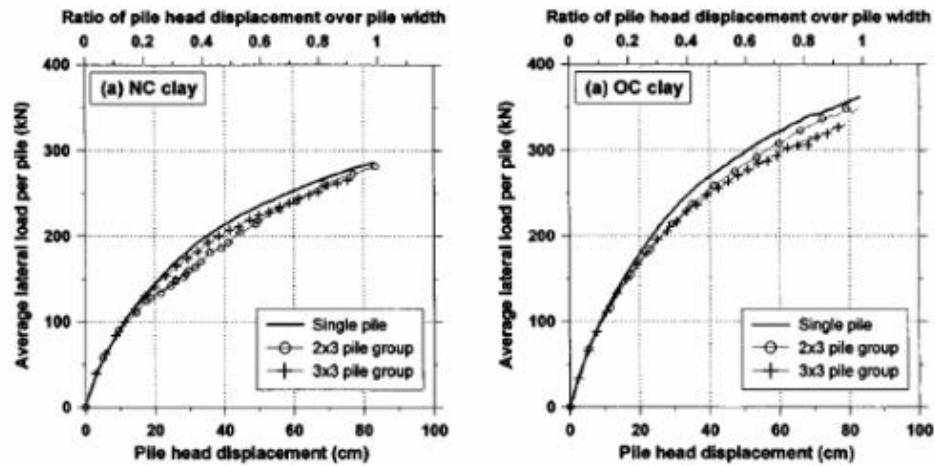


Figure 2. 19 : Courbe Chargement-Déplacement (Espacement entre pieux=5D).

Ilyas a trouvé que la capacité portante du groupe est très affectée par l'effet du Groupe lorsque les pieux sont peu espacés (cas d'un espacement de 3D) tel que montré dans la figure 2.18. Contrairement à ce premier cas ; les 2 groupes de pieux 2x3 et 3x3 ont un comportement quasi identique qu'un pieu isolé lorsque l'espacement entre pieux est de 5D (figure 2.19).

2.4 Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales –les courbes P-y -:

2.4.1 Principes :

Ce sont des méthodes basées sur la modélisation du sol par une série de ressorts découplés, reliant le déplacement horizontal 'y' du pieu à la réaction appelée 'p', de direction opposée au sens du déplacement 'y'.

Ces modèles relayés par plusieurs chercheurs (Poulos, 1971) cités par (Remaud ,1999) ont été définis par Winkler en 1867. Ils relient directement le comportement du sol (la réaction 'p') au comportement du pieu (déplacement 'y') lors d'un chargement latéral.

Les principales hypothèses du modèle sont :

- Le pieu est modélisé comme une poutre reposant sur des appuis élastiques.
- Le sol est représenté par des ressorts linéaires qui ne sont pas couplés.

Un coefficient de réaction du sol, noté K_h , permet de relier la réaction 'p' et le déplacement 'y' pour une profondeur 'z' donnée. Cette relation est linéaire et est donnée par l'expression (2-2) :

$$p = K_h(z) \cdot y \tag{2-2}$$

Avec :

$K_h(z)$ est exprimé en $N \cdot m^{-3}$

p : représente la pression de réaction et est exprimée en $N \cdot m^{-2}$

y : Représente le déplacement horizontal du pieu et est exprimé en m.

Cette relation peut s'écrire également sous la forme :

$$P = E_s \cdot Y \tag{2-3}$$

Avec :

P : est la réaction du sol qui est une force répartie sur le pieu et est exprimée en $N \cdot m^{-1}$.

E_s : est le module de réaction du sol, tel que $E_s = K_h \cdot d$, d étant le diamètre du pieu.

Ce modèle suppose donc une relation linéaire entre p et y . Ce qui veut dire que le coefficient de réaction du sol K_h (ou module de réaction E_s) a une influence importante sur le profil de la réaction du sol. La détermination de son expression doit donc déterminer le coefficient ou le module de réaction approprié.

2.4.2 Courbes P-y :

2.4.2.1 Fascicule 62 (1993) :

Les résultats sont tirés à partir de l'interprétation faite des essais in-situ au pressiomètre. Ménard (1969) cité par Remaud (1999) fait la similitude entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement.

On définit un module K_f égal à deux fois le module de réaction E_s . Il est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot \frac{B_0}{B} \left(2,65 \cdot \frac{B_0}{B} \right)^\alpha + \alpha} \quad \text{pour : } B \geq B_0$$

$$K_f = \frac{12.E_M}{\frac{4}{3} \cdot 2,65^\alpha + \alpha} \quad \text{pour : } B \leq B_0 \quad (2-4)$$

$B_0 = 0,60$ m

α : coefficient rhéologique caractérisant le sol.

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 carrés 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 B_{bf} .

Cette loi est représentée par la figure 2.20 dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.

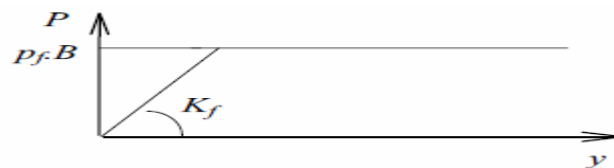


Figure 2. 20 : Courbes P-y dans le cas de sollicitations de courte durée dominantes en tête.

Pour certains calculs, par exemple vis-à-vis des sollicitations accidentelles très courtes (chocs), les justifications peuvent être menées à partir d'un diagramme d'interaction tel que celui représenté par la figure 2.21.

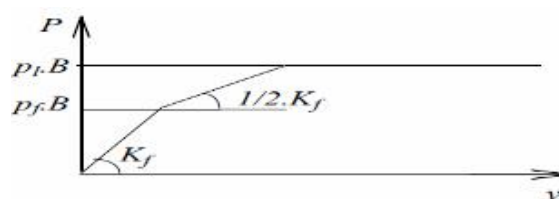


Figure 2. 21 : Courbes P-y dans le cas de sollicitations accidentelles en tête.

Dans le cas de fondations étendues, 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 défini précédemment et une courbe de réaction tangentielle (figure 2.22) 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 frontale K_f défini précédemment. Le palier P_s est pris égal à :

$$P_s = 2.L_s.q_s \tag{2-5}$$

Où L_s est la longueur sur laquelle est calculée le frottement latéral et q_s le frottement latéral unitaire limite.

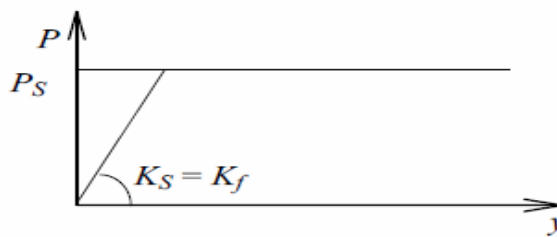


Figure 2. 22 : Loi de mobilisation de la réaction tangentielle.

2.4.2.2 A.P.I. (American Petroleum Institute, 1993) :

Ces deux règlements respectivement Américain et Norvégien regroupent l'ensemble des recommandations pour le dimensionnement des fondations, surtout dans le milieu offshore. Les essais en vraie grandeur à Mustang Island, Texas (Reese et al., 1974) cité par F. Rosquoet (2004) sont à l'origine de la détermination des P-y dans les sables établis dans ce code. 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 limitative, elle est approchée, à toute profondeur z par l'expression suivante :

$$P = A.P_u \cdot \tanh\left(\frac{k.z.y}{A.P_u}\right) \tag{2-6}$$

Où :

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

- $A=0,9$ pour un chargement cyclique
- $A = (3,0 - 0,8 z/B) \geq 0,9$ pour un chargement statique

P_u : Réaction ultime du sol à la profondeur z [kN/m]

$$\text{Min} \begin{cases} P_u = (C_1.z + C_2.D) \cdot \gamma.z & \text{proche de la surface} \\ P_u = C_3.D \cdot \gamma.z & \text{en profondeur} \end{cases}$$

Avec C_1, C_2, C_3 : Coefficients fonctions de l'angle de frottement interne ϕ' (Figure 2.23).

k : Module initial de réaction du sol [kN.m⁻³], comme une fonction de l'angle de frottement interne

ϕ' : Densité relative D_r (Figure 2.24).

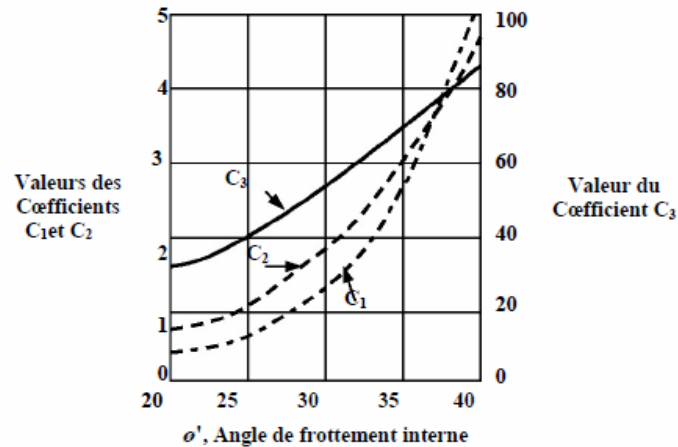


Figure 2. 23 : Coefficients C_1 - C_2 - C_3 en fonction de l'angle de frottement ϕ' .

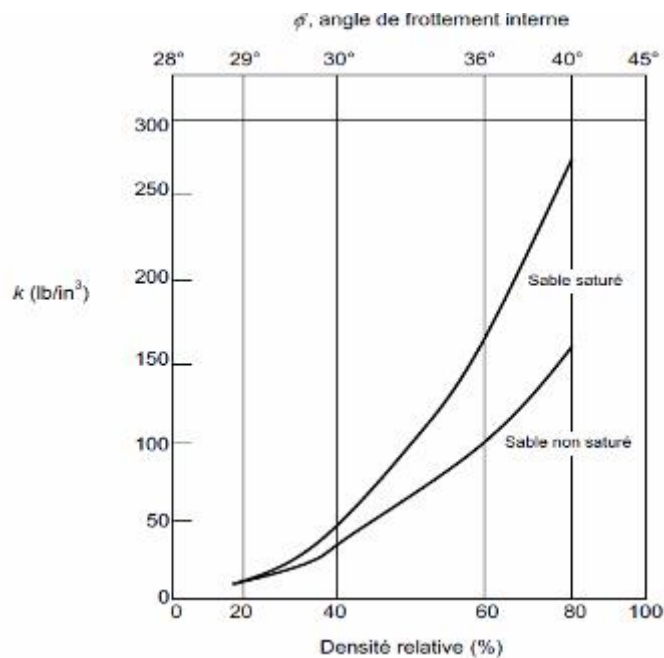


Figure 2. 24 : Valeurs de k en fonction de la densité relative et de l'angle de frottement ϕ' .

2.4.2.3 P.H.R.I. [Port and Harbour Research Institute, 1980]

Suite à des essais sur modèle réduit à 1g d'un pieu soumis à un chargement latéral [Kubo, 1965] cité par S.Rahmani,(2011) le règlement Japonais propose une forme parabolique pour les courbes de réaction.

$$P = k_s \cdot z \cdot y^{0.5} \quad (2-7)$$

$$P = k_c \cdot y^{0.5} \quad (2-8)$$

k_s : module de réaction latérale dans un 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 (Terashi et al, 1989) cité par Rahmani,(2011). Dans cette étude, diverses configurations de pieux ont été testées. La rigidité 'EI' du pieu a une influence sur la résistance du sol k_s .

2.4.2.4 Module de réaction selon Terzaghi (Terzaghi, 1955) cité par Addaci (2012) :

Il propose la relation suivante pour les sables :

$$E_s = \frac{1}{1,35} \cdot A \cdot \gamma \cdot z \quad (2-9)$$

Avec z : la profondeur considérée

γ : le poids volumique du sol

A : un paramètre adimensionnel qui dépend de la densité du sable.

Il propose donc un module de réaction qui augmente avec la profondeur. Ce qui paraît logique compte tenu des propriétés mécaniques du sable. Cette expression du module de réaction s'avère bien adaptée dans le cas d'un sol « homogène » ; cependant, des modifications sont nécessaires dans le cas d'un sol multicouches.

2.5 Conclusion :

Le comportement du pieu isolé sous chargement horizontal est très complexe, il dépend essentiellement du comportement du sol entourant le pieu. Pour l'étude de ce comportement, la plupart des travaux de recherches penchaient vers les mesures des déplacements en tête et des moments dans le pieu. Ces mesures permettent d'analyser le comportement du système sol-structure en fonction du chargement horizontal appliqué.

Le pieu résiste au chargement en flexion : lorsque le chargement augmente, le moment aussi augmente. Ce comportement du système sol-pieu peut être représenté à l'aide d'une fonction reliant la pression de réaction du sol au déplacement y du pieu. Cette relation entre le sol et le pieu peut être représentée par la courbe $p-y$.

Le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement latéral peut être vu comme un problème d'interaction sol-pieu et souvent l'hypothèse de base prise lors de la résolution de ce type de problème lorsque le pieu est installé dans un massif homogène infini. Or dès qu'un autre pieu est mis en place au voisinage de ce pieu, on obtient un groupe de pieux, et le milieu n'est pas homogène ; par conséquent, on a un problème d'interaction pieu-sol-pieu qu'on appelle « **Effet du Groupe** ».

Chapitre 3

Modèles de comportement du sol intégrés dans le code de calcul PLAXIS 3D

3.1 Introduction

Le modèle de comportement du sol parfait est celui qui est capable de décrire et de prédire tous les aspects du sol (isotrope, anisotrope) sous différents types de chargement. Le comportement du sol est très complexe et sa réponse est généralement non linéaire.

Les modèles ont été développés dont l'objectif de leurs intégrations dans les codes de calcul.

Un nombre croissant de relations contraintes-déformations a été élaboré pour modéliser le comportement des sols. La revue des modèles représentés ci-après se limitera uniquement aux modèles intégrés dans le code de calcul PLAXIS. Elle est loin d'être exhaustive, mais permet d'avoir une vision globale des différentes familles de modèles développés.

3.2 Modèles élastiques

3.2.1 Modèles élastiques linéaire isotrope

Le modèle élastique linéaire est le modèle le plus simple. Il se base sur l'élasticité linéaire de Hooke. Selon le type d'analyse choisi, le modèle relie les contraintes totales ou effectives aux déformations. La relation contrainte-déformation s'exprime en fonction de deux paramètres : le module d'Young, E et le coefficient de Poisson, ν . Sous forme incrémentale, la relation contrainte-déformation pour un matériau isotrope s'écrit :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{ij}) \quad (3-1)$$

Où F_{ij} est la fonction de réponse élastique. Cette relation unique traduit l'indépendance du comportement du matériau vis-à-vis de l'histoire des chargements auxquels il a été soumis.

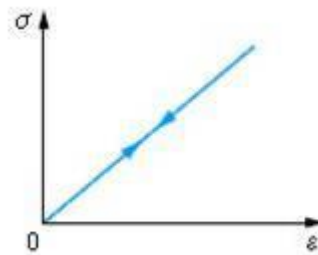


Figure 3. 1 Représentation schématique du comportement élastique linéaire (Magnan- Mestat ,1991)

La stabilité du matériau impose les conditions suivantes sur les paramètres E et ν :

$$E > 0 \text{ et } -1 \leq \nu \leq 0,5 \quad (3-2)$$

Dans la pratique, le coefficient de Poisson, ν est positif pour le sol et 0,5 pour un matériau incompressible.

Plus explicitement, les relations contraintes-déformations s'écrivent :

$$\sigma_{ij} = \lambda \cdot \varepsilon_{ii} \cdot \delta_{ij} + 2\mu \cdot \varepsilon_{ij} \quad (3-3)$$

Où

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{ii} \cdot \delta_{ij} \quad (3-4)$$

σ_{ij} et ε_{ij} représentent le tenseur des contraintes et celui des déformations.
 δ_{ij} est le symbole de Kronecker, il vaut :

$$\delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{si } i = j \\ 0 & \text{si } i \neq j \end{cases} \quad (3-5)$$

E et ν sont respectivement le module d'Young et le coefficient de Poisson,
 λ et μ sont respectivement les deux constantes de Lamé.

Il existe des relations liant les paramètres définis ci-dessus, elles sont données ci-après :

$$E = \frac{3\lambda + 2\mu}{\lambda + \mu} \quad (3-5a)$$

$$\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)} \quad (3-5b)$$

Où :

$$\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (3-5c)$$

$$\mu = \frac{E}{1+2\nu}$$

3.3 Comportement élastoplastique

3.3.1 Déformations élastiques et déformations plastiques

Les modèles élastoplastiques existants (tel que le modèle de Mohr-Coulomb) ont gagné beaucoup en popularité grâce à leur nombre limité de paramètres aisément déterminables au moyen d'essais conventionnels de mécanique des sols.

Le tenseur des déformations totales ε se décompose en la somme de deux tenseurs :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3-6)$$

Où ε^e est le tenseur des déformations élastiques (ou réversibles) et ε^p est le tenseur des déformations plastiques (ou irréversibles). La formulation d'une loi de comportement consiste à décrire les variations des deux composantes de la déformation en fonction des variations du tenseur des contraintes.

Le comportement élastoplastique peut être représenté schématiquement par un modèle monodimensionnel en associant en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, et un patin à un seuil S_0 (Voir la figure ci-dessous).

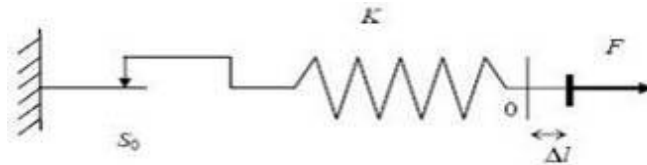


Figure 3. 2 Représentation schématique du modèle monodimensionnel élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on obtient est représentée sur la figure suivante :

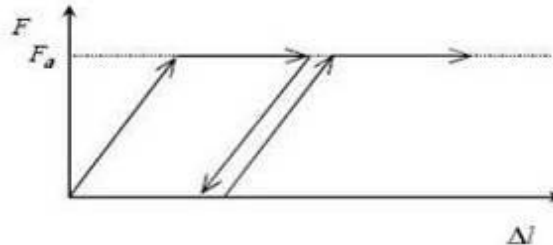


Figure 3. 3 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

La figure 3.3 illustre le comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Lors d'un chargement, le comportement reste élastique linéaire et réversible tant qu'on n'aura pas atteint la limite élastique F_a qui est confondue dans ce genre de modèle avec la règle d'écoulement plastique. Lors d'une décharge, le comportement est aussi élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Dans le cas général, la limite élastique est une surface décrite par une fonction scalaire F qui dépend du tenseur de contrainte σ_{ij} , appelée surface de charge du matériau telle que :

- $F(\sigma_{ij}) < 0$ corresponde à l'intérieur du domaine, $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^p$
- $F(\sigma_{ij}) = 0$ corresponde à la frontière du domaine, si le sol est en déchargement $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^p$, et s'il est en chargement, et $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p$
- $F(\sigma_{ij}) > 0$ corresponde à l'extérieur du domaine.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F(\sigma_{ij}) = 0$, deux cas de comportement élasto-plastique sont possibles : la surface F n'évolue pas et on parlera de modèle élasto-plastique parfait où la surface F évolue au cours du chargement et on parlera de modèle élasto-plastique avec écrouissage.

3.3.2 Modèle élastique parfaitement plastique sans écrouissage, le Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle le plus utilisé en géotechnique est celui de Mohr-Coulomb. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque s'écrit :

$$\tau = \sigma_n \cdot \text{tg} \varphi + c \tag{3-7}$$

Où σ_n et τ sont respectivement la contrainte normale et la contrainte de cisaillement. C et φ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau.

La courbe intrinsèque associée à ce modèle est donnée sur la figure ci-après. Sous la courbe intrinsèque, le comportement est élastique, les déformations plastiques n'apparaissent que si le point représentatif de l'état de contrainte est sur la courbe intrinsèque et que le chemin suivi sera un chargement.

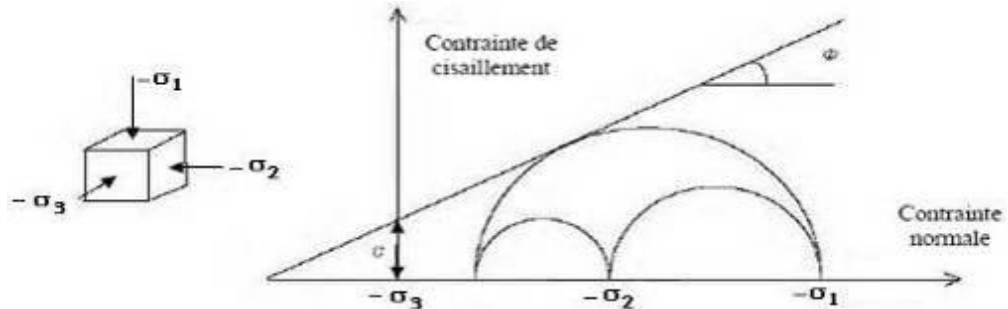


Figure 3. 4 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Dans le plan des contraintes principales, la fonction de charge qui remplace la limite élastique dans le cas monodimensionnel est représentée par une pyramide irrégulière (Voir la figure suivante). La fonction de charge s'écrit :

$$F(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cdot \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3-8)$$

On remarquera que pour ce modèle, la contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas.

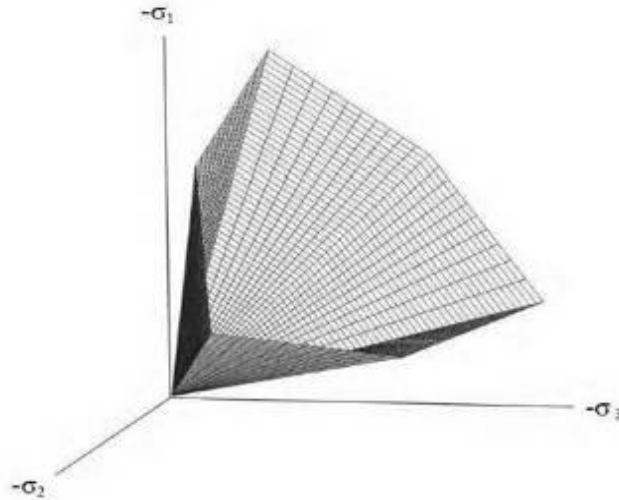


Figure 3. 5 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

3.4 Modèle « Hardening Soil Model, HSM » ou « Modèle à écrouissage pour les sols » :

Le modèle HSM est une amélioration du modèle de Mohr-Coulomb, cette amélioration consiste dans la prise en compte de l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente, on note aussi la distinction entre une charge et une décharge et la prise en compte de la dilatance qui sera prise finie (Bourdim .M.A ,2011)

Ce modèle reprend les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation de Duncan-Chang en introduisant quelques améliorations. Ainsi, la courbe déformations-contraintes proposée est la suivante :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_f} \quad \text{pour} \quad q < q_f \quad (3-9)$$

Avec :

$$q_f = (c \cdot \cotg \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3-10)$$

Dans les relations ci-dessus, E_{50} est le module de Young à 50% de la rupture et q_f est le déviateur de contrainte à la rupture.

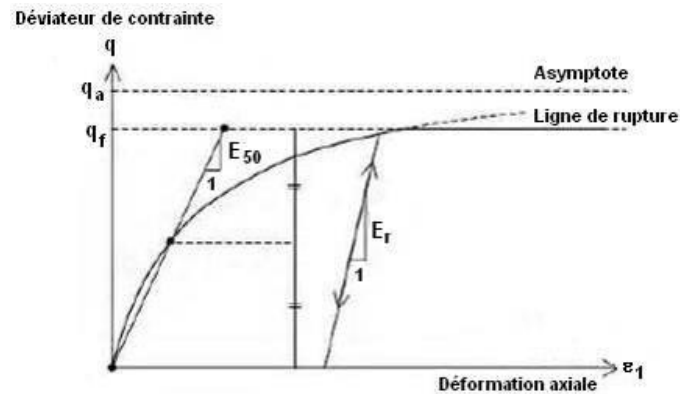


Figure 3. 6 Courbe Contrainte-Déformation du modèle HSM (Manual Plaxis 3D).

Dans le code de calcul Plaxis, on introduit le paramètre R_f , qui est égal à :

$$R_f = \frac{q_f}{q_a} \tag{3-11}$$

q_a étant la valeur asymptotique de la résistance au cisaillement.

Les modules d'élasticité ou de recharge introduits sont des fonctions non linéaires (relations de puissance) de la contrainte initiale isotrope. On a alors :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left[\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right]^m \tag{3-12a}$$

et

$$E_r = E_r^{ref} \left[\frac{\sigma'_3}{p^{ref}} \right]^m \tag{3-12b}$$

E_{50}^{ref} , E_r^{ref} , p^{ref} et m sont respectivement le module sécant de référence, le module de rechargement de référence, une pression de référence égale à 100 kPa et un facteur dont la valeur conseillée par Janbu (1963) est de 0,50 (Bourdim, M.A, 2011).

Pour la dilatance, le modèle HSM introduit une limitation de la dilatance telle que montré sur la figure suivante (3.7)

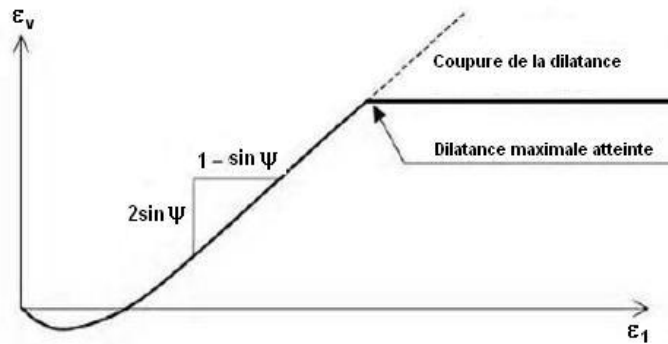


Figure 3. 7 Définition de l'angle de dilatance

3.5 Modèle « Soft Soil model, SSM » ou « Modèle pour Sols Mous » :

Le SSM est modèle de comportement issu du modèle de CAM CLAY qui a été développé à Cambridge en 1963 par Roscoe et Schoffild puis modifié par Roscoe et Burland en 1968 cité par (Arabet,2010 et Guettafi,2012). Le principe de ce modèle est la prise en compte de l'effet de l'écroutissage provoqué par la pression moyenne sur les argiles. Sous l'effet de cette pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. On note aussi que c'est un modèle élasto-plastique avec surface de charge.

Un matériau est dit élastique lorsque le point représentatif de l'état de contraintes est à l'intérieur de la surface de charge. Par contre, si ce point atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques font leurs apparitions et le comportement est non réversible.

3.5.1 Paramètres du modèle :

Les paramètres utilisés dans ce modèle sont comme suit :

- λ : Indice de compression
- k : Indice de gonflement
- φ : Angle de frottement
- ψ : Angle de dilatance
- c : Cohésion
- M : la pente de l'état critique dans le plan (p, q)

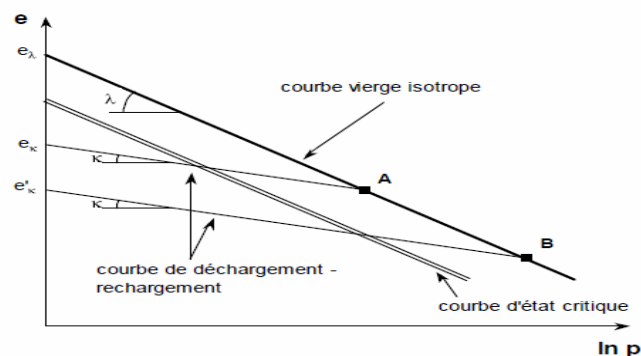


Figure 3. 8:Etat limite et état critique dans le plan (ln(p), e)

M est la pente de la ligne d'état critique dans le plan (p, q), elle a pour équation :

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \tag{3-13}$$

3.6 Conclusion :

Ce chapitre a été consacré à la description des modèles de comportement intégrés dans le code de calcul PLAXIS 3D. Cette description des différents modèles nous permettra par la suite d'étudier à la fois l'influence du choix de la loi de comportement du sol sur le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement horizontal et par la suite son influence sur le comportement d'un groupe de pieux soumis au même type de chargement.

Chapitre 4

Etude paramétrique d'un pieu isolé soumis à un chargement latéral

4.1 Introduction

La présente étude paramétrique a pour but d'étudier l'effet de quelques paramètres structurels et géotechniques sur le comportement du système sol-pieu, sous chargement statique latéral.

Avant d'entamer l'étude paramétrique du modèle Plaxis 3D, nous allons essayer en premier lieu de le valider avec le modèle numérique proposé dans les travaux de Brown et al, 2001 utilisant le code de calcul ANSYS validant lui aussi ses résultats avec PSI « PILE SOIL INTERACTION ».

Ensuite, on aborde l'étude paramétrique par l'étude de l'influence du maillage où 03 types de maillages ont été utilisés (large, moyen et dense), ensuite l'analyse du comportement d'un pieu isolé ayant 02 formes géométrique (Carré et Circulaire) sous chargement latéral. Par la suite, on étudiera l'effet du rapport d'élancement L/d dans un sol pulvérulent (sable moyennement dense) et sol cohérent (argile molle), ainsi que l'effet de la variation de la rigidité relative E_p/E_s , l'influence du modèle de comportement puis l'influence de l'angle de dilatance ψ et enfin l'influence de l'angle de frottement.

Il est utile de signaler que le sol a été défini en comportement élastoplastique selon le critère de rupture Mohr-Coulomb drainé. Le pieu, en béton armé est défini en état totalement élastique, le modèle élément finis utilisé pour le système sol-pieu est le code de calcul Plaxis 3D v1.6.

4.2 Validation du Modèle Plaxis 3D

Pour cette étude, on a choisi le modèle numérique de Brown et al, 2001 utilisant le code de calcul Ansys ainsi le code PSI « PILE SOIL INTERACTION » qui propose d'étudier le comportement d'un pieu isolé en béton armé sous l'effet d'un chargement horizontal appliqué en tête. En ce qui concerne les conditions aux limites ; les déplacements verticaux et horizontaux aux frontières du modèle sont imposés nuls.

4.2.1 Définition du modèle

Le pieu a une longueur égale à 10 m et un diamètre de 0.50 m. Il est modélisé par une loi de comportement linéaire élastique. Le sol est modélisé par une loi de comportement élastoplastique du type Mohr-Coulomb. Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu et du sol sont récapitulées dans le tableau 4.1.

Tableau 4. 1 Propriétés physiques et mécaniques du modèle de validation

Matériau	Modèle	Type	γ	γ_s	E	ν	C	φ	ψ
			kN/ m3	kN/ m3	kN/m ²		Kpa	(°)	(°)
Pieu	Elastique linéaire	Non poreux	25	-	$2 \cdot 10^7$	0.3	-	-	-
Sol	Morh-Coulomb	Drainé	10	11,8	$2 \cdot 10^4$	0.45	34	52	52

4.2.2 Caractéristiques du modèle Elément fini

Le system sol-pieu est discrétisé en espace à l'aide des options de maillage du logiciel en éléments finis. Chaque élément fini possède 15 nœuds. Le maillage utilisé est du type moyen « Medium ». Les caractéristiques du modèle Plaxis ainsi que celles du modèle de référence sont récapitulées dans le tableau 4.2.

Tableau 4. 2 Récapitulatif des caractéristiques des deux modèles numériques.

Modèle	Type de maillage	Nombre d'éléments	Nombre de nœuds	Limites du modèle [m]			Chargement [kN]
				X	Y	Z	
Plaxis 3D	Medium	1910	5944	40	20	40	200
Brown et al, 2001	-	-	-	-	-	-	200

4.2.3 Interprétation des résultats

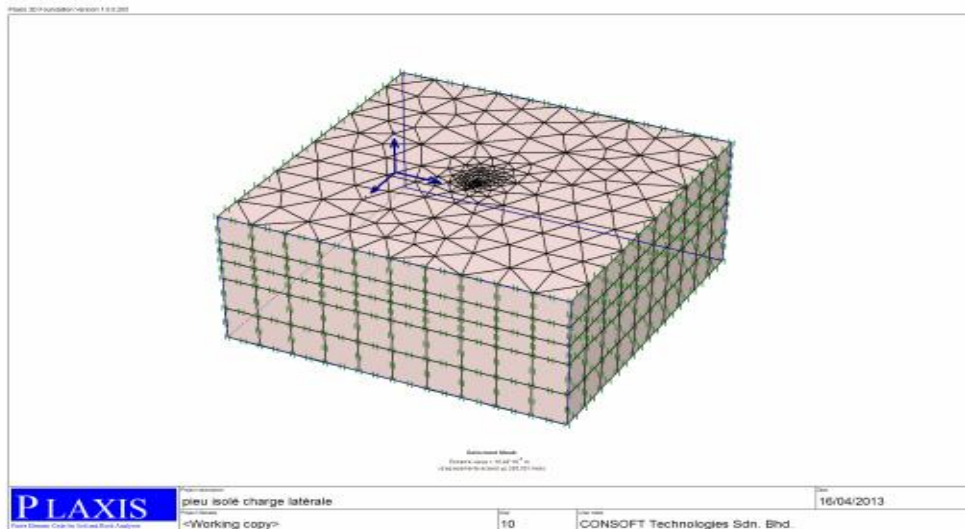


Figure 4. 1 Déformation du maillage



Figure 4. 2 Déformation du pieu sous chargement latéral en tête

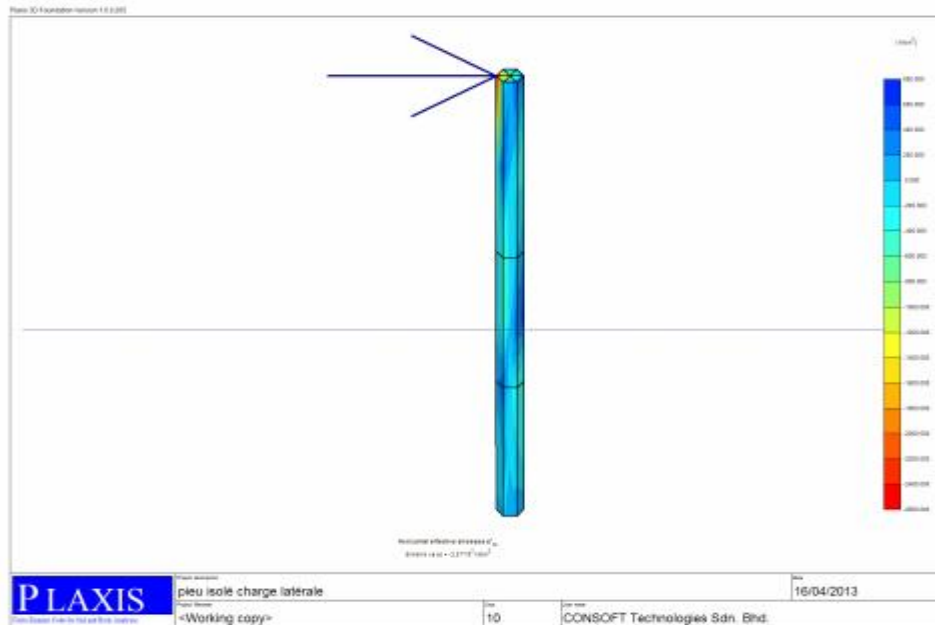


Figure 4. 3 Distribution des contraintes σ_{zz} sur le long du pieu

Les figures 4.1 et 4.2 montrent les déformations du modèle ainsi celles du pieu selon la direction du chargement. La figure 4.3 montre que la distribution des contraintes est maximale en tête de pieu puis ça diminue en profondeur.

La figure 4.4 ci-dessous met en exergue l'évolution des déplacements horizontaux en tête du pieu pour les 02 modèles (Plaxis 3D et Brown et al.2001).

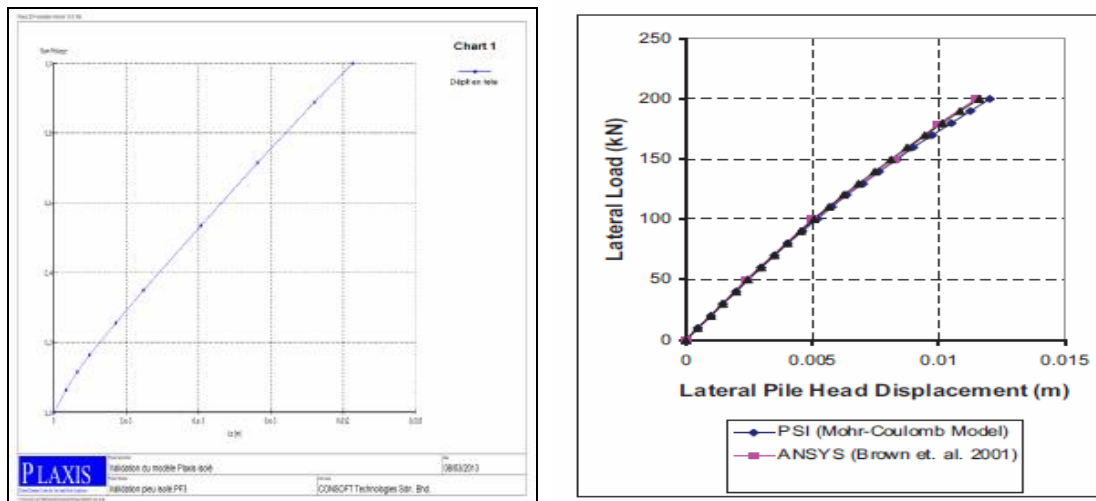


Figure 4. 4 Comparaison des résultats du modèle Plaxis avec celui de Brown et al.2001

La figure 4.4 montre ce qui suit :

- Les courbes chargements –déformations présentent une allure élasto-plastique.
- Le déplacement final en tête du pieu résultant du modèle Plaxis est de 0,012 m, celui du modèle Brown est de 0.0125m, ce qui représente une bonne concordance entre les deux (02) modèles, avec une différence de l'ordre de 4% seulement.

4.2.4 Conclusion

Le modèle Plaxis 3D a pu être validé par rapport au modèle Brown (Brown et al.2001). Une bonne concordance des résultats a été trouvée avec une différence raisonnable qui est de l'ordre de 04 %.

4.3 Etude paramétrique d'un pieu isolé soumis à un chargement latéral

4.3.1 Définition du modèle de référence :

Les figures 4.5 et 4.6 montrent le modèle sol-pieu modélisé en 3D, la zone du massif s'étend latéralement sur 40 m. Sa profondeur est de 20 m, ce qui représente 2 fois la longueur du pieu. En ce qui concerne les conditions aux limites, les déplacements verticaux et horizontaux aux frontières du modèle sont nuls. Le system sol-pieu est discrétisé en espace à l'aide des options de maillage du logiciel. Chaque élément fini possède 15 nœuds. Le chargement latéral statique est de 400 kN appliqué par incréments en tête de pieu.

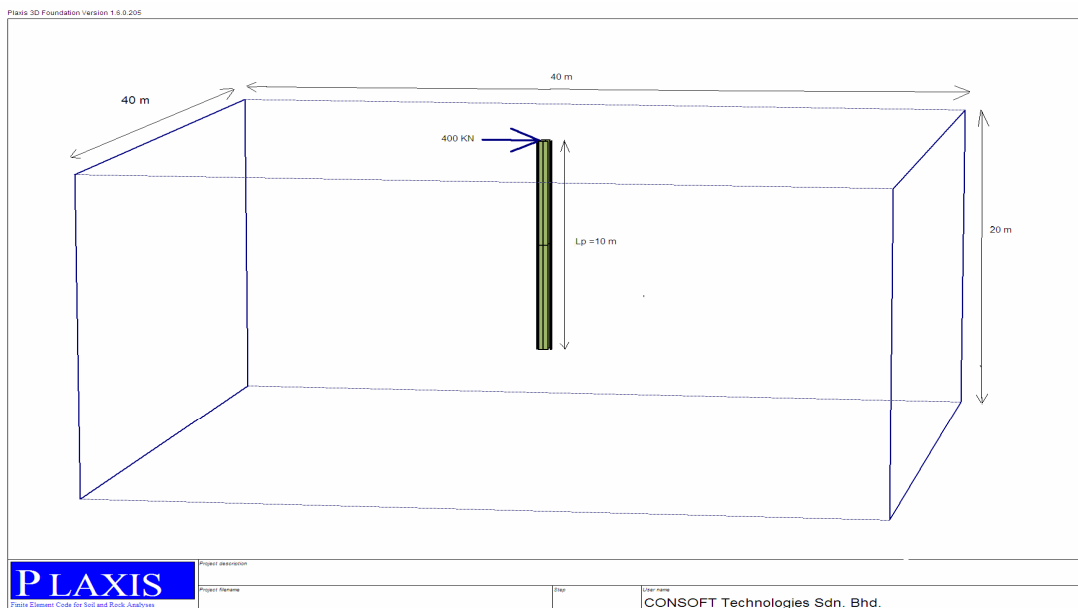


Figure 4. 5 Représentation du pieu isolé par le code de calcul Plaxis 3D .

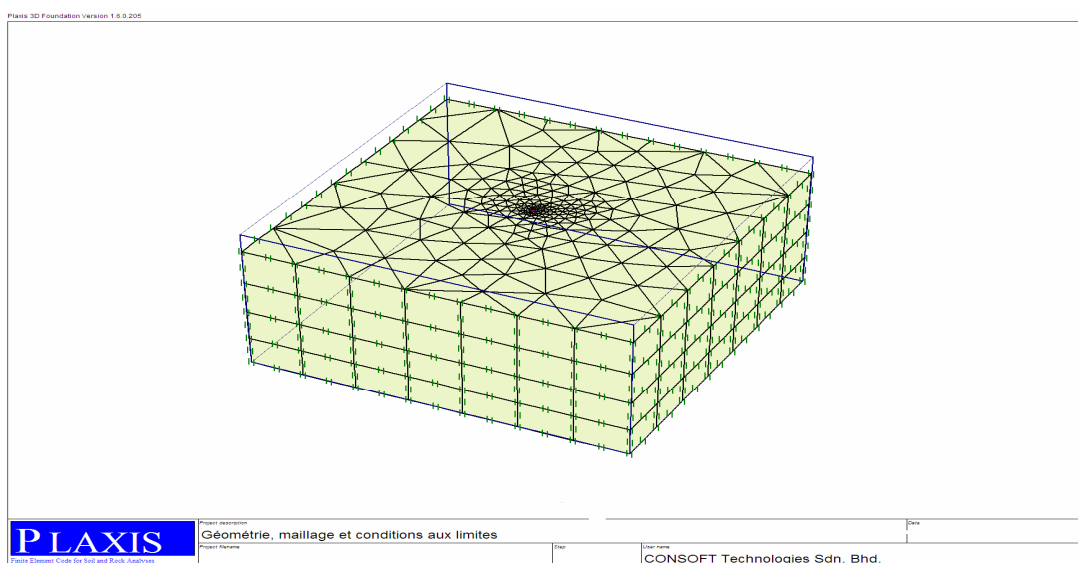


Figure 4. 6 Discrétisation du modèle avec le code de calcul Plaxis 3D.

4.3.2 Etude de l'influence du maillage

4.3.2.1 Définition du modèle

Dans cette partie, on s'intéresse à étudier l'influence du maillage sur les résultats du comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement latéral. C'est pour cela qu'on a utilisé 03 types de maillages : large, moyen et fin.

Le pieu a une longueur $L = 10$ m et un diamètre $d = 0.50$ m. Le pieu est en béton armé avec les propriétés élastiques suivantes : Le module de Young $E_p = 2.10^9$ kPa, un coefficient de Poisson $\nu_p = 0.15$ et un poids volumique $\gamma_p = 25$ kN/m³.

Les paramètres de l'argile molle introduits dans le code de calcul sont comme suit :

Cohésion :	$c = 10$ Kpa
Angle de frottement :	$\phi = 21^\circ$
Angle de dilatance :	$\psi = 0^\circ$
Poids volumique du sol :	$\gamma_s = 16$ kN/m ³
Poids volumique du sol sec :	$\gamma_d = 14$ kN/m ³
Module de Young :	$E_s = 8500$ kPa
Coefficient de Poisson :	$\nu_p = 0.15$

Pour les conditions hydrauliques, la nappe phréatique n'est pas considérée

4.3.2.2 Discussion des résultats

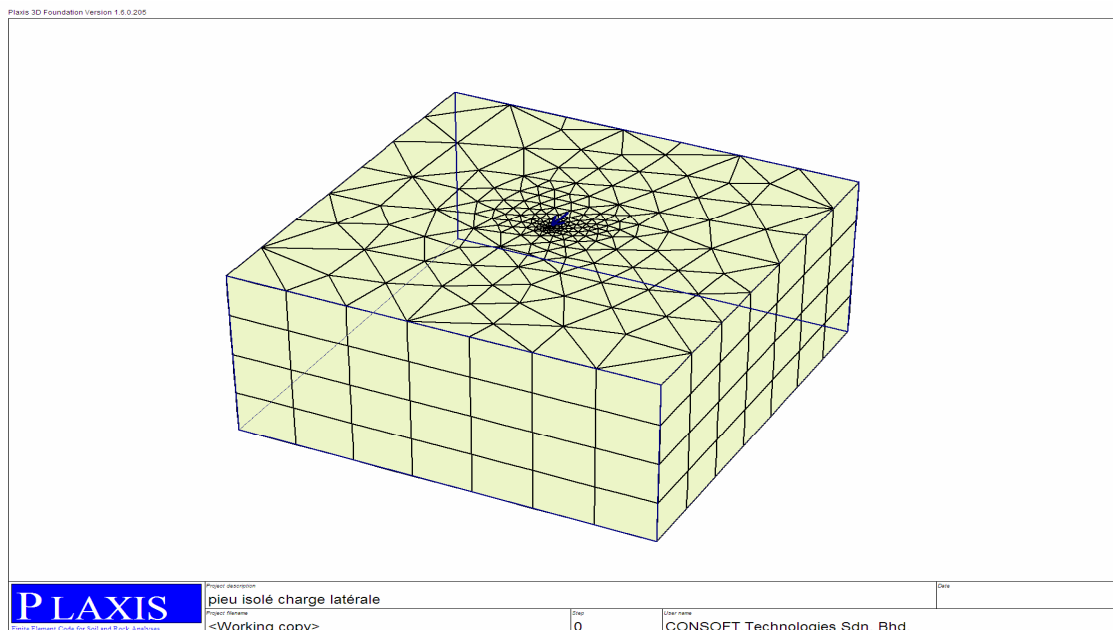


Figure 4. 7 Modèle Plaxis 3D du pieu isolé (type de maillage large)

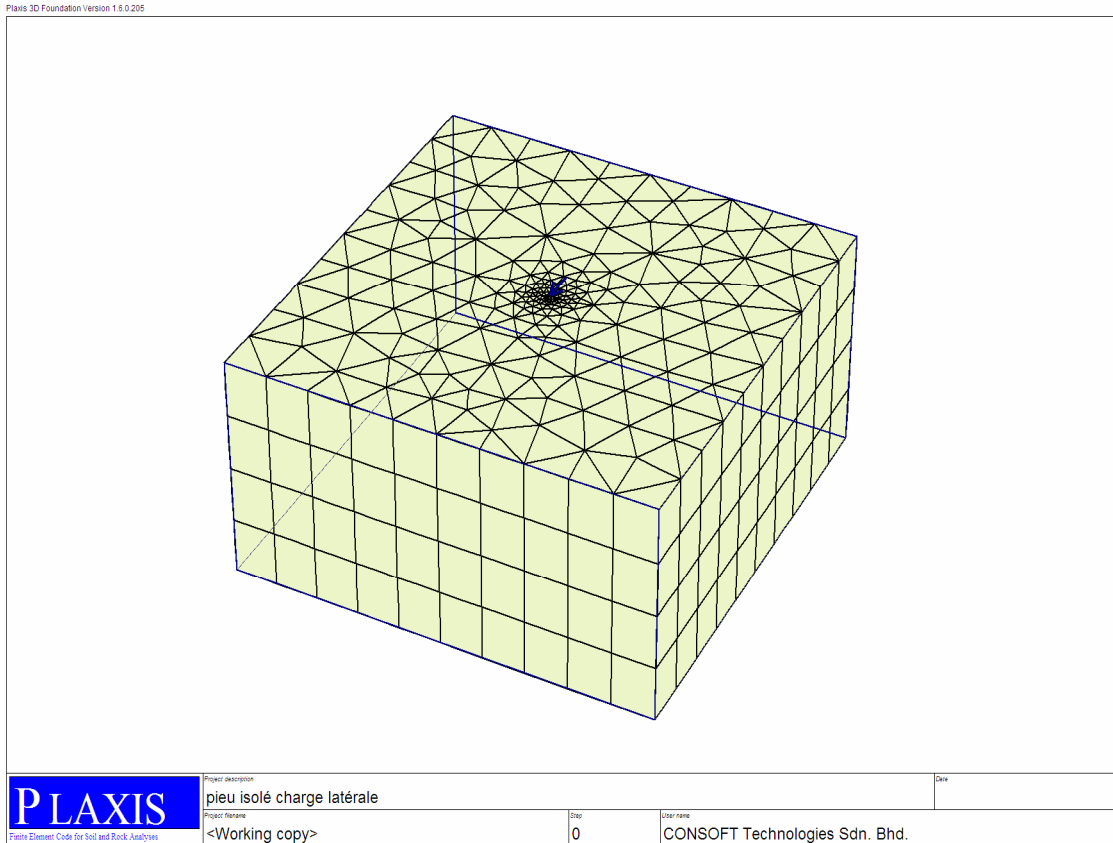


Figure 4. 8 Modèle Plaxis 3 D du pieu isolé (type de maillage moyen)

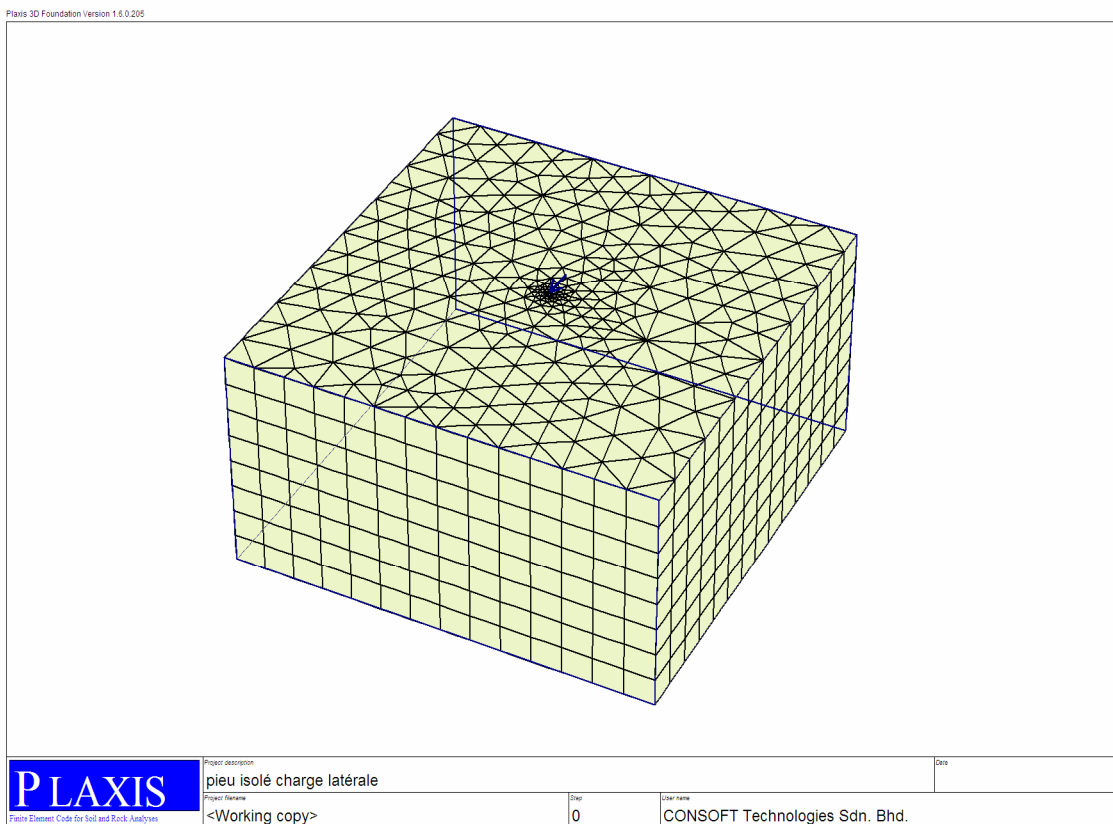


Figure 4. 9 Modèle Plaxis 3D du pieu isolé (type de maillage : fin)

Les figures 4.7 à 4.9 montrent les 03 modèles utilisés selon le type de maillage utilisé (large, moyen,fin). La génération du maillage est automatique suivant le choix de l'utilisateur.

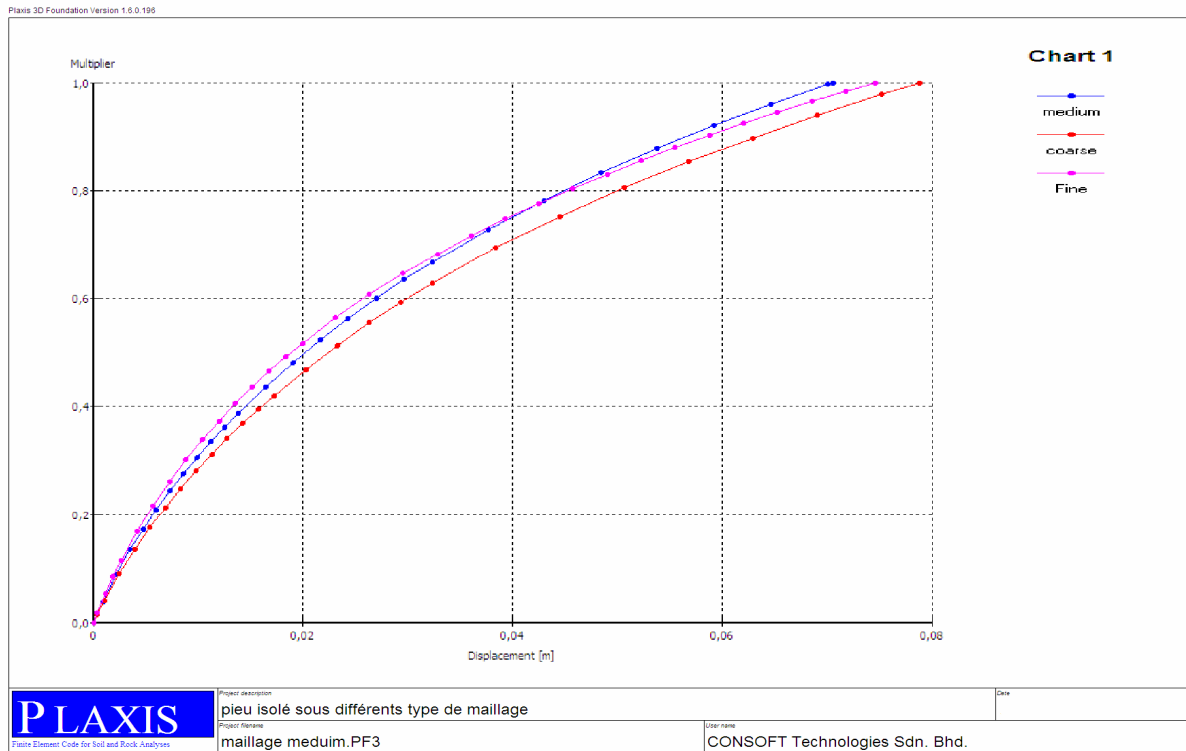


Figure 4. 10 L'évolution des déplacements latéraux d'un pieu isolé sous les trois types de maillage

Tableau 4. 3 Récapitulatif des caractéristiques des 03 modèles selon le type de maillage.

Type de maillage	Chargement [kN]	U_z [m]
Large	400	0,079
Moyen	400	0,070
Fin	400	0,075

La figure 4.10 et le tableau 4.3 montrent que les résultats sont peu affectés par le type de maillage utilisé ce qui s'est traduit par des courbes quasi confondues, Le tableau 4.7 nous montre que la plus grande différence est de 0,004 m ce qui représente une différence de l'ordre de 4,44 %.

4.3.2.3 Conclusion

Le changement du type de maillage affecte peu les résultats, ce qui nous ramène à conclure une insensibilité relative des résultats vis-à-vis le changement du type de maillage sous un chargement statique.

4.3.3 L'influence de la forme géométrique

Dans cette partie, on étudiera l'influence de la forme géométrique sur le déplacement en tête du pieu. Réellement, le déplacement du pieu est le facteur le plus important qui affecte directement sa performance, car lors de conception, on impose que les déplacements maximaux doivent être inférieurs aux limites acceptables données.

4.3.3.1 Sol pulvérulent

Le pieu a une longueur $L=10$ m et un diamètre $d=0.50$ m pour le cas d'un pieu circulaire et 0.50 m de côté pour le cas du pieu carré. Le pieu est en béton armé avec les propriétés élastique suivantes : le module de Young $E_p = 2.10^9$ kN/m², un coefficient de Poisson $\nu_p=0.15$ et un poids volumique $\gamma_p=25$ kN/m³.

Les paramètres de sol sable moyen dense introduit dans le code de calcul sont comme suit :

Cohésion :	$c = 0$ kPa
Angle de frottement :	$\phi = 38^\circ$
Angle de dilatance :	$\psi = 8^\circ$
Poids volumique du sol :	$\gamma_s = 18$ kN/m ³
Poids volumique du sol sec	$\gamma_d = 16$ kN/ m ³
Module de Young :	$E_s = 23000$ kPa
Coefficient de Poisson :	$\nu_p = 0.37$

Pour les conditions hydrauliques, la nappe phréatique n'est pas considérée.

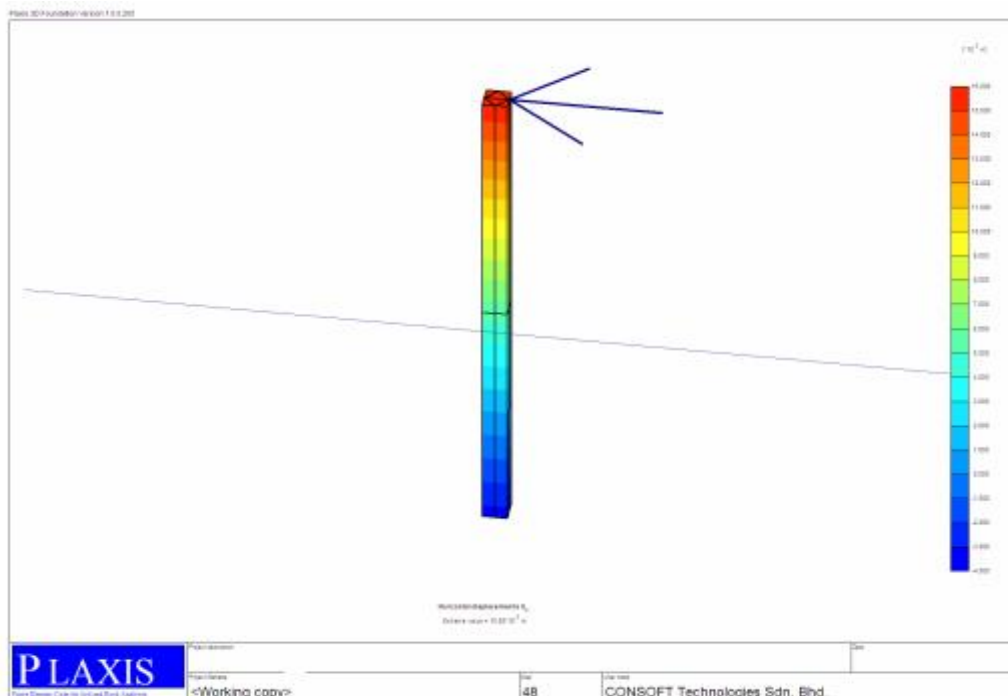


Figure 4. 11 L'évolution des déplacements sur le long du pieu de forme carré

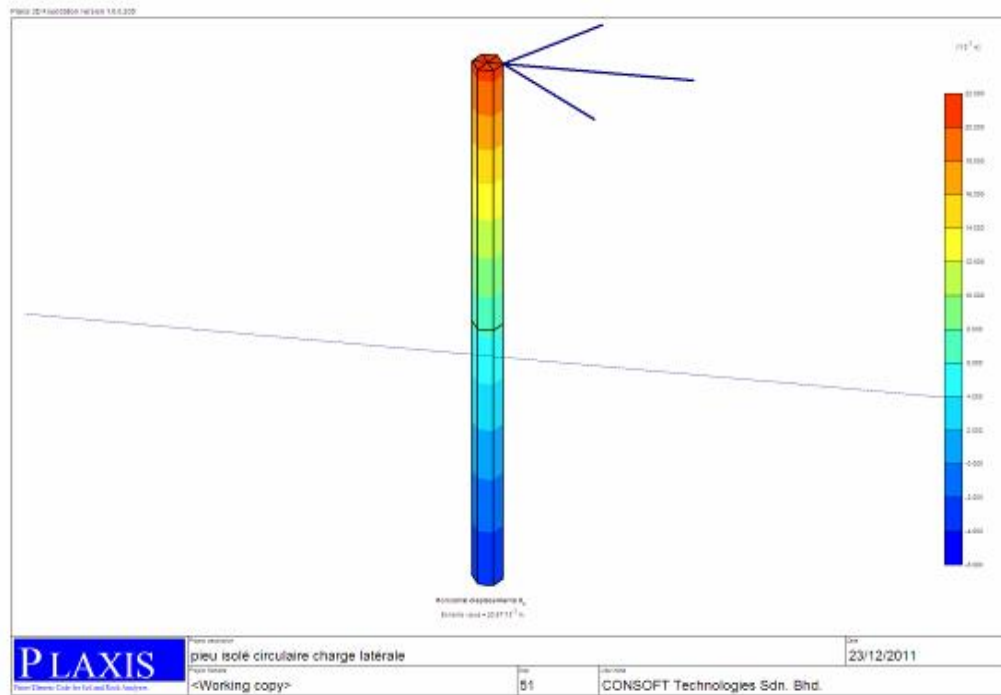


Figure 4. 12 L'évolution des déplacements sur le long du pieu de forme circulaire

Les figures 4.11 et 4.12 montrent l'évolution des déplacements en profondeur pour les 02 formes géométriques. On a pu constater que les déplacements maximaux sont au voisinage de la tête du pieu, puis ça diminue en profondeur, ce qui montre l'insensibilité relative de la pointe du pieu, ceci est valable pour les deux formes géométriques.

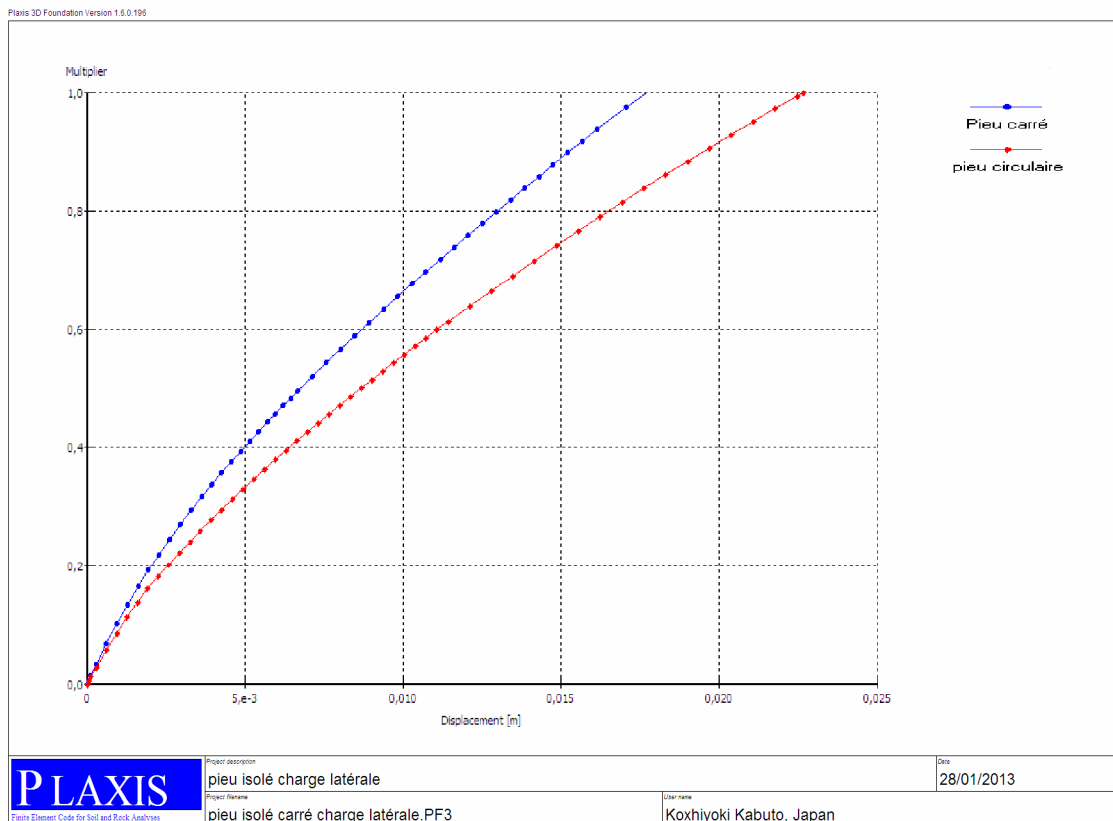


Figure 4. 13 Variation des déplacements en tête du pieu (circulaire –carré) dans un sable

Tableau 4. 4 Récapitulatif des caractéristiques des 02 modèles selon la forme du pieu.

Forme de pieu	Type de maillage	Nombre d'éléments	Nbre de nœuds	Elément [m]	Chargement [kN]	U _z [m]
Circulaire	Medium	1528	4909	4,58	400	0,023
Carré	Medium	1536	4945	4,56	400	0,018

La figure 4.13 et le tableau 4.4 montrent ce qui suit :

- le déplacement maximal est atteint pour un niveau du chargement total de (100%). Le déplacement maximal en tête du pieu circulaire est de 0,023 m ce qui est plus important que celui du pieu carré qui est de 0,018 m.

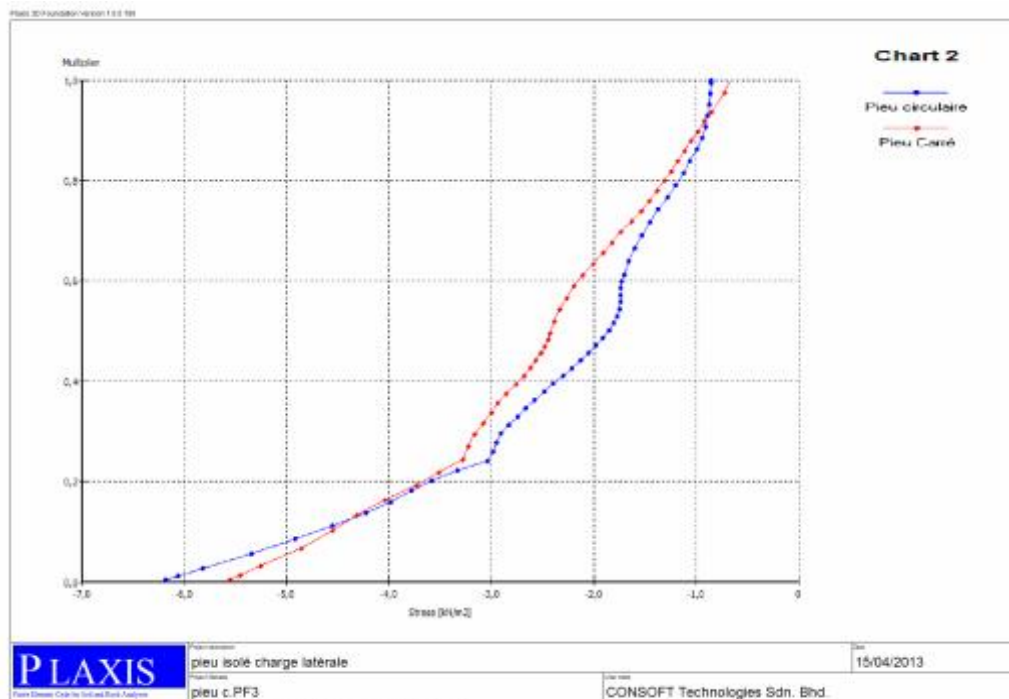


Figure 4. 14 Courbe de contraintes-charge en tête de pieu

La figure 4.14 nous confirme elle aussi les mêmes résultats trouvés ci-haut, où les contraintes sont plus importantes dans le pieu circulaire par rapport à celles du pieu de forme carré.

Conclusion :

On peut conclure que le pieu carré présente une bonne résistance vis-à-vis le chargement latéral grâce à l'action d'enserrement avec le sol avoisinant contrairement au pieu de forme circulaire. La différence du déplacement est de l'ordre de 20 %.

4.3.3.2 Sol cohérent

Les mêmes caractéristiques physiques et mécaniques du pieu ont été utilisées. Les paramètres de sol (Argile molle) introduits dans le code de calcul sont comme suit :

Cohésion :	$c = 10 \text{ kPa}$
Angle de frottement :	$\phi = 21^\circ$
Angle de dilatance :	$\psi = 0^\circ$
Poids volumique du sol :	$\gamma_s = 16 \text{ kN/m}^3$
Poids volumique du sol sec	$\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$
Module de Young :	$E_s = 8500 \text{ kPa}$
Coefficient de Poisson :	$\nu_p = 0.15$

Pour les conditions hydrauliques, la nappe phréatique n'est pas considérée

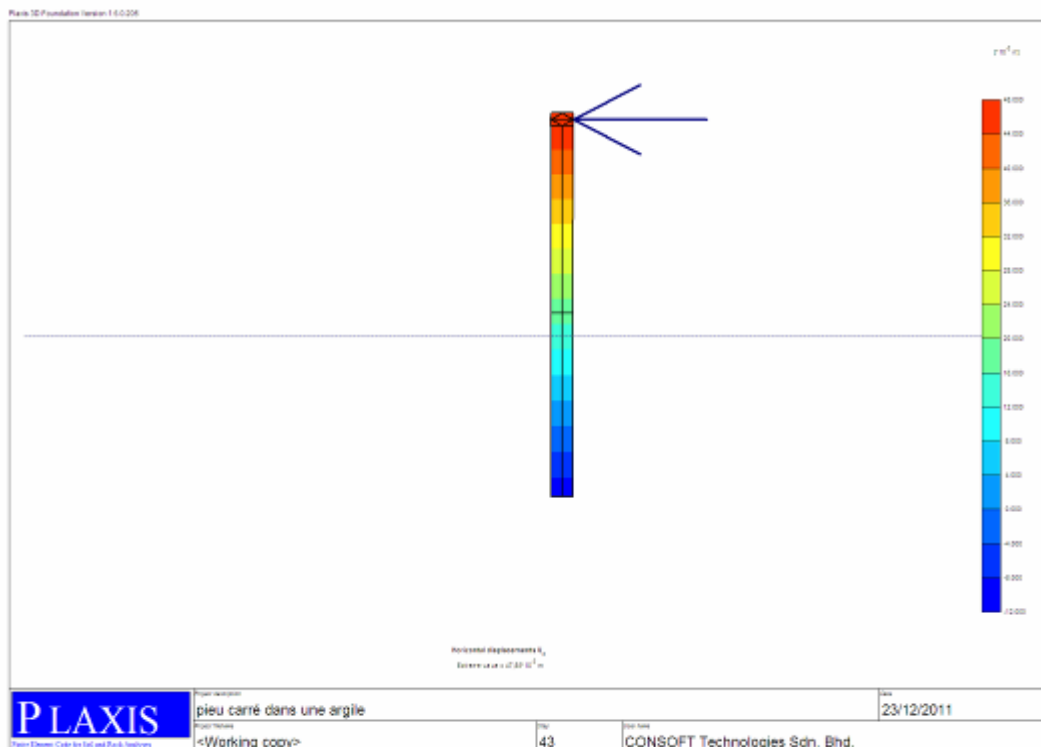


Figure 4. 15 L'évolution des déplacements sur le long du pieu carré.

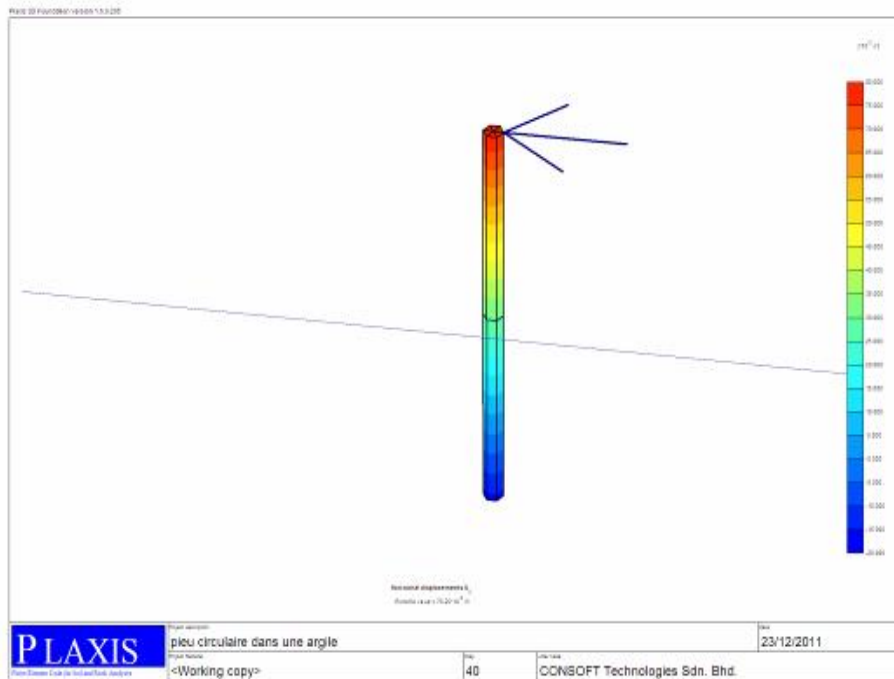


Figure 4. 16 L'évolution des déplacements sur le long du pieu circulaire

Les figures 4.15 et 4.16 montrent l'évolution des déplacements en profondeur pour les 02 formes géométriques, on a pu constater que les déplacements maximaux sont au voisinage de la tête du pieu, puis ça diminue en profondeur ce qui montre l'insensibilité relative de la pointe du pieu, ceci est valable aussi pour les 02 formes géométriques.

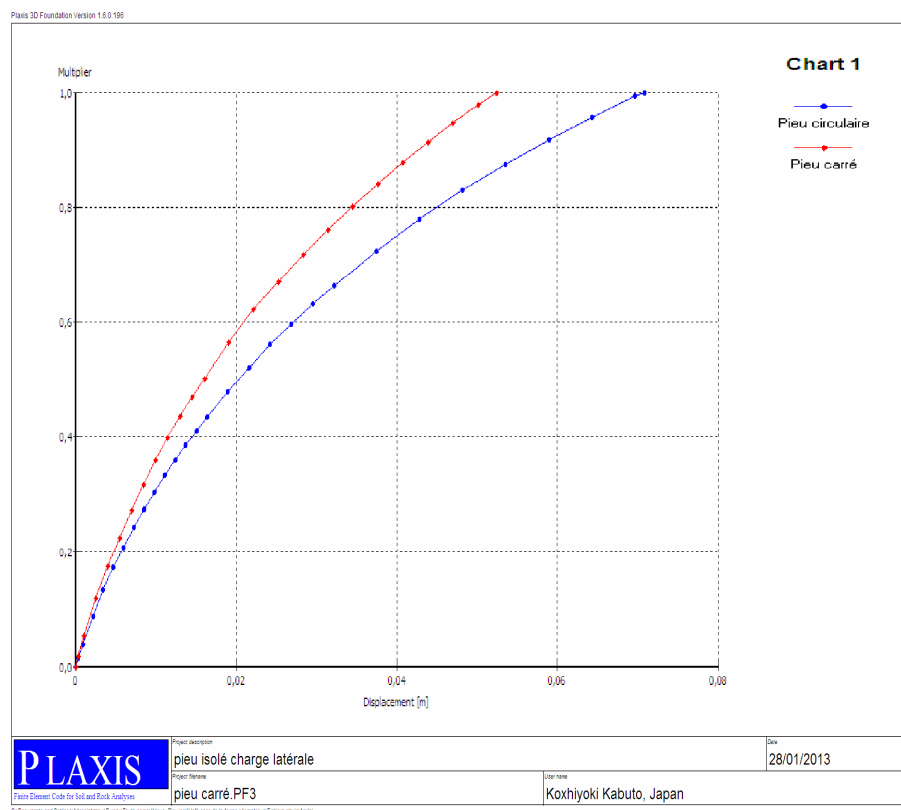


Figure 4. 17 Variation des déplacements en tête du pieu (circulaire –carré) dans une argile molle.

Tableau 4.5 Récapitulatif des caractéristiques des 02 modèles selon la forme du pieu

Forme de pieu	Type de maillage	Nombre d'éléments	Nombre de nœuds	Taille d'élément [m]	Chargement [kN]	U_z [m]
Circulaire	Medium	1528	4909	4,58	400	0,071
Carré	Medium	1536	4945	4,56	400	0,052

La figure 4.17 et le tableau 4.5 montrent ce qui suit :

- Le déplacement maximal est atteint pour un niveau du chargement total (100%). Le déplacement maximal en tête du pieu circulaire est de 0,071m ce qui est plus important que celui du pieu carré qui est de 0,052m.
- Les déplacements en tête dus à un chargement latéral sont très prononcés dans l'argile par rapport à ceux dans le sable.

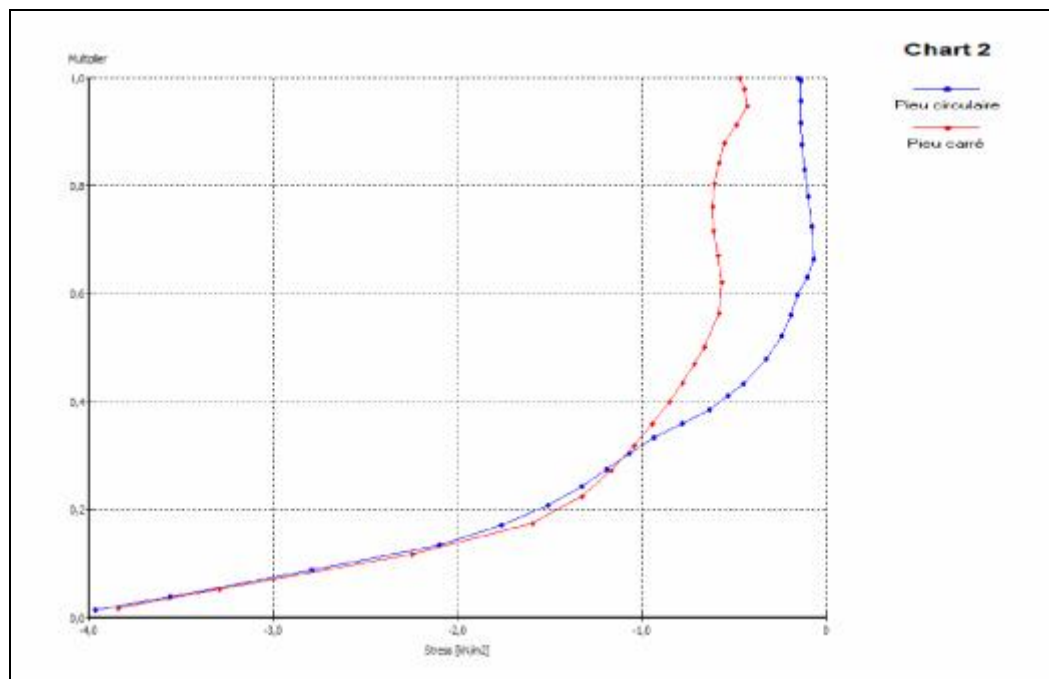


Figure 4.18 Courbes contraintes-chargeement en tête de pieu

La figure 4.18 nous confirme elle aussi les mêmes résultats trouvés ci-haut, où les contraintes sont plus importantes dans le pieu circulaire par rapport à celles du pieu de forme carré.

Conclusion

On peut conclure que le pieu carré présente une bonne résistance vis-à-vis le chargement latéral grâce à l'action d'enserrement avec le sol avoisinant contrairement au pieu de forme circulaire. La différence du déplacement est de l'ordre de 26.76 %.

4.3.4 L'influence de la rigidité relative E_p/E_s

Dans cette partie on étudiera l'influence de la rigidité relative E_p/E_s sur le déplacement en tête du pieu. Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu et du sol sont comme suit :

4.3.4.1 Définition du modèle

Les paramètres de sol sable moyen dense introduit dans le code de calcul sont comme suit :

Cohésion :	$c = 0$ kPa
Angle de frottement :	$\phi = 38^\circ$
Angle de dilatance :	$\psi = 8^\circ$
Poids volumique du sol :	$\gamma_s = 18$ kN/m ³
Poids volumique du sol sec	$\gamma_d = 16$ kN/ m ³
Module de Young :	$E_s = 23000$ kPa
Coefficient de Poisson :	$\nu_p = 0.37$

Le pieu a une longueur $L=10$ m et un diamètre $d=0.50$ m. Le pieu est en béton armé avec les propriétés élastique suivantes : le module de Young E_p =Variable (kPa), un coefficient de Poisson $\nu_p = 0.15$ et un poids volumique $\gamma_p=25$ kN/m³.

4.3.4.2 Discussion des résultats :

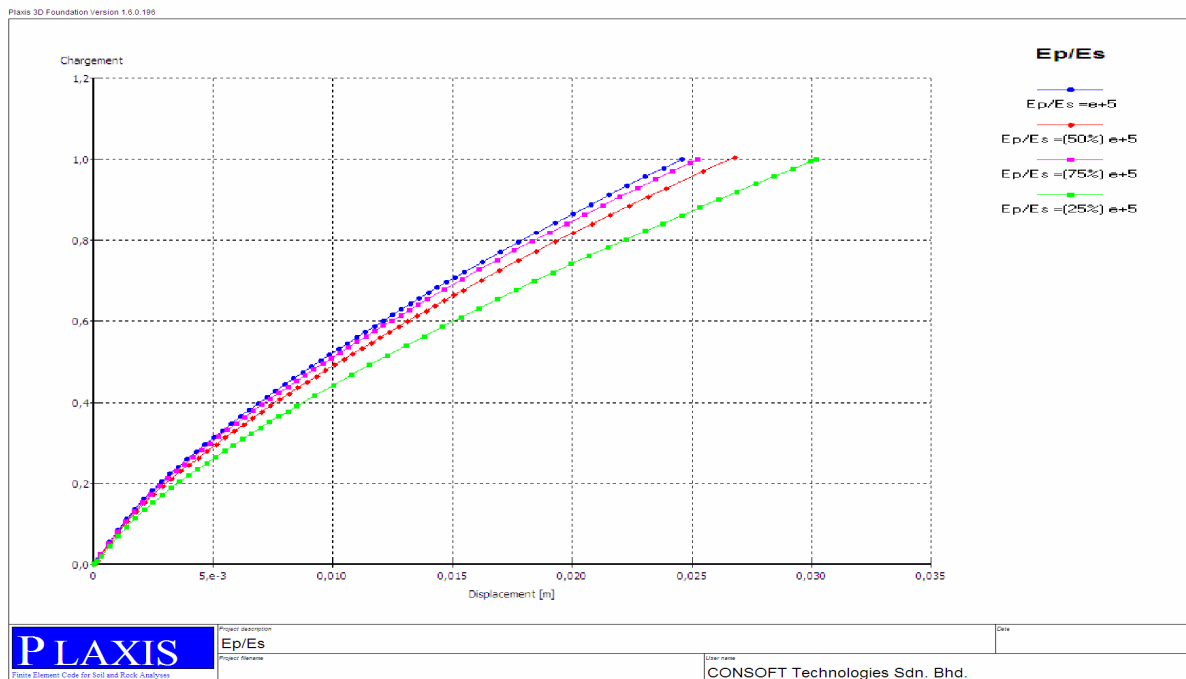


Figure 4. 19 L'influence de la variation de la rigidité relative (E_p/E_s) sur le déplacement en tête de pieu.

Tableau 4. 6 Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 04 modèles.

Rigidité relative E_p/E_s	Type de maillage	Chargement [kN]	U_z [m]
0.25 E+5	Medium	400	0,030
0.50 E+5	Medium	400	0,027
0.75 E+5	Medium	400	0,025
1.00 E+5	Medium	400	0,025

La figure 4.19 et le tableau 4.6 montrent ce qui suit :

- Pour un niveau de chargement latéral avoisinant les 20 % du chargement total, les quatre courbes sont quasiment confondues, c'est la phase élastique de la déformation. Au-delà de ce niveau du chargement, les courbes rentrent dans la phase plastique et les déformations sont différentes.
- Le plus petit déplacement a été enregistré pour rigidité relative ($E_p/E_s=1.00 \cdot 10^{+5}$) et celle ($E_p/E_s = 0,75 \cdot 10^{+5}$) ; le déplacement en tête du pieu est de 0,025 m. Ce déplacement a été atteint pour un niveau total du chargement (100%).
- Les déplacements accroissent avec la diminution de la rigidité relative. La différence est de l'ordre de 20 % quand la rigidité relative est de ($E_p/E_s = 0,25 \cdot 10^{+5}$) et de 8% quand elle est égale à ($E_p/E_s = 0,50 \cdot 10^{+5}$).

4.3.4.3 Conclusion

On peut dire que la rigidité relative joue un rôle prépondérant dans le dimensionnement des pieux sous un chargement latéral .Son augmentation induit une diminution des déplacements horizontaux.

4.3.5 L'influence du rapport d'élanement L/d :

Dans cette partie on étudiera l'influence du rapport d'élanement L/d sur le déplacement en tête du pieu dans deux types de sol (pulvérulent et cohérent).

4.3.5.1 Sol pulvérulent

Les paramètres de sol sable moyen dense introduit dans le code de calcul sont comme suit :

- Cohésion : $c = 0$ kPa
- Angle de frottement : $\varphi = 38^\circ$
- Angle de dilatance : $\psi = 8^\circ$
- Poids volumique du sol : $\gamma_s = 18$ kN/m³
- Poids volumique du sol sec $\gamma_d = 16$ kN/ m³

Module de Young : $E_s = 23000 \text{ kPa}$

Coefficient de poisson : $\nu_p = 0.37$

Pour les conditions hydrauliques, la nappe phréatique n'est pas considérée. Le pieu a une forme circulaire et une longueur $L=10\text{m}$ et un diamètre $d=\text{Variable}$ (1.00m, 0.66 m et 0.50m). Le pieu est en béton armé avec les propriétés élastique suivantes : le module de Young $E_p=2.10^9 \text{ kPa}$, un coefficient de Poisson $\nu_p = 0.15$ et un poids volumique $\gamma_p=25 \text{ kN/m}^3$.

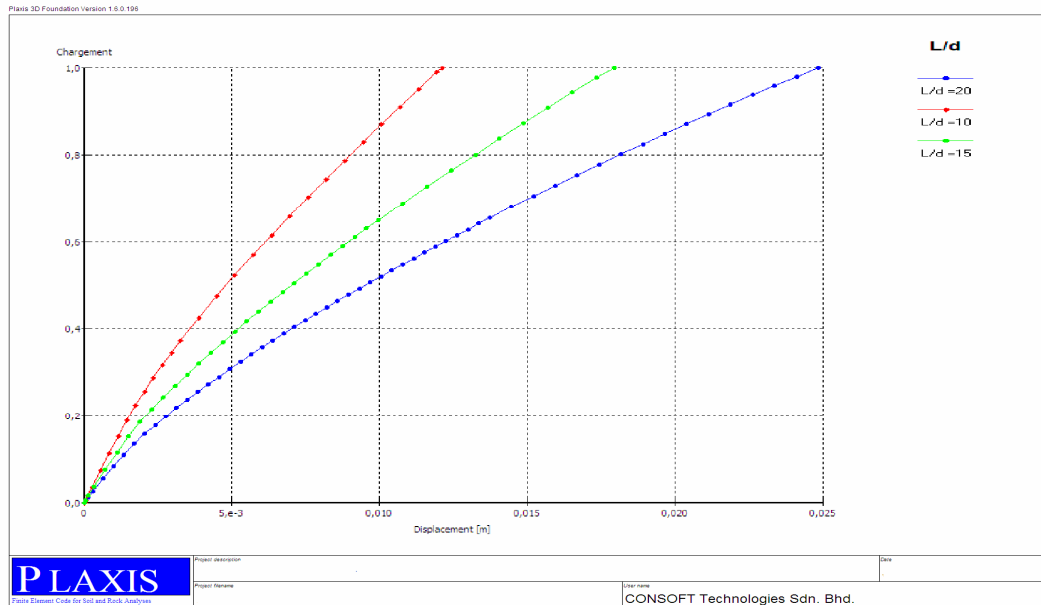


Figure 4. 20 L'influence de la variation du rapport d'élancement L/d sur le déplacement en tête de pieu dans un sable

Tableau 4. 7 Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 03 modèles

L/d	Type de maillage	Chargement [kN]	U_z [m]
10	Medium	400	0,012
15	Medium	400	0,018
20	Medium	400	0,025

La figure 4.20 et le tableau 4.7 présentent ce qui suit :

- Le plus grand déplacement a été enregistré pour le rapport d'élancement le plus important $L/d = 20$; le déplacement en tête du pieu est de 2,5 cm, ce déplacement a été atteint pour un niveau total du chargement (100%).
- Les déplacements diminuent avec l'augmentation du rapport d'élancement ; pour un $L/d = 10$ le déplacement latéral final est de 0,018 m et 0,012 m pour un rapport de $L/d = 15$.
- Le déplacement latéral a diminué de 28 % en passant d'un rapport de 20 à 15, et il est de l'ordre de 48 % pour un rapport de 10.

Conclusion :

De ce fait, on peut conclure que l'accroissement du rapport d'élanement induit une diminution de rigidité du pieu ce qui engendre une augmentation des déplacements latéraux.

4.3.5.2 Sol cohérent :

Les paramètres de sol (Argile molle) introduits dans le code de calcul sont comme suit :

Cohésion :	$c = 10 \text{ kPa}$
Angle de frottement :	$\phi = 21^\circ$
Angle de dilatance :	$\psi = 0^\circ$
Poids volumique du sol :	$\gamma_s = 16 \text{ kN/m}^3$
Poids volumique du sol sec	$\gamma_d = 14 \text{ kN/m}$
Module de Young :	$E_s = 8500 \text{ kPa}$
Coefficient de poisson :	$\nu_p = 0.15$

Pour les conditions hydrauliques, la nappe phréatique n'est pas considérée.

En ce qui concerne le pieu, les mêmes caractéristiques ont été utilisées que celles du cas du sol pulvérulent.

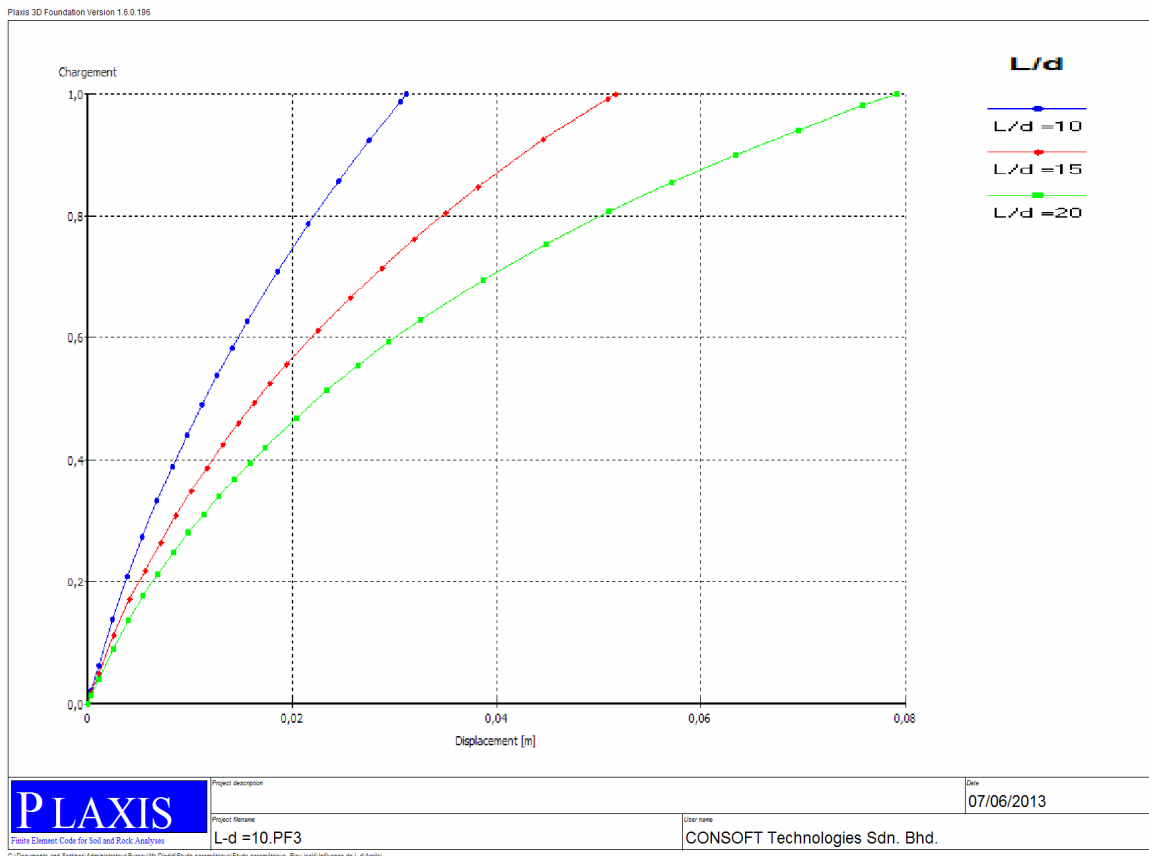


Figure 4. 21 L'influence de la variation du rapport d'élanement L/d sur le déplacement en tête de pieu dans une argile molle.

Tableau 4. 8 Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 03 modèles

L/d	Type de maillage	Chargement [kN]	U_z [m]
10	Medium	400	0,031
15	Medium	400	0,052
20	Medium	400	0,079

La figure 4.21 et le tableau 4.8 montrent ce qui suit :

- Le plus grand déplacement a été enregistré pour le rapport d'élanement le plus important $L/d = 20$. Le déplacement en tête du pieu est de 0,079 m, ce déplacement a été atteint pour un niveau total du chargement (100%).
- Les déplacements diminuent avec l'augmentation du rapport d'élanement. Pour un $L/d = 10$, le déplacement latéral final est de 0,031m et 0,052m pour un rapport de $L/d = 15$.
- Le déplacement latéral a diminué de 34,14 % en passant d'un rapport de 20 à 15, et il est de l'ordre de 60.75% pour un rapport de 10.
- Les déplacements en tête dus à un chargement latéral sont très prononcés dans l'argile molle par rapport à ceux dans le sable.

4.3.6 Effet du modèle de comportement du sol

Dans le but d'étudier l'effet du choix du modèle de comportement du sol. Quatre modèles de comportement du sol prédéfinis dans le code de calcul Plaxis 3D, seront utilisés à savoir :

- 1- Le modèle élastique linéaire (EL) ;
- 2- Le modèle élastique parfaitement plastique (EPP), sans écrouissage, du type Mohr-Coulomb
- 3- Le modèle Hardening Soil Model (HSM) pour les sols durcissant, ce modèle a pour effet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb en terme de non-linéarité et de la prise en compte de la dilatance ;
- 4- Le modèle Soft Soil Model (SSM) pour les sols mous, qui est dérivé du modèle de Cam Clay.

4.3.6.1 Définition du modèle

Les simulations sont effectuées sur le modèle de référence avec les propriétés physiques et mécaniques du pieu cité dans le paragraphe 4. 3.1

Les caractéristiques mécaniques retenues pour le sol sont données dans le tableau 4.9 ci-après. La nappe phréatique n'est pas considérée dans ces simulations, en d'autres termes les contraintes totales et effectives sont identiques.

Tableau 4. 9 Caractéristiques mécaniques du sol selon les 04 modèles de comportement

	Elasticité Linéaire (EL)	Mohr-Coulomb (EPP)	Hardening Soil Model (HSM)	Soft Soil Model (SSM)
Module sécant dans un essai triaxial E_{50}^{ref} (KN/m ²)	40000	40000	40000	-
Module en décharge ($\approx 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$) E_{ur}^{ref} (KN/m ²)	-	-	120000	-
Module tangent dans un essai oedométrique E_{oed}^{ref} (KN/m ²)	-	-	35000	-
Cohésion C (Kpa)	-	1	1	1
Angle de frottement φ (°)	-	30	30	30
Coefficient de poisson ν	0,2	0,2	0,2	0,2
Indice de compressibilité modifiée λ^*	-	-	-	0,1
Indice de gonflement modifiée κ^*	-	-	-	0,02
Puissance m	-	-	0,5	-
Poids volumique du sol γ (KN/m ³)	20	20	20	20

4.3.6.2 Discussion des résultats des simulations :

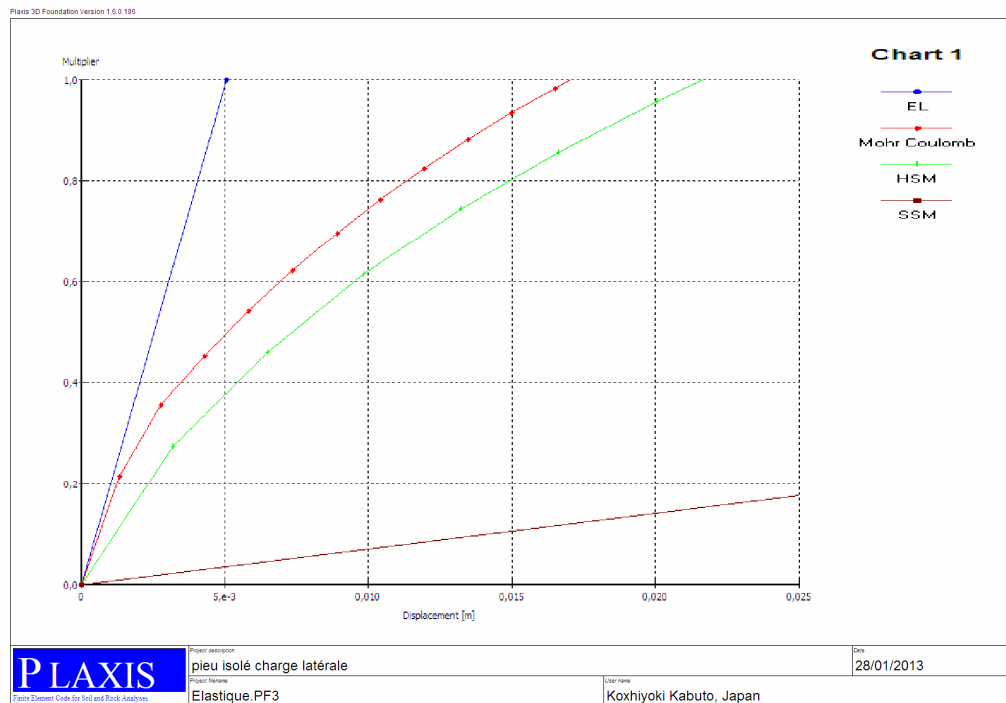


Figure 4. 22 Variation des déplacements horizontaux selon les 04 quatre modèles du comportement du sol.

Loi comportement	Type de maillage	Nbre d'éléments	Nbre de Nœuds	Elements [m]	Chargement [kN]	U _z [m]
EL	Medium	1528	4909	4,58	400	0,005
Morh Coulomb	Medium	1528	4909	4,58	400	0,017
HSM	Medium	1528	4909	4,58	400	0,022
SSM	Medium	1528	4909	4,58	400	0,15

Tableau 4. 10 Récapitulatif des résultats des 04 simulations selon la loi de comportement

La figure 4.22 et le tableau 4.10 ci-avants montrent la variation des déplacements horizontaux en tête du pieu pour les 04 quatre modèles de comportement retenus pour le sol. Sur cette figure, on aperçoit ce qui suit :

- Le modèle élastique linéaire (EL) est représenté par une droite avec une proportionnalité linéaire chargement-déplacement. Le déplacement maximal représente le plus petit déplacement par rapport aux autres trouvés dans les 03 modèles restants, il est estimé à 0,005m.
- Le modèle SSM représentant les sols mous donne des déplacements horizontaux très importants par rapport aux autres modèles. Ceci est dû essentiellement aux propriétés de rigidités très faibles pour ce genre de sol. Le déplacement relatif à 100% du chargement est égal à 0,15 m ; 30 fois plus important que celui du modèle EL
- Le modèle Mohr-Coulomb et le modèle (HSM) donnent des déplacements horizontaux semblables : 0,017 m et 0,022 m respectivement.

4.3.7 L'effet de la variation de l'angle de dilatance (ψ)

4.3.7.1 Définition du modèle

Le pieu à une longueur $L_p=10$ m et un diamètre $d=0.50$ m en béton armé avec les propriétés élastique suivantes : le module de Young $E_p = 2.10^9$ (kPa), un coefficient de Poisson $\nu_p= 0.15$ et un poids volumique $\gamma_p= 25$ (kN/m³).

Les paramètres de sol introduits dans le code de calcul sont comme suit :

Cohésion :	$c = 0$ kPa
Angle de frottement :	$\varphi = 38^\circ$
Angle de dilatance :	$\psi =$ Variable (03 cas) $8^\circ, 5^\circ, 0^\circ$
Poids volumique du sol :	$\gamma_s = 18$ kN/m ³
Poids volumique du sol sec :	$\gamma_d = 16$ kN/ m ³
Module de Young :	$E_s = 23000$ kPa
Coefficient de poisson :	$\nu_s = 0.37$

4.3.7.2 Discussion des résultats

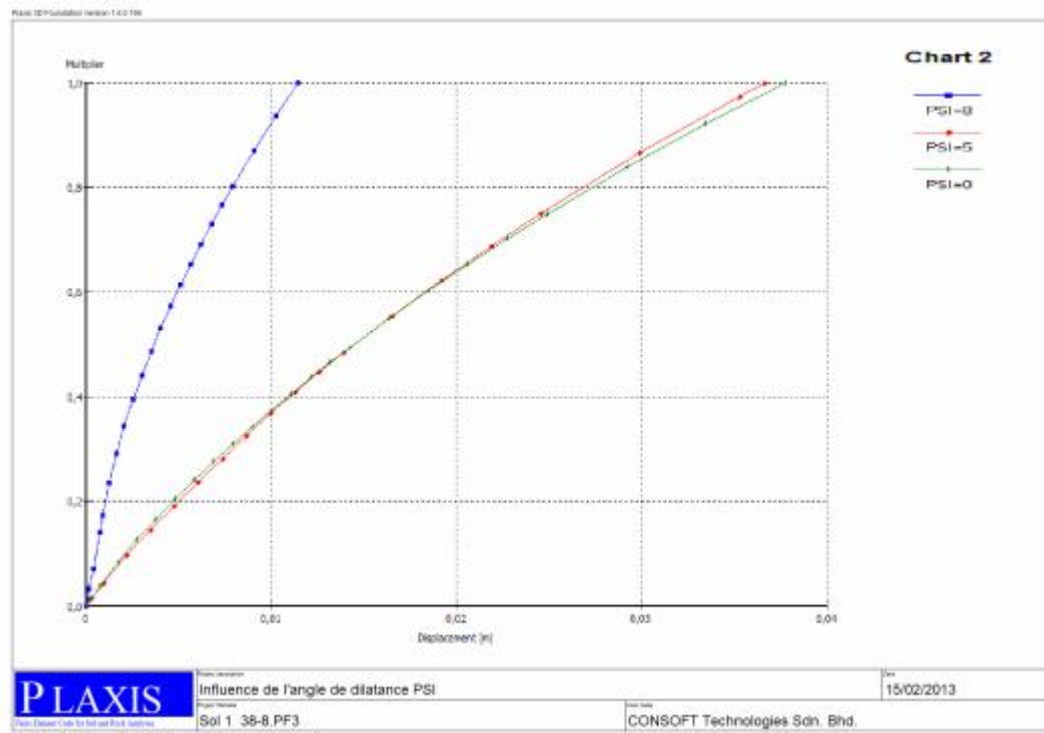


Figure 4. 23 L'évolution des déplacements horizontaux selon la variation de l'angle de dilatance

Tableau 4. 11 Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 03 simulations selon la variation de l'angle de dilatance ψ .

N° modèle	Type de maillage	Chargement [kN]	ψ [°]	U_z [m]
1^{er} Modèle	Medium	400	8	0,011
2^{eme} Modèle	Medium	400	5	0,037
3^{eme} Modèle	Medium	400	0	0,038

La figure 4.23 et le tableau 4.11 nous montrent ce qui suit :

- Le plus grand déplacement a été observé lorsque l'angle de dilatance $\psi=0$ et il est de l'ordre de 0,038 m.
- On note que la plus grande différence est trouvée entre le 1er et le 3eme modèle, ou la diminution de l'angle de dilatance de 8° à 0° a provoqué des déplacements 03 fois supérieurs.
- Les deux (02) modèles relatifs aux deux (02) valeurs de ψ ; 5° et 8° sont très semblables et quasi confondus.

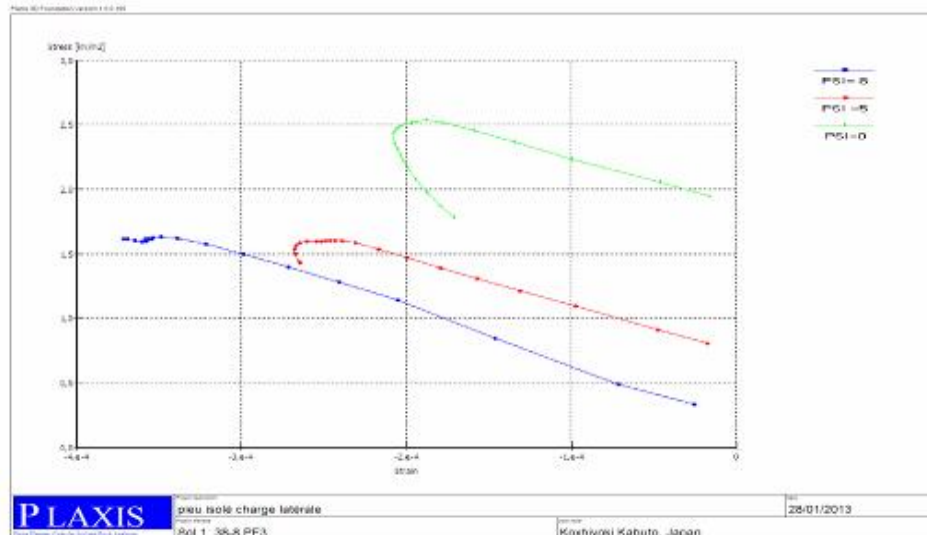


Figure 4. 24 Courbe Contraintes –Déformations en tête de pieu selon la variation de l’angle de dilataance ψ

La variation des contraintes-déformations sur la figure 4.24 confirme les résultats précités, et les déformations obtenues sont inversement proportionnelles à l’angle de dilataance (ψ).

4.3.7.3 Conclusion :

La valeur de ψ dans le dimensionnement des pieux vis-à-vis le chargement latéral joue un rôle très important, et cette simulation nous a permis d’apercevoir que la variation de ψ de 8° à 0° fait augmenter 03 fois le déplacement latéral d’environ.

4.3.8 L’effet de la variation de l’angle de frottement (ϕ)

4.3.8.1 Définition du modèle

Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu sont identiques que celui de l’exemple précédent. Les paramètres de sol introduits dans le code de calcul Plaxis 3D sont comme suit :

Cohésion :	$c = 0$ kPa
Angle de frottement :	$\phi =$ Variable (03 cas) $38^\circ, 35^\circ, 30^\circ$
Angle de dilataance :	$\psi = 8^\circ$
Poids volumique du sol :	$\gamma_s = 18$ kN/m ³
Poids volumique du sol sec :	$\gamma_d = 16$ kN/ m ³
Module de Young :	$E_s = 23000$ kPa
Coefficient de Poisson :	$\nu_s = 0.37$

4.3.8.2 Discussion des résultats

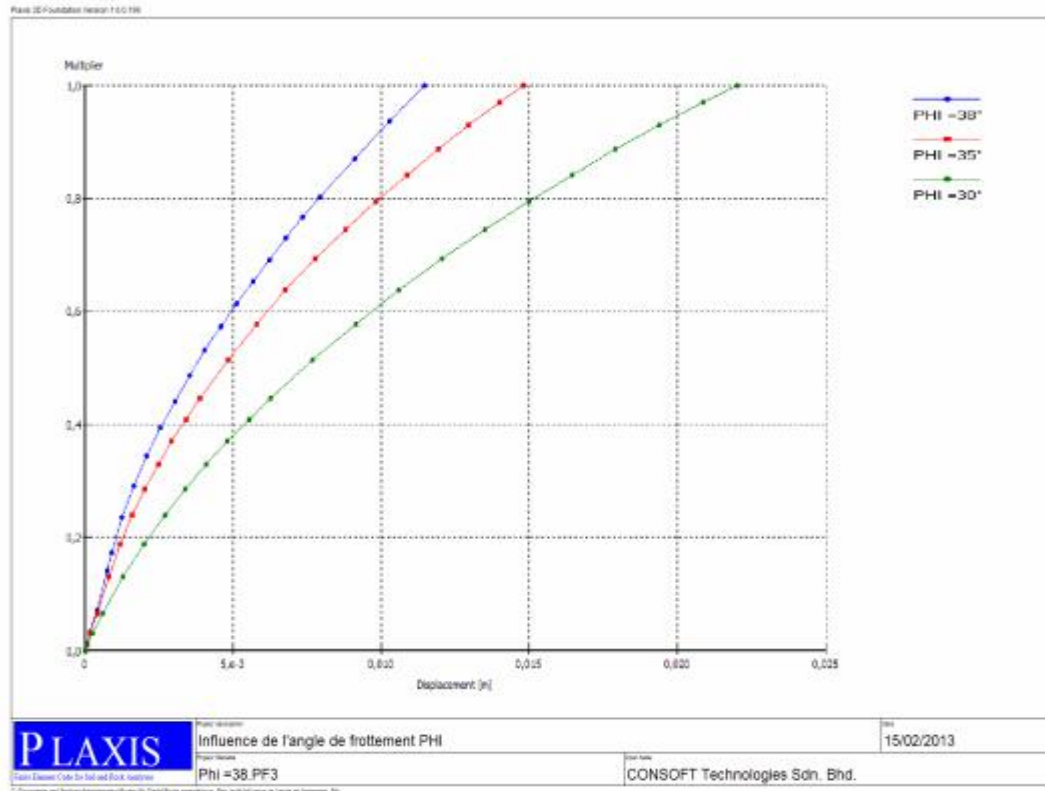


Figure 4. 25 L'évolution des déplacements horizontaux selon la variation de l'angle de frottement (φ)

Tableau 4. 12 Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 03 simulations

N° Modèle	Type de maillage	Chargement [kN]	φ [°]	U_z [m]
1 ^{er} Modèle	Medium	400	38	0,011
2 ^{eme} Modèle	Medium	400	35	0,015
3 ^{eme} Modèle	Medium	400	30	0,022

La figure 4.25 et le tableau 4.12 nous montrent ce qui suit :

- Le plus grand déplacement a été observé lorsque l'angle de dilatance $\varphi = 30^\circ$ et il est de l'ordre de 0,022 m.
- On note que la plus grande différence est trouvée entre le 1er et le 3eme modèle, ou la diminution de l'angle de frottement de 38° à 30° a provoqué des déplacements 02 fois supérieurs.

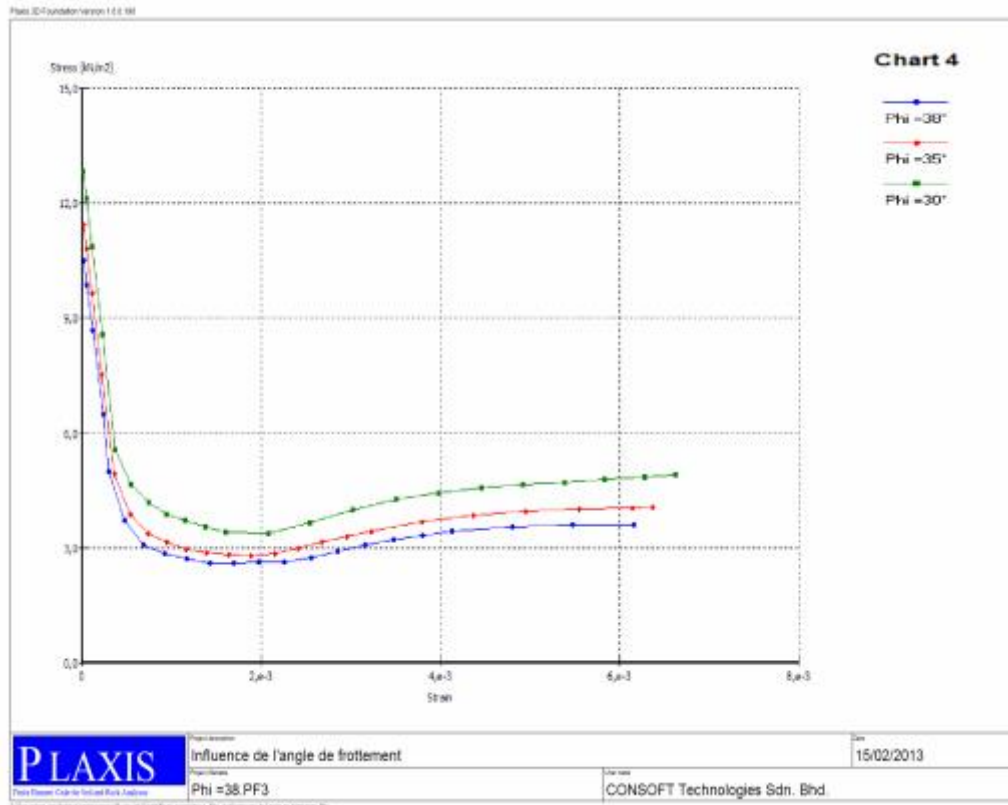


Figure 4. 26 Courbe Contraintes –Déformations selon la variation de l'angle de frottement (φ)

La variation des contraintes-déformations sur la figure 4.26 confirme les résultats discutés ci-haut , et les déformations obtenues sont inversement proportionnelles à l'angle de frottement (φ) .

4.3.8.3 Conclusion :

Comme le cas de l'angle de dilataance, le choix de la valeur de φ dans le dimensionnement des pieux vis-à-vis le chargement latéral joue un rôle très important, et cette étude a révélé que la variation de φ de 38° à 30° fait augmenter 02 fois environ le déplacement latéral

4.3.9 Influence de la nappe phréatique :

Afin d'étudier l'effet de la nappe phréatique sur le comportement du pieu isolé, quatre simulations ont été effectuées sur le même système sol-pieu. Les mêmes paramètres ainsi que les mêmes conditions aux limites ont été réutilisés. Les niveaux retenus de la nappe phréatique dans ces simulations sont situés respectivement dans l'ordre en tête de pieu à 2m, à 5m et à 10m. Ces hauteurs sont mesurées à partir de la surface du sol. Le sol est toujours modélisé par le modèle de Mohr-Coulomb.

4.3.9.1 Définition du modèle :

Les caractéristiques physiques et mécaniques du sable et du pieu sont les mêmes caractéristiques déjà utilisées dans les précédentes simulations.

Cohésion :	$c = 0 \text{ kPa}$
Angle de frottement :	$\varphi = 38^\circ$
Angle de dilataance :	$\psi = 8^\circ$

Poids volumique du sol : $\gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3$
Poids volumique du sol sec $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$
Module de Young : $E_s = 23000 \text{ kPa}$
Coefficient de poisson : $\nu_p = 0.37$

Le pieu a une forme circulaire, une longueur $L = 10 \text{ m}$ et un diamètre $d = 0.50 \text{ m}$. Il est en béton armé avec les propriétés élastique suivantes : le module de Young $E_p = 23.10^9 \text{ kPa}$, un coefficient de Poisson $\nu_p = 0.15$ et un poids volumique $\gamma_p = 25 \text{ kN/m}^3$

4.3.9.2 Discussion des résultats

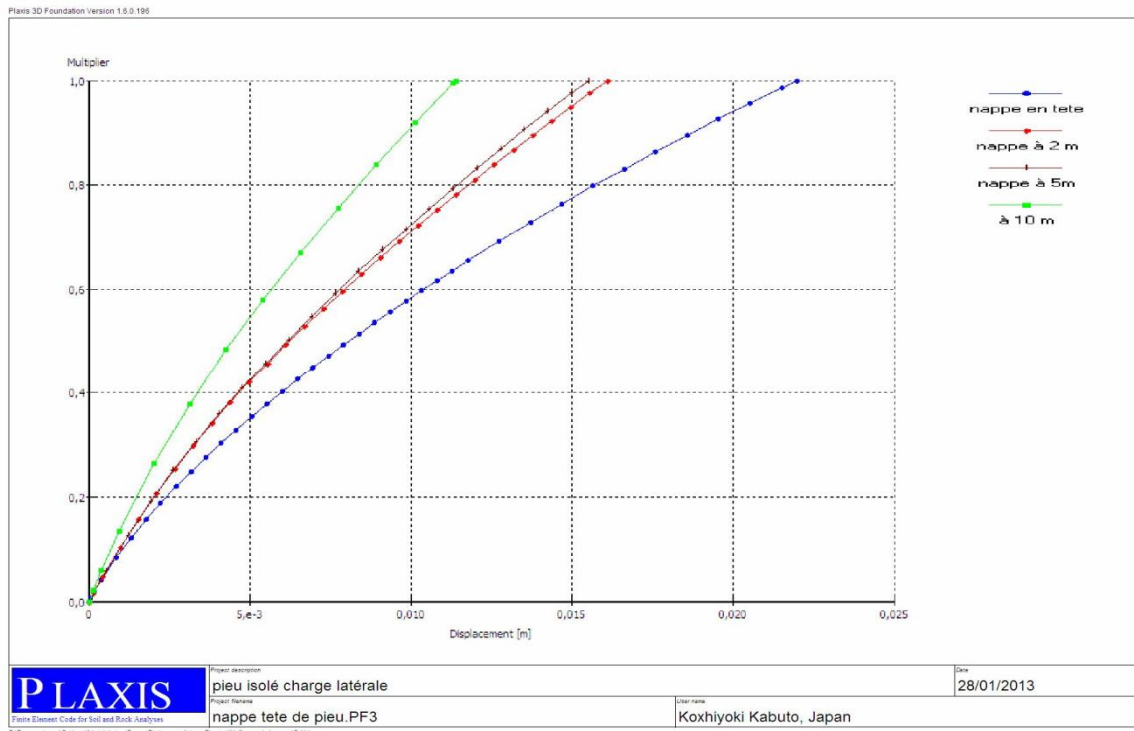


Figure 4. 27 L'évolution des déplacements horizontaux selon la variation du niveau de la nappe.

La figure 4.27 donnée ci-dessus illustre les déplacements horizontaux d'un point pris en tête de pieu. De cette figure on peut observer ce qui suit :

- On notera que les déplacements augmentent avec la surélévation du niveau de la nappe et ces résultats étaient plausibles.
- Le plus grand déplacement a été trouvé lorsque le niveau de la nappe se situe en tête de pieu, et il est de l'ordre de 0,022 m .
- On note aussi que ce déplacement est réduit de 50% lorsque le niveau de la nappe est pris à 10 m.

Tableau 4. 11 Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 04 simulations.

Niveau de la nappe	Type de maillage	Chargement [kN]	U_z [m]
En tête de pieu	Medium	400	0,022
A 2 m	Medium	400	0,016
A 5 m	Medium	400	0,015
A 10 m	Medium	400	0,011

Le tableau 4.11 récapitule les résultats des déplacements trouvés en tête de pieu en prenant plusieurs niveaux de la nappe phréatique.

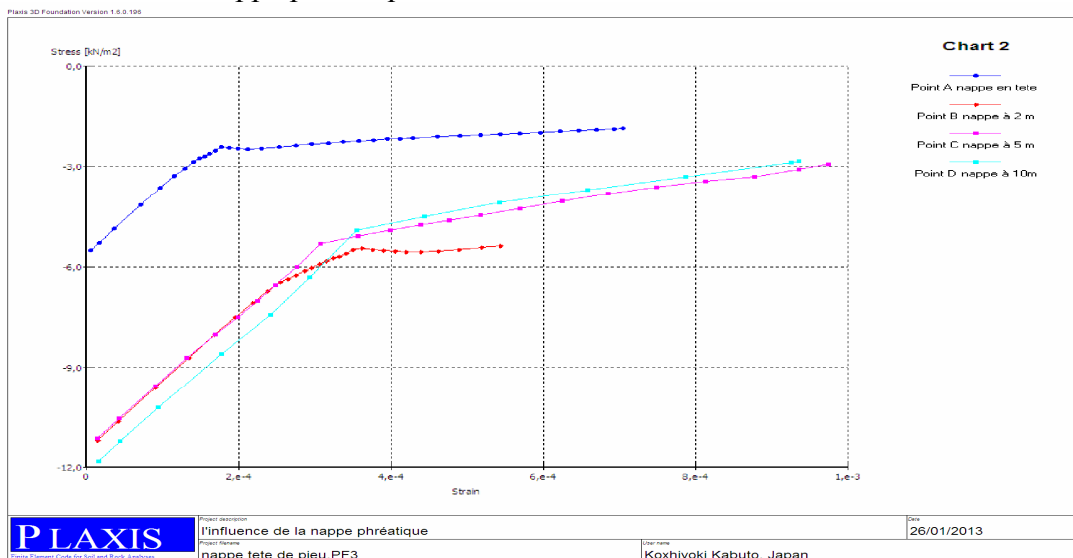


Figure 4. 28 Courbe contraintes – déformations en tête de pieu (en fonction de la variation du niveau de la nappe).

En terme de contrainte effective qui remplace la notion de contrainte totale grâce à la présence d'une pression interstitielle due à l'eau, les courbes contraintes effectives - déformations de la figure 4.28 montrent bien que la présence de la nappe phréatique joue un rôle important dans le dimensionnement des pieux. Son influence est plus marquée lorsque le niveau de la nappe se situe en surface.

4.3.9.3 Conclusion

L'effet de l'existence de la nappe a été étudié. Il a été constaté que sa présence engendre une amplification des déplacements horizontaux et des déformations horizontales essentiellement quand son niveau augmente jusqu'à la surface.

4.3.10 Effet du chargement combiné :

Afin d'étudier l'influence du chargement combiné sur le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement statique en tête, 04 simulations ont été réalisées en faisant varier le chargement vertical de 0, 100, 200, 300 kN et en maintenant le chargement horizontal constant et égal à 400 kN.

4.3.10.1 Définition du modèle :

Les paramètres de sol (Argile molle) introduits dans le code de calcul sont comme suit :

Cohésion :	$c = 10 \text{ kPa}$
Angle de frottement :	$\phi = 21^\circ$
Angle de dilatance :	$\psi = 0^\circ$
Poids volumique du sol :	$\gamma_s = 16 \text{ kN/m}^3$
Poids volumique du sol sec	$\gamma_d = 14 \text{ kN/m}$
Module de Young :	$E_s = 8500 \text{ kPa}$
Coefficient de poisson :	$\nu_p = 0.15$

Pour les conditions hydrauliques, la nappe phréatique n'est pas considérée. Le pieu a les mêmes caractéristiques utilisées auparavant.

4.3.10.2 Discussion et interprétation des résultats :

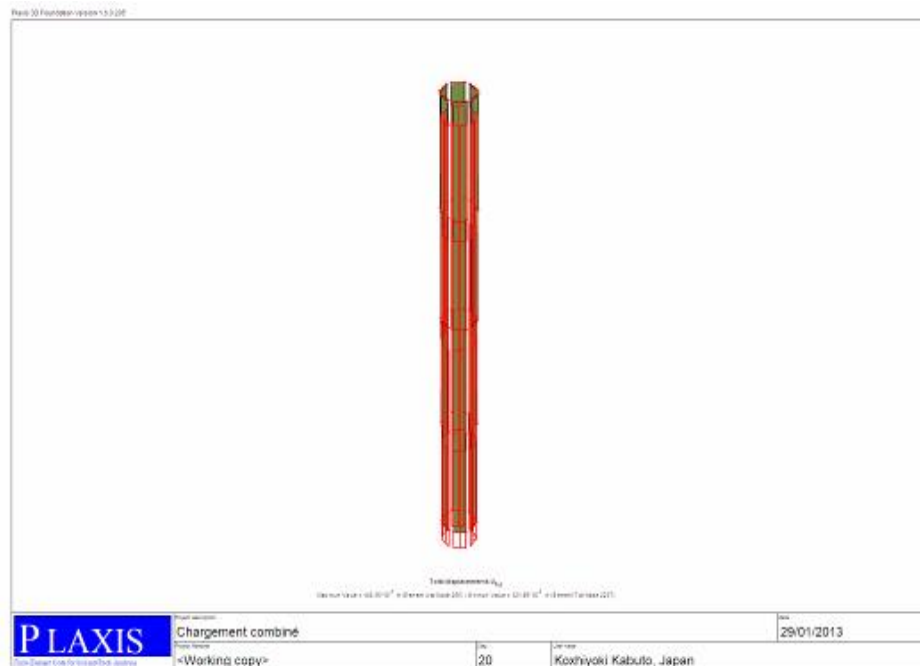


Figure 4. 29 La déformée du pieu pour le 2eme cas ($F_h=400 \text{ kN}$, $F_v=100 \text{ kN}$)

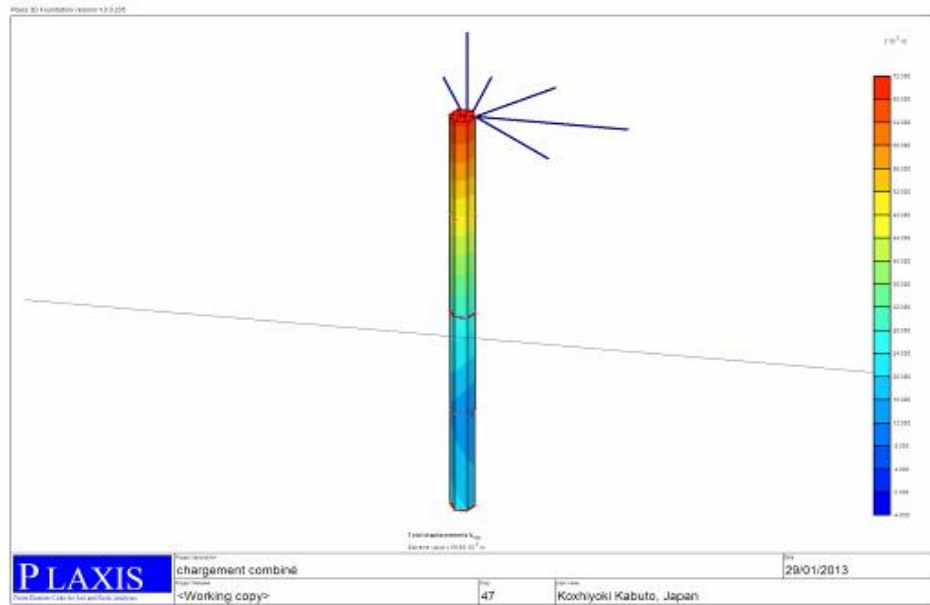


Figure 4. 30 La répartition du déplacement total sur le long du pieu

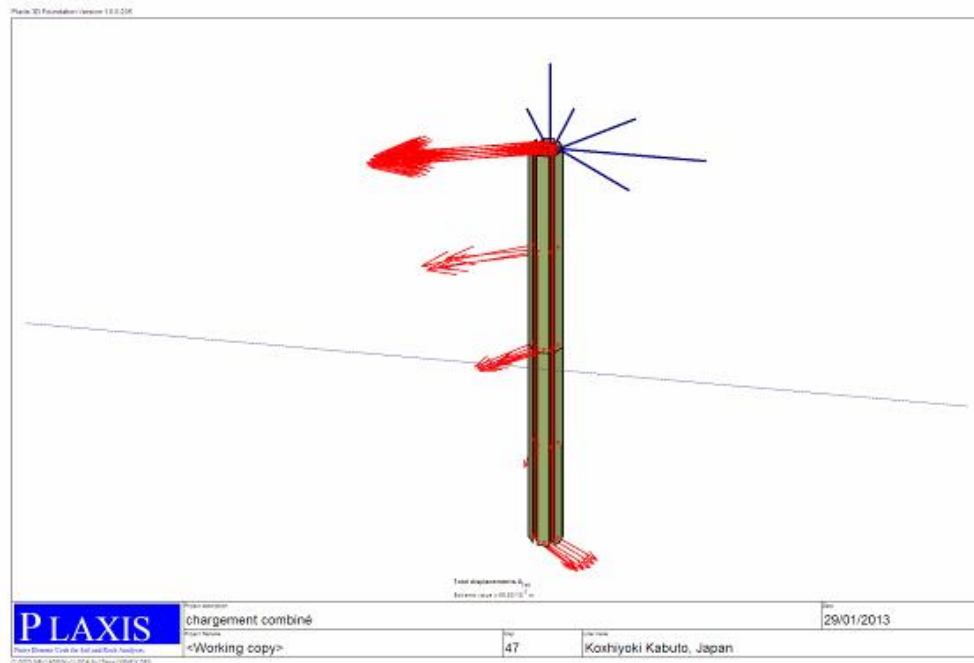


Figure 4. 31 Schématisation du déplacement du pieu (y compris l'élément d'interface entourant le pieu) .

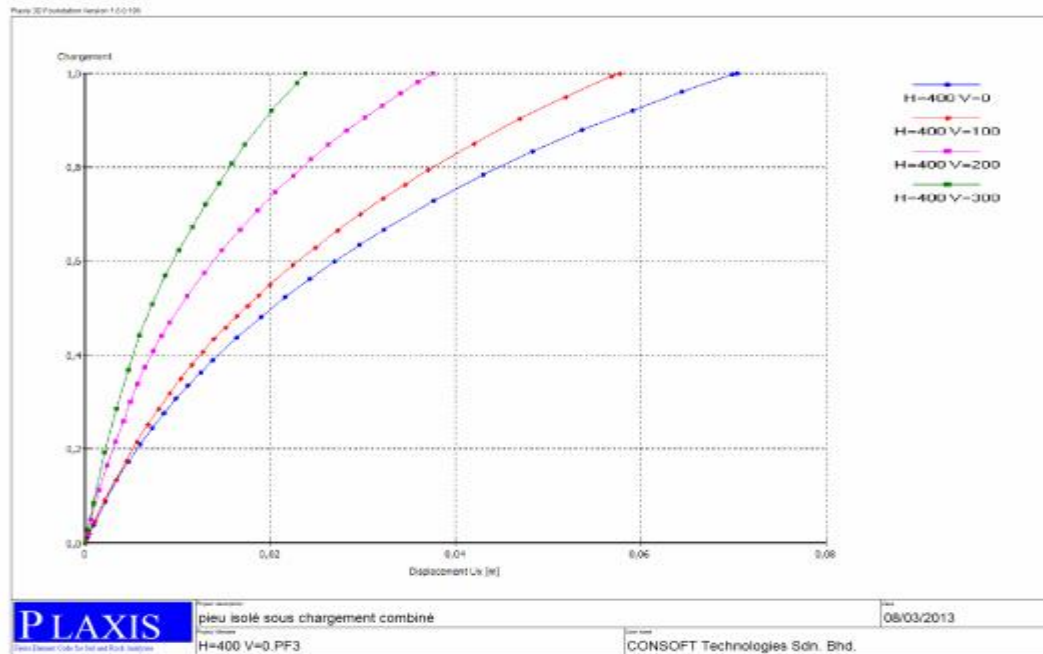


Figure 4. 32 L'évolution des déplacements horizontaux U_x selon la variation du chargement vertical.

La figure 4.32 représente l'évolution du déplacement horizontal du pieu sous l'effet d'un chargement combiné. De cette figure, on peut observer ce qui suit :

- Le déplacement horizontal diminue sous l'effet de l'augmentation du chargement vertical.
- La plus grande différence a été constatée entre un chargement vertical nul et 400 kN, la différence est de l'ordre de 65 %.

Tableau 4. 12 Récapitulatif des 04 simulations du chargement combiné.

N° de Simulation	Chargement horizontal [kN]	Chargement vertical [kN]	U_z [m]
1ere Simulation	400	0	0,070
2eme Simulation	400	100	0,058
3eme Simulation	400	200	0,038
4eme Simulation	400	300	0,024

4.3.10.3 Conclusion :

L'influence du chargement combiné a été étudiée sous l'angle de la variation du chargement vertical .Le chargement combiné a sensiblement réduit les déplacements horizontaux du pieu isolé.

Chapitre 5

Etude paramétrique d'un groupe de pieux (3X3) soumis à un chargement latéral

5.1 Introduction :

La présente étude paramétrique a pour but d'étudier l'effet des différents paramètres structurels et géotechniques sur le comportement d'un groupe de pieux soumis à un chargement latéral.

Avant d'entamer l'étude paramétrique du modèle Plaxis 3D, nous allons essayer en premier partie de le valider avec le modèle analytique proposé par H.S Chore (H.S Chore et al, 2012). Ce dernier propose un modèle simplifié du pieu interagissant avec un sol élasto-plastique.

Dans une deuxième partie, on traite les études paramétriques suivantes :

- Effet de l'espacement entre pieux.
- Influence de la variation du diamètre du pieu.
- Effet de la rigidité du pieu.
- Effet du coefficient d'interface sol-pieu.
- Effet de la rigidité du sol.
- Influence de la profondeur de la nappe phréatique.
- Effet du choix du modèle de comportement du sol.

Le sol dans cette étude est défini élasto-plastique selon le critère de rupture Mohr Coulomb drainé. Le pieu, en béton armé, est défini en état totalement élastique. La modélisation en éléments finis du système sol-pieux est réalisé par le code de calcul Plaxis 3D v 1.6.

5.2 Validation du Modèle du groupe de pieux :

Afin de valider le modèle du comportement de groupe de pieux, on a choisi le modèle analytique proposé par H.S Chore (H.S Chore et al, 2012 « Non-linear analysis of pile groups subjected to lateral loads using p-y curve »).

5.2.1 Principes de la méthode :

Les principales hypothèses du modèle proposé par H.S Chore et al. 2012 sont comme suit :

- Le pieu est modélisé d'une manière unidimensionnelle comme une poutre reposant sur des appuis élastiques, chaque nœud a 6 degré de liberté, la matrice de rigidité élémentaire $[K]_e$ est définie comme suit :

$$[K]_e = \int_0^L [B]^T [D] [B] dz \quad (5-1)$$

Où $[B]$ est la matrice contrainte –déformation et $[D]$ est la matrice qui constitue l'élément poutre. (figure 5.1)

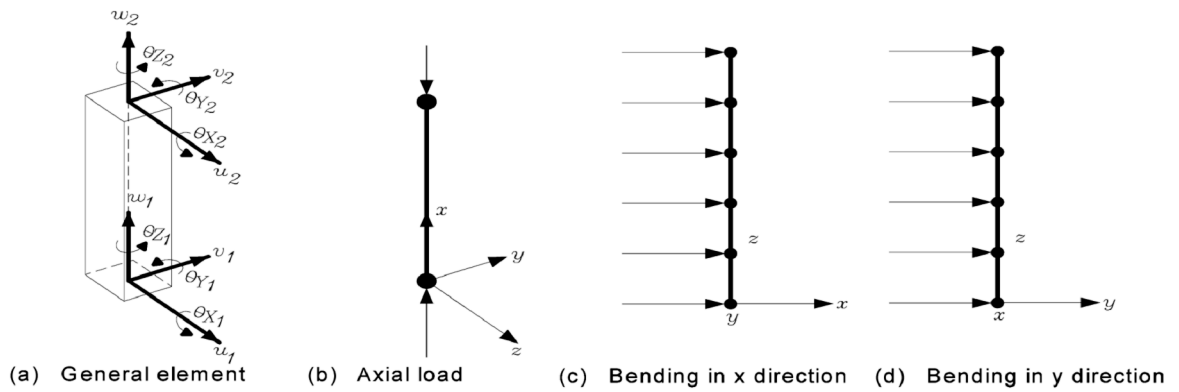


Figure 5. 1 Représentation de l'élément poutre selon Desai et al. (1981) Cité par (H.S Chore et al, 2012).

•Le sol est représenté par une série de ressorts linéaires qui ne sont pas couplés dans les trois (03) directions X, Y, Z. La réaction du sol $\{p_x, p_y, p_z\}$ dans n'importe quel point est décrite par la relation suivante :

$$\begin{Bmatrix} p_x \\ p_y \\ p_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_{sx} & 0 & 0 \\ 0 & E_{sy} & 0 \\ 0 & 0 & E_{sz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \\ w \end{Bmatrix} \quad (5-2)$$

Avec :

p_x, p_y, p_z : la réaction du sol dans les trois (03) directions X, Y, Z

E_{sx}, E_{sy}, E_{sz} : sont les modules de réaction du sol dans les trois (03) directions X, Y, Z

•Le comportement du sol est du type non linéaire, la relation chargement-déplacement développée est caractérisée par la relation suivante :

$$\frac{dp}{dy} = \frac{k(1 - \frac{p}{pu})}{1 + \frac{ky}{pu}} \quad (5-3)$$

Avec :

pu : est la réaction ultime du sol à la profondeur z exprimée en kN/m.

5.2.2 Définition du modèle de validation :

Le modèle consiste à étudier le comportement d'un groupe de deux (02) pieux en série G2PS munis d'une semelle de liaison et celui de trois (03) pieux en série G3PS munis d'une semelle de liaison.

Les pieux ont une longueur $L = 3$ m et un diamètre $d=0.30$ m, en béton armé avec les propriétés élastique suivantes : le module de Young $E_p = 0.3605 \times 10^8$ kPa, un coefficient de Poisson $\nu_p = 0.15$ et un poids volumique $\gamma_p = 40$ kN/m³.

L'espacement est pris égal à trois (03) fois le diamètre et est constant pour toutes les simulations.

La semelle de liaison a les dimensions suivantes : 1,50 m/0,60m/0,60 m pour le cas du groupe G2PS et 2,40m/0,60 m/0,60m pour le cas du groupe G3PS, elle est en béton avec les mêmes propriétés élastiques que le pieu (figure 5.2).

Le sol est défini par les caractéristiques suivantes : $E_s=4267 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_s=17,2 \text{ kN/m}^3$, une cohésion $c=28 \text{ Kpa}$ et un angle de frottement interne $\phi=38^\circ$, et pour le cas du modèle Plaxis, il obéit à une loi de comportement élastique parfaitement plastique type Mohr-Coulomb.



Figure 5. 2 Représentation du groupe de pieux G2PS et G3PS.

Les figures 5.3 et 5.5 présentent le maillage en éléments finis choisi pour les 02 cas respectivement G2PS et G3PS. Les déplacements aux frontières du maillage sont imposés nuls : limite gauche, limite droite et au fond du massif.

Les figures 5.4 et 5.6 montrent la représentation système semelle-pieux par le code calcul Plaxis pour les 02 cas respectivement G2PS et G3PS.

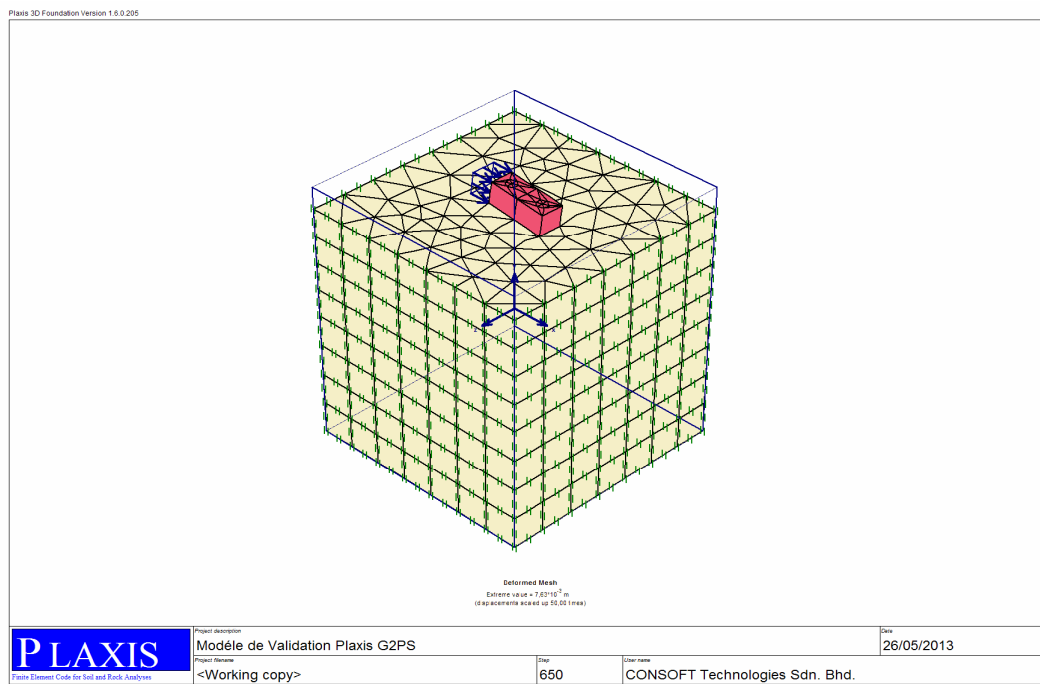


Figure 5. 3 Discrétisation du système Sol-Pieu (G2PS) –Semelle de liaison par le logiciel Plaxis

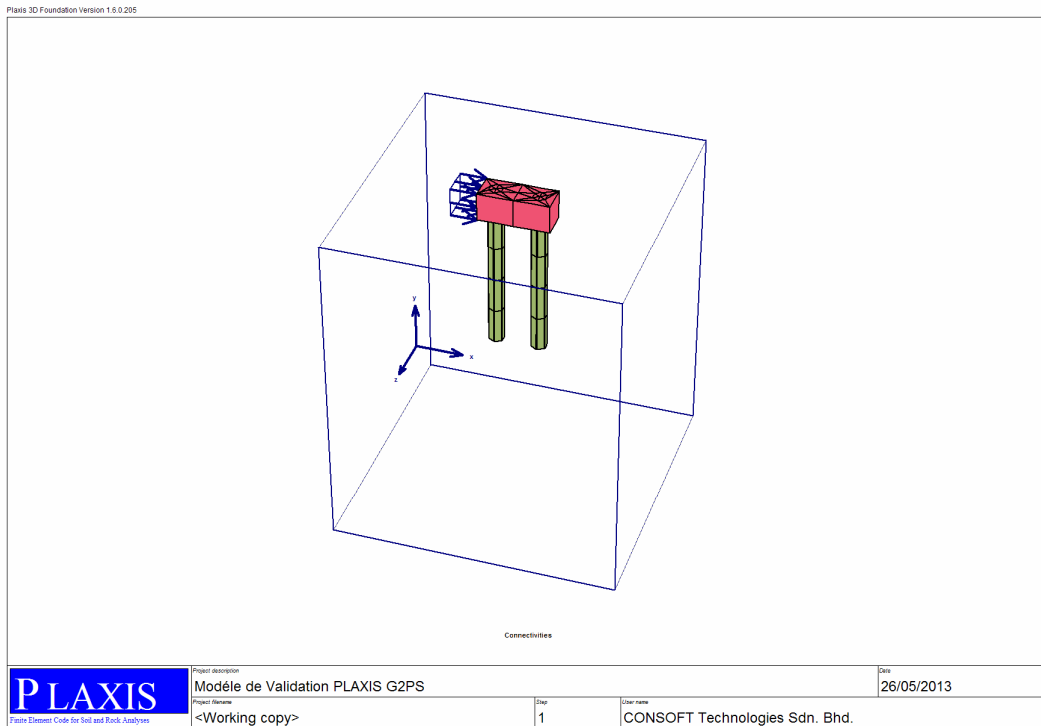


Figure 5. 4 Représentation du système Semelle-Pieux (G2PS) par le logiciel Plaxis.

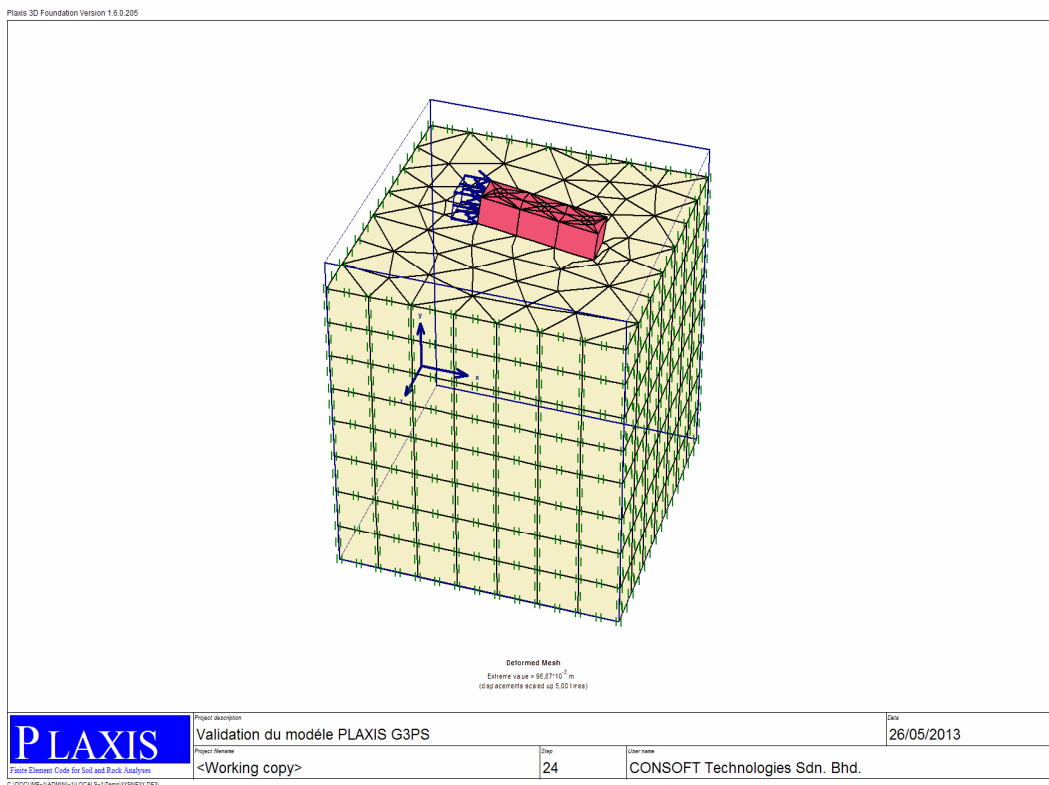


Figure 5. 5 Discretisation du système Sol-Pieux (G3PS) –Semelle de liaison par le logiciel Plaxis.

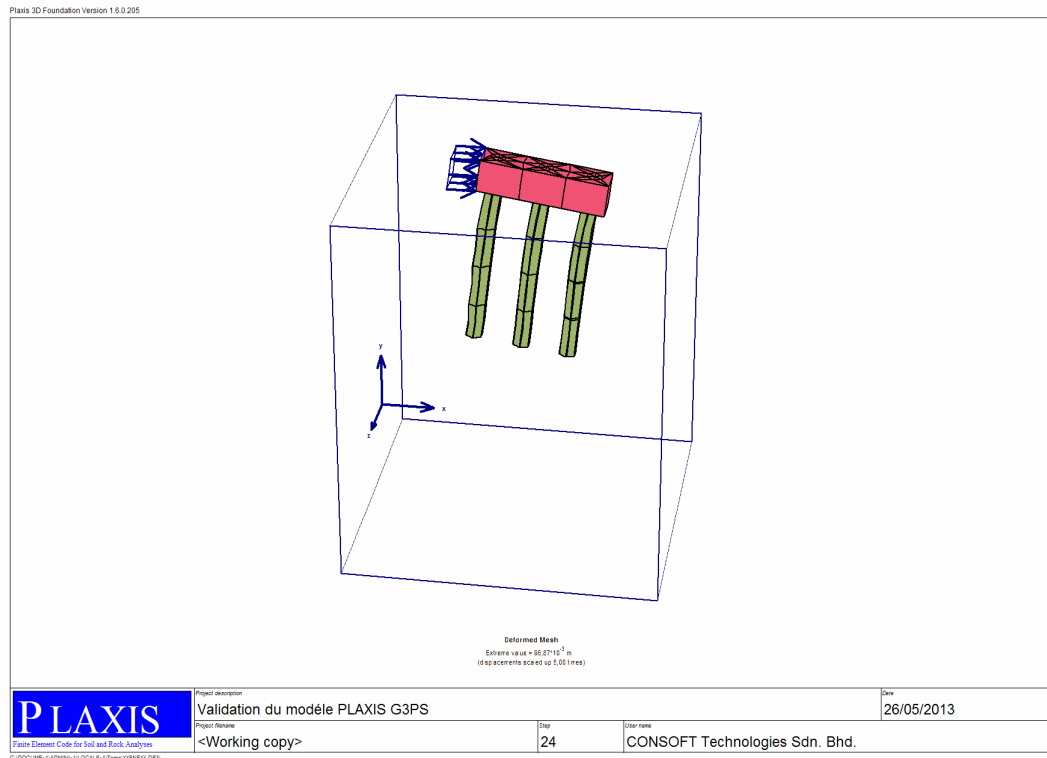


Figure 5. 6 Représentation du système semelle-pieux (G3PS) par le logiciel Plaxis.

5.2.3 Discussion des résultats des simulations

La figure 5.7 représente la variation du déplacement horizontal en tête du pieu du point A pour le cas d'un groupe de deux (02) pieux, en fonction du taux de chargement. Les principales remarques qui se dégagent sont comme suit :

- Pour un niveau de chargement inférieur à 10% du chargement total, les deux (02) courbes sont presque confondues, la différence des résultats entre les 02 modèles est de l'ordre de 17 %.
- Au-delà de ce seuil de chargement (10 %) ; les déformations plastiques font leurs apparitions essentiellement sur le modèle Plaxis ce qui n'est pas le cas du modèle de Chore dont le déplacement reste proportionnel au chargement jusqu'à la fin du chargement
- Lorsque le chargement atteint sa valeur maximale c.à.d. 100 %, les déplacements latéraux sont de l'ordre de 0,184 m pour le modèle Plaxis, et seulement 0,118 m pour le modèle de Chore ce qui représente une différence de 35 %.

La prise en compte des non linéarités du sol dans la formule 5.3 proposé par le modèle Chore n'est pas très représentative, contrairement au modèle Plaxis qui décrit mieux les sols dans la phase de plasticité.

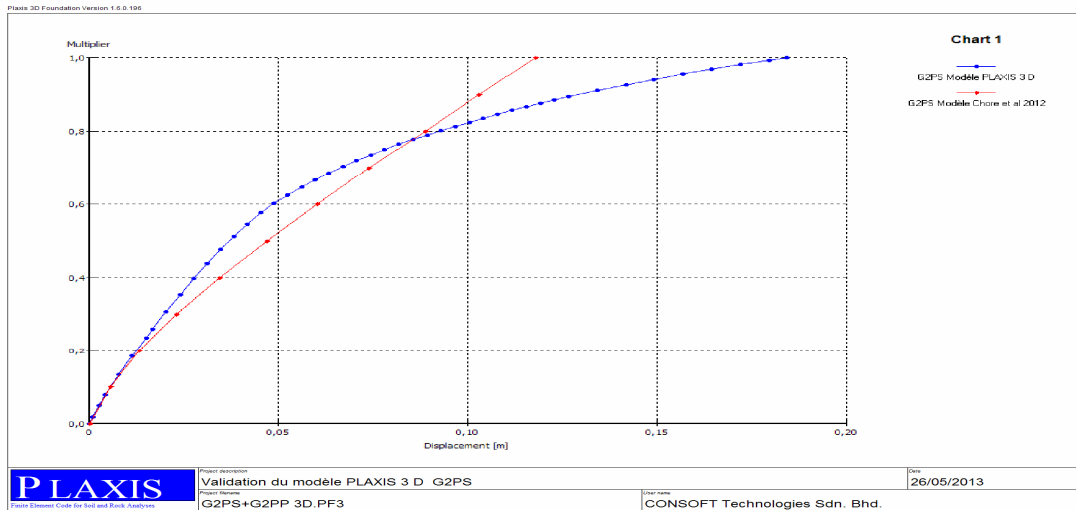


Figure 5. 7 L'évolution du déplacement U_x en tête des pieux G2PS en fonction du chargement.

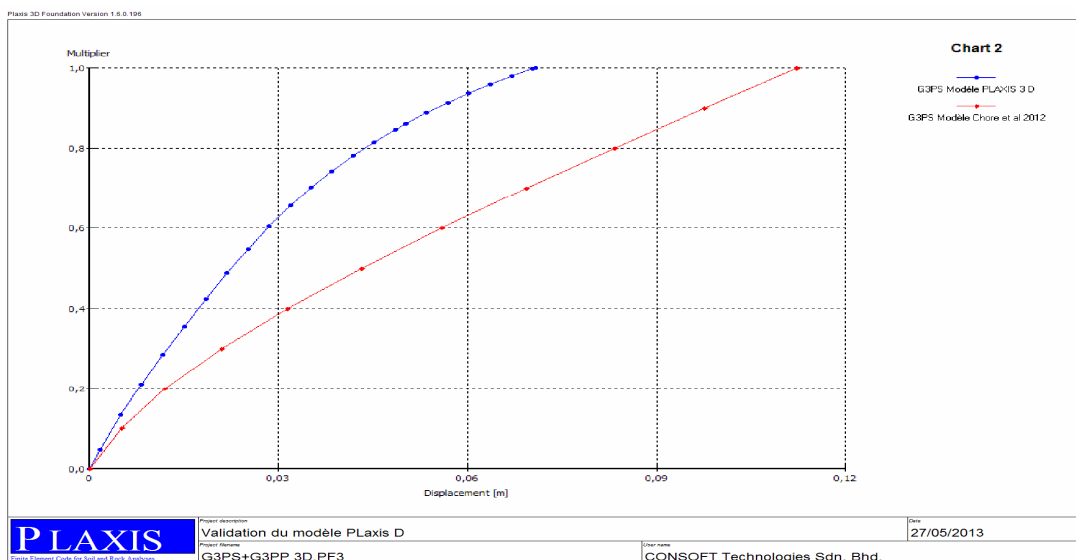


Figure 5. 8 L'évolution du déplacement U_x en tête des pieux G3PS en fonction du chargement.

La figure 5.8 illustre la variation du déplacement horizontal en tête du pieu du point B pour le cas d'un groupe de trois (03) pieux, en fonction du taux de chargement. Les principales remarques qui peuvent être tirées de cette figure sont suit :

- Pour un niveau de chargement inférieur à 20% du chargement total, les deux (02) courbes sont quasiment confondues.
- La courbe chargement-déplacement relative au modèle Plaxis a une allure élastoplastique, contrairement à celle du modèle de Chore qui a une allure élastique malgré l'amplification du chargement.
- Lorsque le chargement atteint sa valeur maximale c.à.d. 100 %, les déplacements latéraux sont de l'ordre de 0,071 m sur le modèle Plaxis, et seulement 0,112 m pour le modèle de Chore ce qui représente une différence de 36 %.
- L'ajout du 3^{ème} pieu dans le modèle Plaxis, a sensiblement diminué le déplacement latéral

puisque le déplacement était de 0.184 m pour le groupe G2PS et atteignant seulement 0.071m (soit -61%) pour le groupe G3PS. Cette observation n'est pas valable pour le modèle Chore (soit -5.1%).

5.2.4 Conclusion :

Cette étude comparative entre un modèle analytique simplifié et celui en éléments finis de Plaxis montre l'importance de la phase plastique traitée par la loi de comportement Mohr-Coulomb utilisée par le logiciel. La simplicité du modèle de Chore repose sur une modélisation du pieu comme une poutre unidimensionnelle et la prise en compte des non linéarités des sols uniquement par la diminution de la rigidité. La déformation des pieux est ainsi sous-évaluée.

5.3 Etude paramétrique d'un groupe de pieux (3×3) :

5.3.1 Définition du modèle de référence :

Le modèle du groupe de pieux (3×3) a été modélisé en 3D. La zone du modèle du massif s'étend latéralement sur 40 m. Sa profondeur est de 20 m ce qui représente 2 fois la longueur du pieu. En ce qui concerne les conditions aux limites, les déplacements verticaux et horizontaux aux frontières du modèle sont supposés nuls. Le système sol-pieux est discrétisé à l'aide des options de maillage tridimensionnel du logiciel. Chaque élément fini possède 15 nœuds avec 3 degrés de liberté. Le chargement latéral statique est de 1000 kN/m² appliqué par incréments sur le côté de la semelle, cette dernière a les dimensions suivantes 8,00 m/8,00 m/2,00 m.

Le pieu a une longueur égale à 10 m et un diamètre de 0.50 m. Il est modélisé par une loi de comportement linéaire élastique. Le sol est modélisé par une loi de comportement élastoplastique du type Mohr-Coulomb. Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu et du sol sont récapitulées dans le tableau 5.1.

Tableau 5. 1 Propriétés physiques et mécaniques du modèle de référence.

Matériau	Modèle	Type	γ_d kN/ m3	γ_s kN/ m3	E kN/m ²	ν	C Kpa	φ (°)	ψ (°)
Pieu	Elastique linéaire	Non poreux	25	-	2. 10 ⁹	0.30	-	-	-
Semelle	Elastique linéaire	Non poreux	25	-	2. 10 ⁹	0.30	-	-	-
Argile Compacte	Mohr-Coulomb	Drainé	18	20	12820	0,33	15	30	0

5.3.2 Effet de la variation de l'espacement entre pieux :

5.3.2.1 Définition du modèle :

Dans cette partie, on s'intéresse à l'influence de l'espacement entre les pieux sur les déplacements horizontaux de la semelle de liaison et les moments fléchissant sur les pieux. Quatre (04) cas de groupement de pieux seront traités : 2d, 3d, 4d et 6d, 'd' étant le diamètre du pieu.

Le système sol-pieux (figure 5.9) est discrétisé à l'aide des options de maillage du logiciel Plaxis en 1030 éléments, chaque élément possède 15 nœuds soit un total de 4612 nœuds. Les déplacements aux frontières du maillage sont imposés nuls.

Etude paramétrique d'un groupe de pieux (3X3) soumis à un chargement latéral

Les caractéristiques physiques et mécaniques du modèle de référence citées dans le tableau 5.1 restent valables pour les quatre (04) simulations. Le changement réside uniquement dans la variation de l'espacement entre pieux.

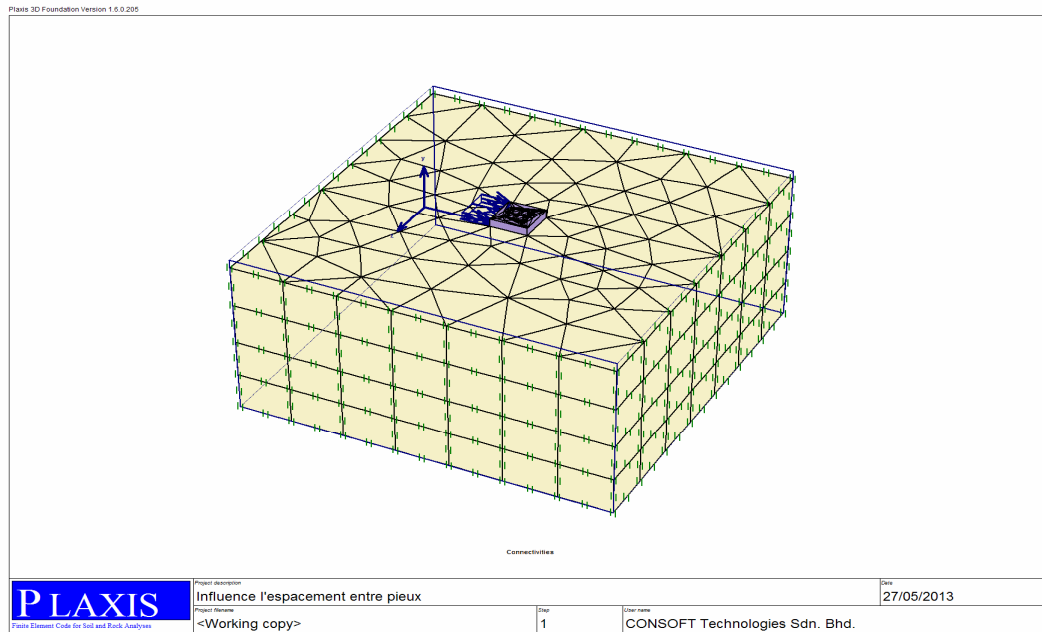


Figure 5. 9 Discrétisation du système du groupe de pieux (3×3) par le logiciel Plaxis.

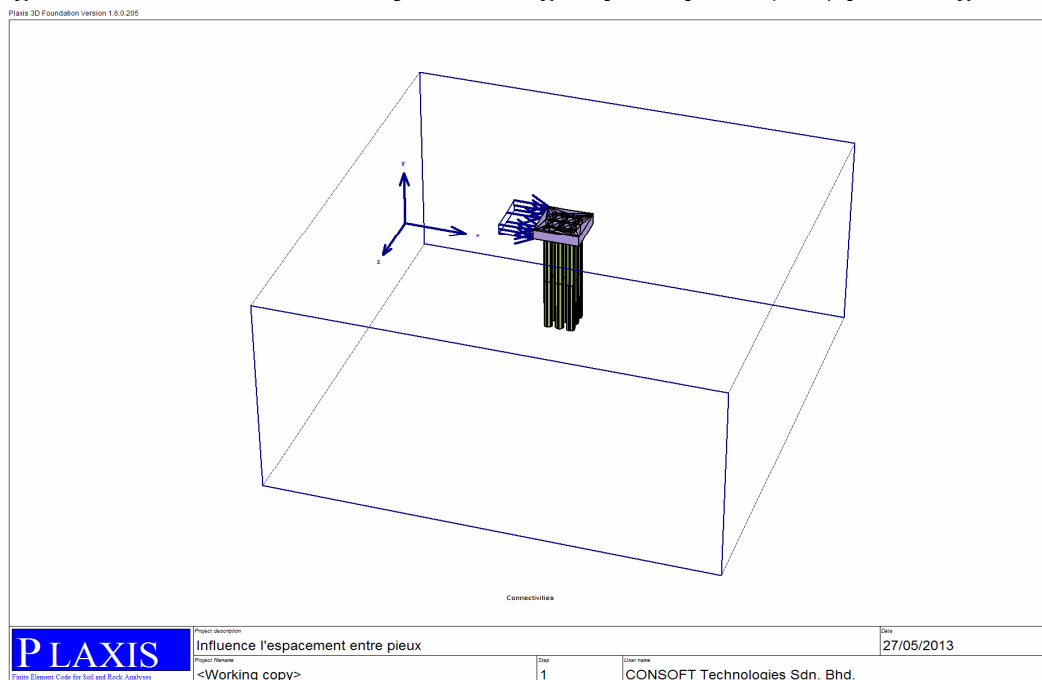


Figure 5. 10 Représentation du système du groupe de pieux (3×3) par le logiciel Plaxis.

La figure 5.10 illustre la représentation du système du groupe de pieux (3×3) par code de calcul Plaxis .

5.3.2.2 Discussion des résultats des simulations :

La figure 5.11 montre la déformée du modèle sous l'effet du chargement horizontal. On remarque sur cette même figure que les déformations sont plus au moins localisées autour de la semelle de liaison, et ces déformations diminuent en s'éloignant de la semelle.

La figure 5.12 montre l'évolution du déplacement horizontal sur le long des pieux. On constate que les déplacements sont très importants en tête des pieux, puis ça diminue en profondeur.

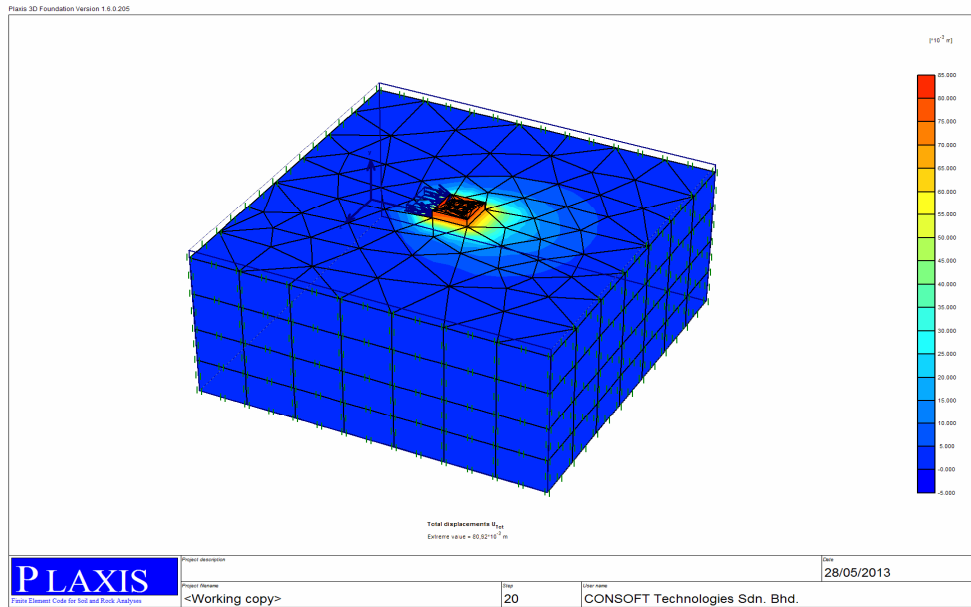


Figure 5. 11 La distribution des déplacements horizontaux du modèle de groupe de pieux (3×3).

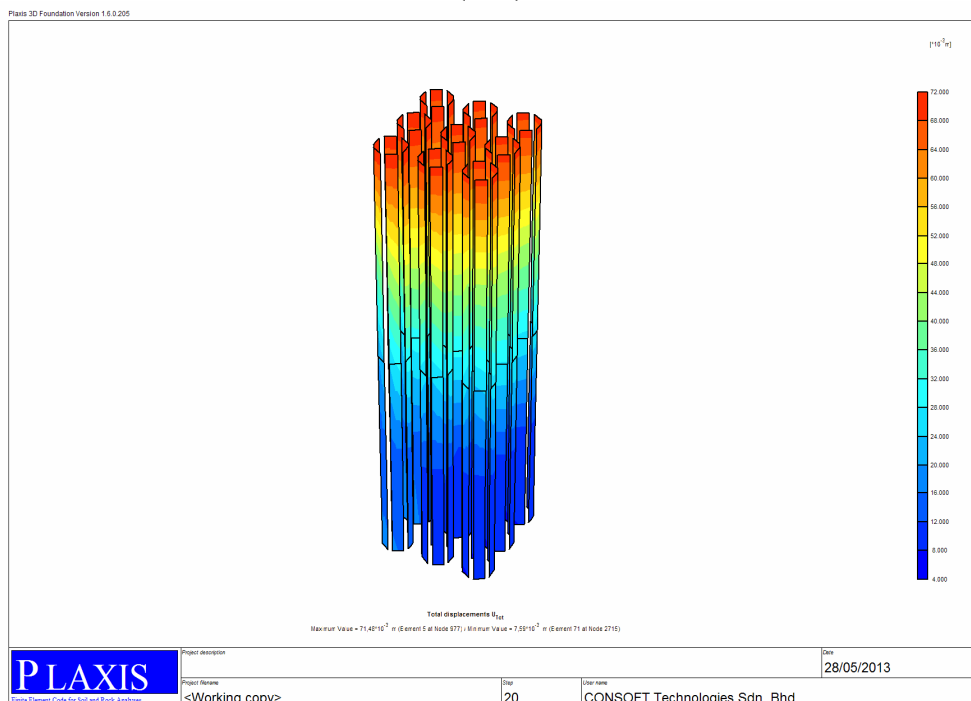


Figure 5. 12 La distribution des déplacements U_x sur le long des 09 pieux du groupe 3×3.

La figure 5.13 représente les déplacements horizontaux des points A, B, C, D qui se situent au niveau du centre de gravité C.D.G (fibre supérieure) la semelle de liaison, pour les différents espacements entre pieux. On peut tirer les remarques suivantes :

- Pour un niveau de chargement inférieur à 40% du chargement total, les quatre (04) courbes sont quasiment confondues, et le déplacement horizontal avoisine 0,020 m. Au delà de ce niveau de chargement, les quatre (04) modèles de groupe de pieux rentrent dans la phase plastique et les déformations sont plus importantes.
- Le déplacement maximal a été enregistré pour le cas d'un entraxe de deux 2d, et il est de 0,078 m.
- On constate aussi que l'augmentation de l'espacement entre pieux sous l'effet du même chargement induit une diminution des déplacements horizontaux de la semelle. Cette diminution est de l'ordre de 6,41 % en passant d'un entraxe de 2d à 3d, et de 9 % de 2d à 4d, et enfin une diminution de 11.53 % pour le passage d'un entraxe de 2d à 6d.
- Cette diminution des déplacements horizontaux peut être expliquée par la superposition et le chevauchement des contraintes dans le sol .En fonction de l'espacement des pieux, la zone de superposition des contraintes et des déformations est plus importante lorsque les pieux sont très peu espacés. Et quand l'espacement augmente, la superposition n'est pas très significative, ce qui se traduit par une diminution des contraintes et des déformations.

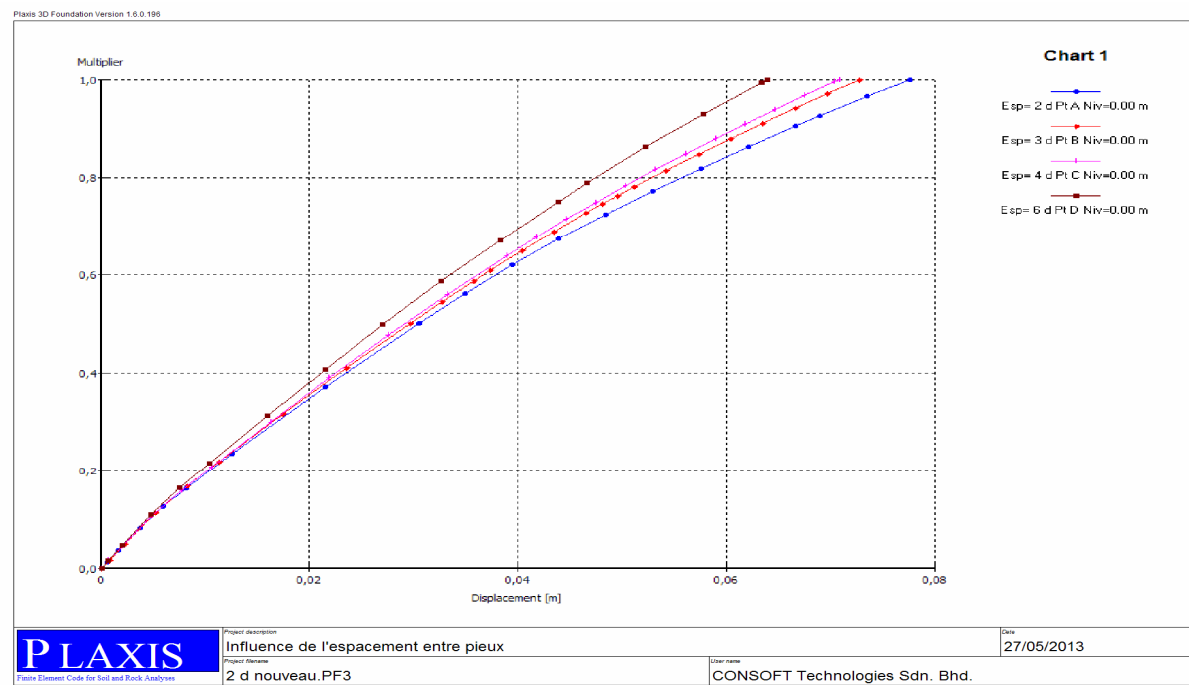


Figure 5. 13 L'évolution des déplacements horizontaux U_x de la semelle de liaison en fonction du chargement.

Les déplacements horizontaux U_x de la semelle selon quatre (04) configurations sont récapitulés dans le tableau 5.2.

Tableau 5. 2 Récapitulation des résultats des déplacements horizontaux U_x .

Entraxe des pieux [m]	Chargement [kN/m ²]	U_x semelle [m]
2 d	1000	0,078
3 d	1000	0,073
4 d	1000	0,071
6 d	1000	0,069

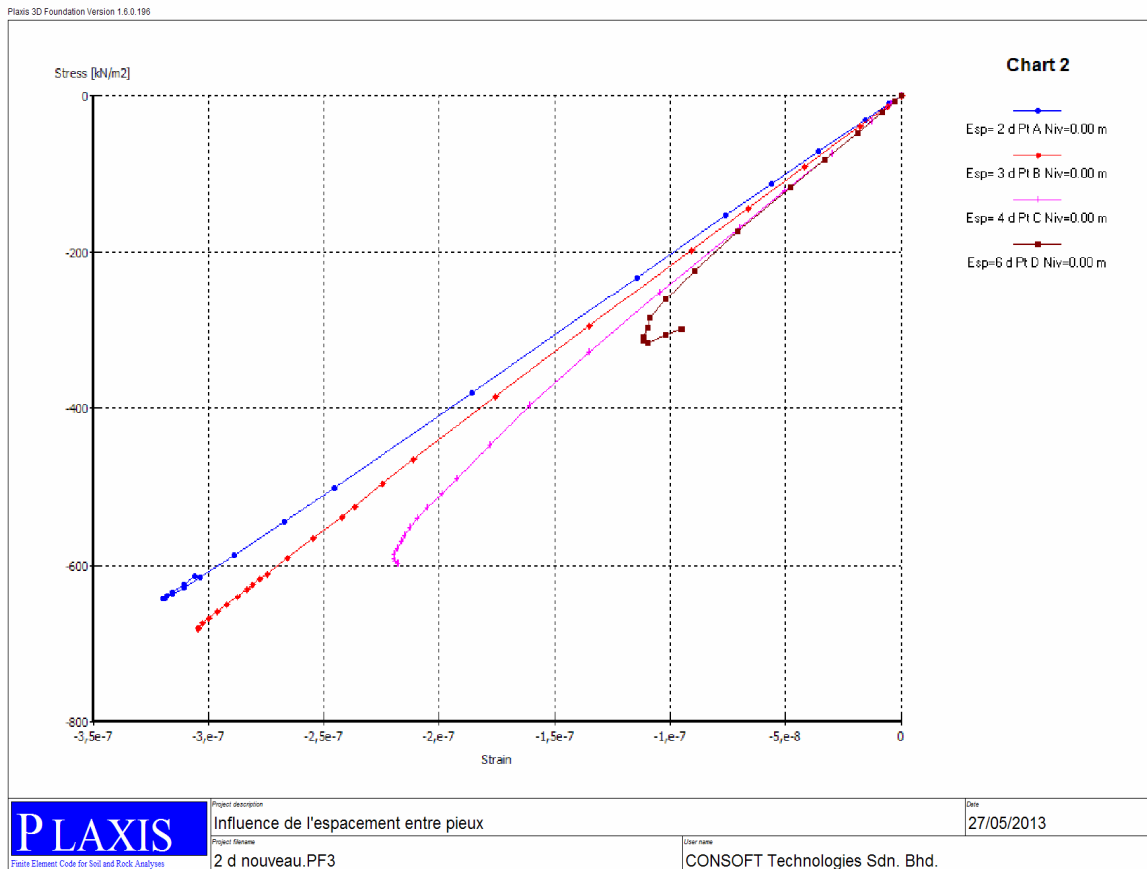


Figure 5. 14 Courbes Contraintes-Déformations au niveau de la semelle de liaison pour les 04 simulations.

La figure 5.14 représente les courbes Contraintes –Déformations pour les quatre (04) configurations cité ci-haut. Cette courbe confirme les mêmes remarques formulées précédemment. En effet, on peut noter que :

- La courbe contrainte –déformation la plus prononcée est celle relative à l’entraxe le plus faible c.à.d. 2d.

- Les courbes contraintes –déformations sont inversement proportionnelle à l'entraxe des pieux.
- Pour un entraxe de 6d, la courbe contrainte déformation atteint un niveau largement inférieur par rapport aux autres courbes.

Les figures 5.15 à 5.18 présentés ci-dessous illustrent la distribution du moment fléchissant le long des pieux du groupe 3×3, sous l'effet d'un chargement horizontal. Il était jugé utile de les présenter pour chaque entraxe.

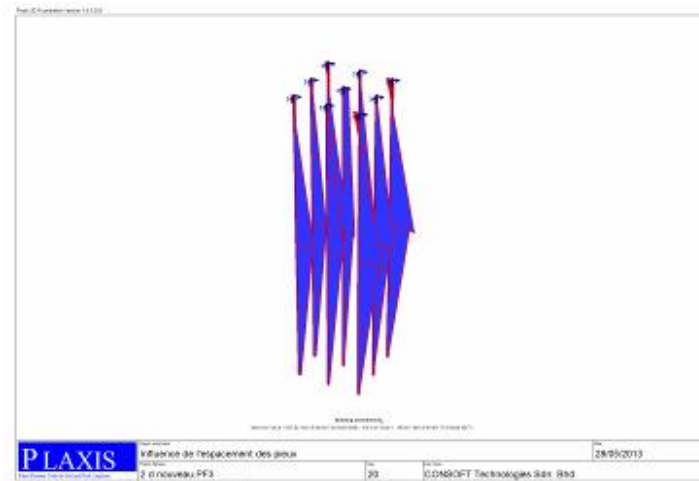


Figure 5. 15 Distribution du moment fléchissant sur le Groupe de pieux 3×3 – Entraxe= 2d.

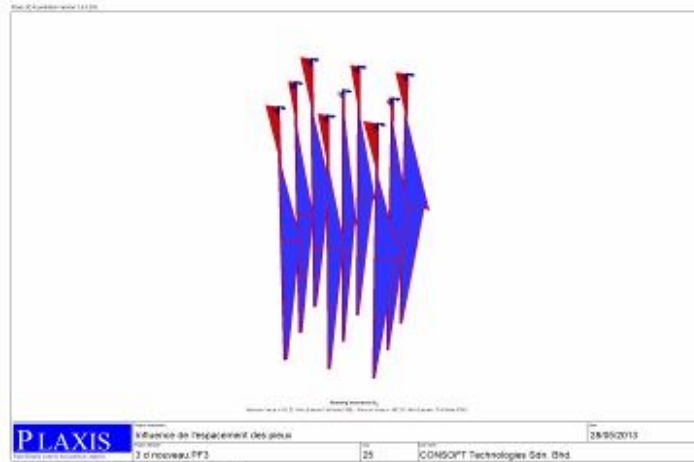


Figure 5. 16 Distribution du moment fléchissant sur le Groupe de pieux 3×3– Entraxe= 3d.

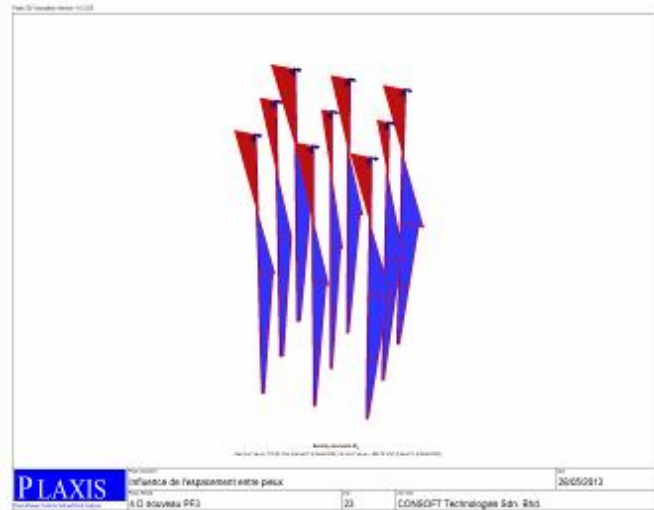


Figure 5. 17 Distribution du moment fléchissant sur le Groupe de pieux 3×3 – Entraxe= 4d.

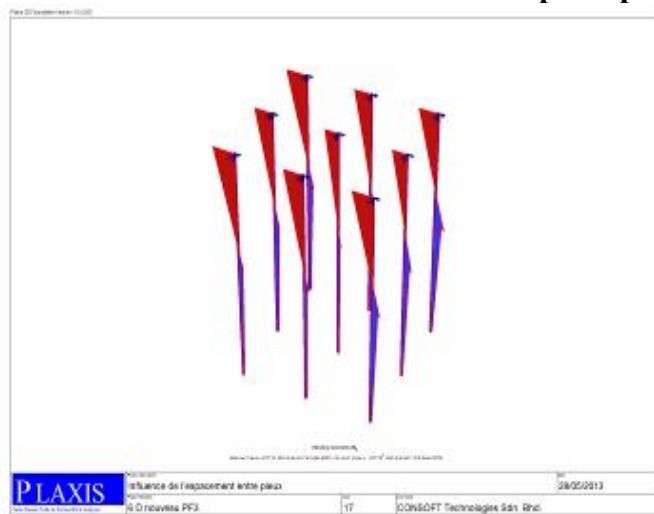


Figure 5. 18 Distribution du moment fléchissant sur le Groupe de pieux 3×3 – Entraxe= 6d.

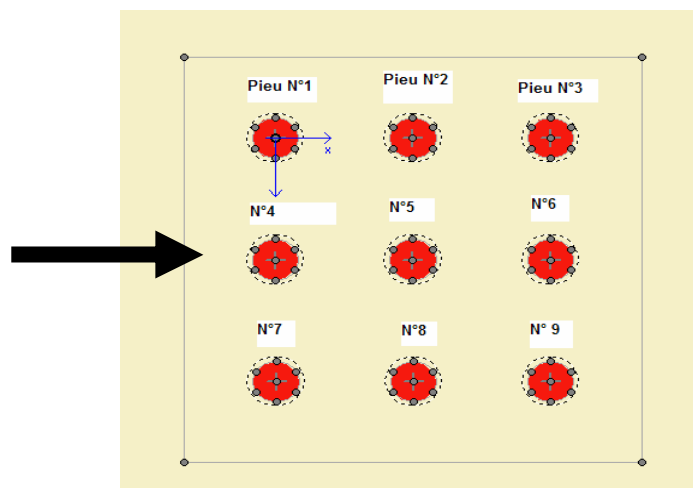


Figure 5. 19 Représentation et numérotation des pieux du groupe 3×3.

La figure 5.19 représente les neuf pieux du Groupe. Ils sont numérotés de 1 à 9 pour faciliter les commentaires et les explications apportées dans l'étude des efforts internes dans les pieux. On note aussi que :

- Les pieux N° 3, N° 6, N° 9 : Pieux de la rangée Avant.
- Les pieux N° 2, N° 5, N° 8 : Pieux de la rangée Intermédiaire.

- Les pieux N° 1, N° 4, N° 7 : Pieux de la rangée Arrière.

Les figures 5.20 à 5.23 représentent la distribution des moments fléchissant sur le long des pieux N°4-N°5-N°6 pour les différents entraxes des pieux.

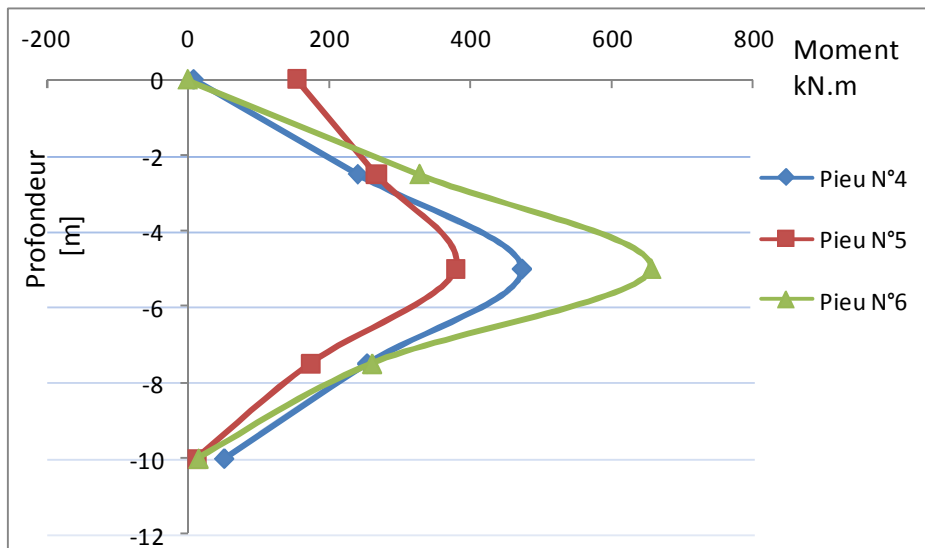


Figure 5. 20 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Entraxe =2 d-

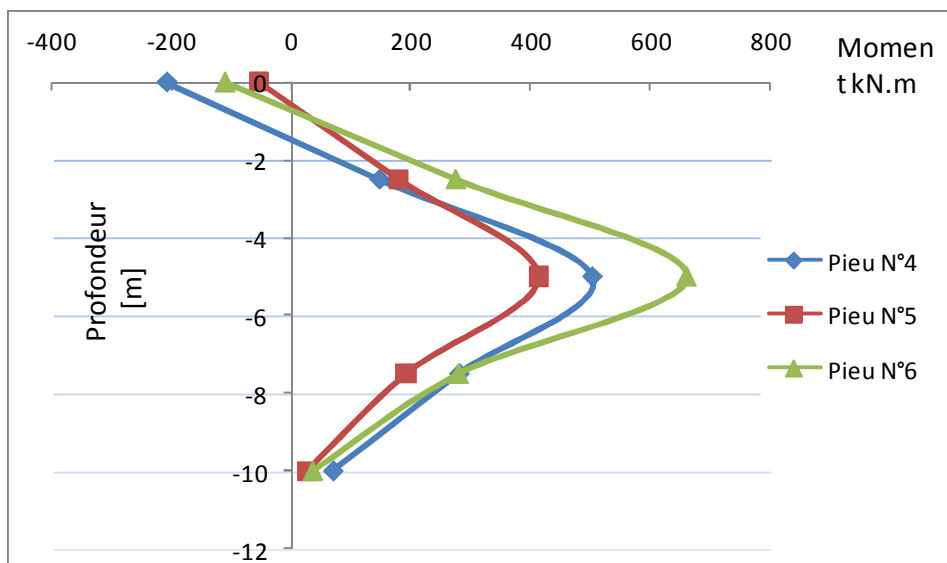


Figure 5. 21 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Entraxe =3 d-

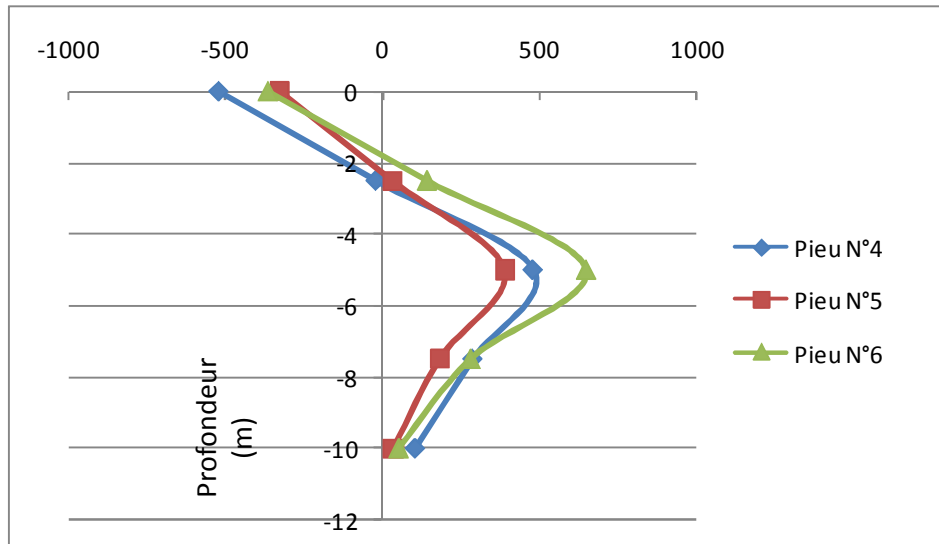


Figure 5. 22 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Entraxe =4d-

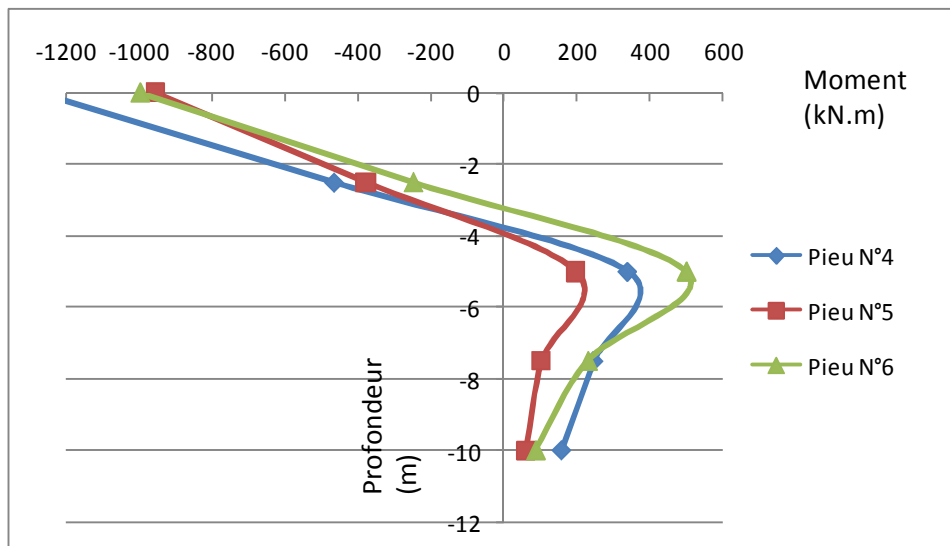


Figure 5. 23 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Entraxe =6d-

Tableau 5. 3 Récapitulatif des moments fléchissant [kN.m] pour les pieux N°4, N°5 et N°6.

Profondeur du pieu [m]	Entraxe = 2 d			Entraxe = 3 d		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	8,47	155,36	-0,95	-208,87	-54,82	-111,47
-2,50	240,14	267,65	327,28	146,83	178,33	274,68
-5,00	471,80	379,94	655,52	502,53	411,49	660,82
-7,50	253,30	173,62	260,18	280,13	190,37	279,49
-10,00	51,76	13,01	14,45	69,36	24,50	35,39

Profondeur du pieu [m]	Entraxe = 4 d			Entraxe = 6 d		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	-518,82	-322,37	-361,58	-1268,02	-953,93	-995,14
-2,50	-18,51	32,99	145,02	-463,81	-378,26	-248,00
-5,00	481,80	388,36	651,61	340,39	197,41	499,14
-7,50	289,82	183,02	283,82	247,67	102,91	229,75
-10,00	106,92	37,34	54,63	159,02	59,72	86,68

Le tableau 5.3 illustre la distribution des moments fléchissant pour les pieux N°4-N°5-N°6 ; d'après ce tableau on constate ce qui suit :

- Les moments fléchissant au niveau des trois (03) pieux sont proportionnels à l'augmentation des entraxes des pieux.
- D'un entraxe de 2 d à 4 d ; le moment max est situé à mi-hauteur des pieux c.à.d. à 5m. On remarque aussi que le moment est maximal au niveau du pieu N°6 relatif à la rangée d'avant par rapport aux pieux N°4 et N°5 relatifs respectivement aux rangées d'arrière et la rangée intermédiaire. Ce phénomène est appelé « **Effet du Groupe** » sous l'effet de la superposition des contraintes et des déformations. Ce phénomène est observé lorsque les pieux sont peu espacés.
- Avec un entraxe de 6 d, les moments fléchissant commencent à s'équilibrer du fait de la régression de l'effet d'ombre et aussi de la non superposition des contraintes et des déformations, et les pieux ont tendance à se comporter comme des pieux isolés.

5.3.2.3 Conclusion :

Le comportement d'un pieu dans un groupe est fort complexe et est très différent du comportement du pieu isolé. Lorsque le pieu est soumis à un chargement transmis par la semelle de liaison, sa résistance vis-à-vis du chargement entraîne une mobilisation de la réaction du sol qui enserre le pieu, ce qui en résulte une superposition des contraintes et des déformations dans le sol. La zone de superposition des contraintes et des déformations est tributaire de l'espacement entre pieux ; elle est plus grande quand les pieux sont très peu espacés, et elle est plus petite quand l'espacement entre les pieux est suffisamment important. De ce fait, le choix de l'espacement entre les pieux dans un ouvrage reste une étape cruciale dans le dimensionnement du groupe de pieux.

5.3.3 Effet de la variation diamètre des pieux :

5.3.3.1 Définition du modèle :

Afin de connaître l'influence de la variation du diamètre du pieu, nous avons effectué 06 simulations numériques en prenant six valeurs différentes de pieu $d=0,50m$; $0,60m$; $0,70m$; $0,80m$ et $d=0,90m$. Le modèle de référence cité dans le tableau 5.1 a été repris en variant uniquement le diamètre des pieux. L'entraxe est maintenu fixe et pris égal à $3,00m$ soit $6d$.

5.3.3.2 Discussion des résultats des simulations :

La figure 5.24 présentée illustre les déplacements horizontaux des points A, B, C, D qui se situent au niveau du C.D.G (fibre supérieure) la semelle de liaison, pour les différents diamètres des pieux. D'après cette figure, on peut tirer les remarques suivantes :

- Pour un niveau de chargement inférieur à 40% du chargement total, les six (06) courbes sont quasiment confondues, et le déplacement horizontal avoisine 0,020m. Au delà de ce niveau de chargement, les six (06) modèles de groupes de pieux rentrent dans la phase plastique et les déformations sont distinctes.
- L'augmentation du diamètre des pieux induit une diminution des déplacements horizontaux ; et le système du groupe de pieux gagne en rigidité et en toute logique cela se répercute sur les déplacements.
- Le déplacement maximal a été enregistré pour le cas du plus petit diamètre c.à.d. $d=0,50\text{m}$, et il est de 0,069 m.
- On constate aussi que l'augmentation du diamètre sous l'effet du même chargement induit une diminution des déplacements horizontaux de la semelle. Cette diminution est de l'ordre de 11,60 % en passant d'un diamètre 0,50m à 0,90m.

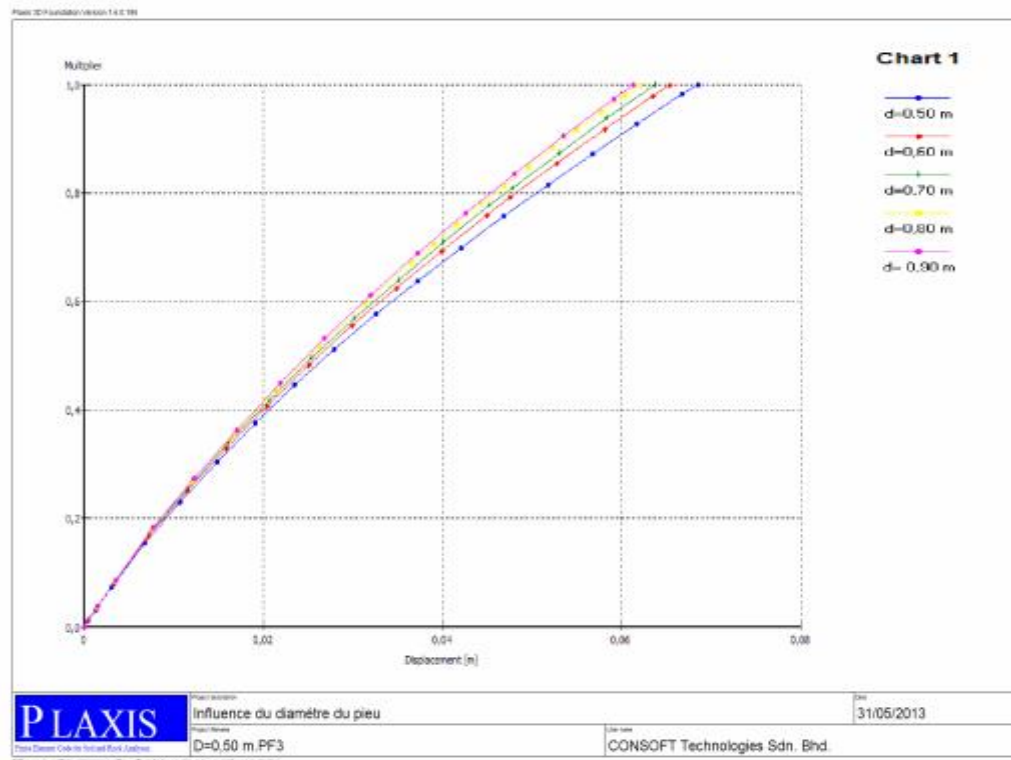


Figure 5. 24 L'évolution des déplacements horizontaux U_x de la semelle de liaison selon la variation du diamètre des pieux.

Le tableau 5.4 récapitule les résultats des déplacements horizontaux de la semelle pour les différents diamètres des pieux.

Tableau 5. 4 Récapitulation des résultats des déplacements horizontaux U_x .

Diamètre des pieux [m]	Chargement [kN/m ²]	U_x semelle [m]
0,50	1000	0,069
0,60	1000	0,065
0,70	1000	0,064
0,80	1000	0,062
0,90	1000	0,061

Les figures 5.25 à 5.29 présentées ci-dessous illustrent la distribution du moment fléchissant le long des pieux du groupe 3×3, sous l'effet d'un chargement horizontal. Il était jugé utile de les présenter pour chaque diamètre.

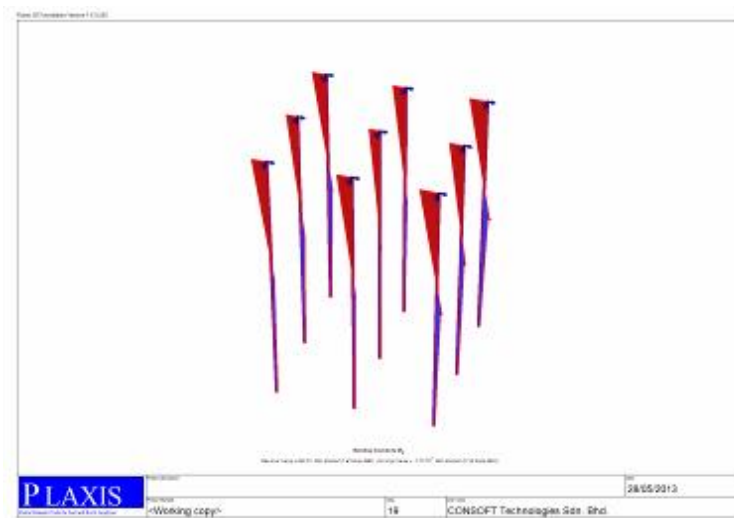


Figure 5. 25 Représentation des moments fléchissant sur le groupe de pieux - d=0,50 m-

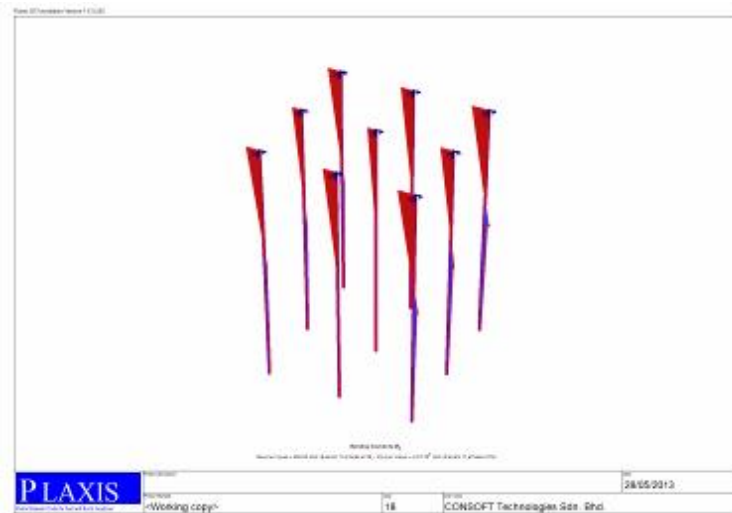


Figure 5. 26 Représentation des moments fléchissant sur le groupe de pieux - d=0,60m-

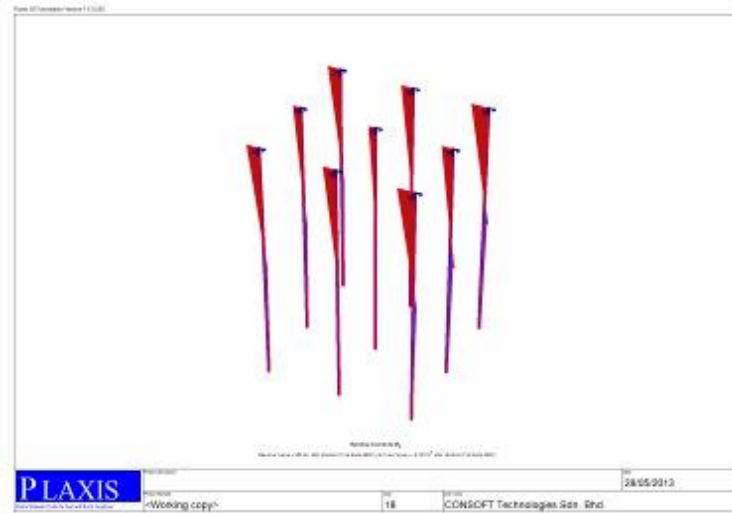


Figure 5. 27 Représentation des moments fléchissant sur le groupe de pieux - d=0,70m-

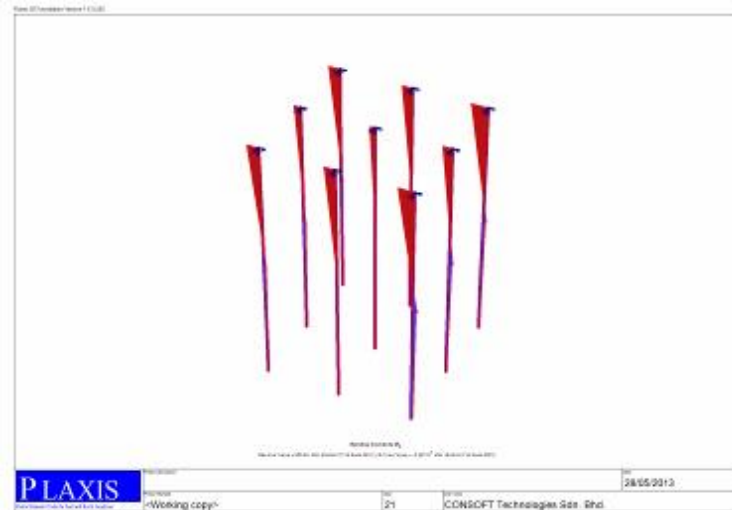


Figure 5. 28 Représentation des moments fléchissant sur le groupe de pieux - d=0,80m-

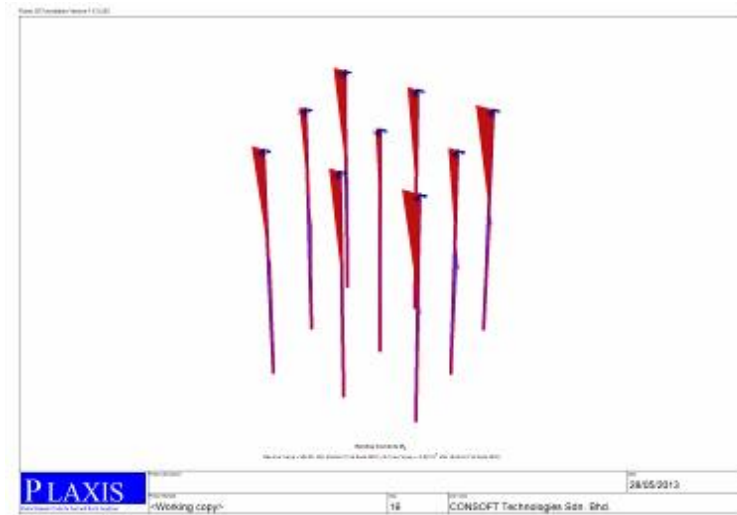


Figure 5. 29 Représentation des moments fléchissant sur le groupe de pieux - d=0,90 m-

Les figures 5.30 à 5.34 représentent la distribution des moments fléchissant sur le long des pieux N°4 - N°5- N°6 pour les différents diamètres des pieux.

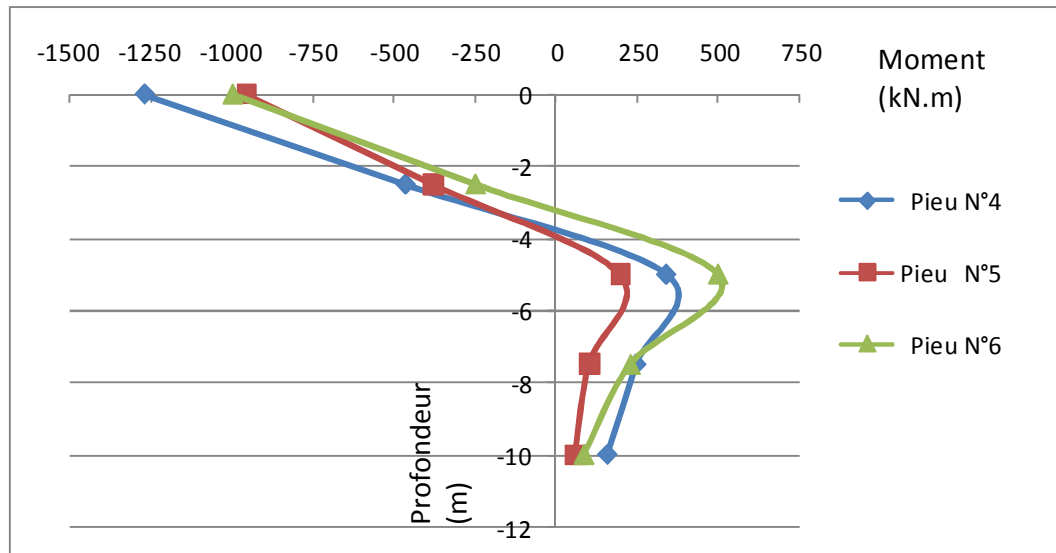


Figure 5. 30 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -d=0,50m-

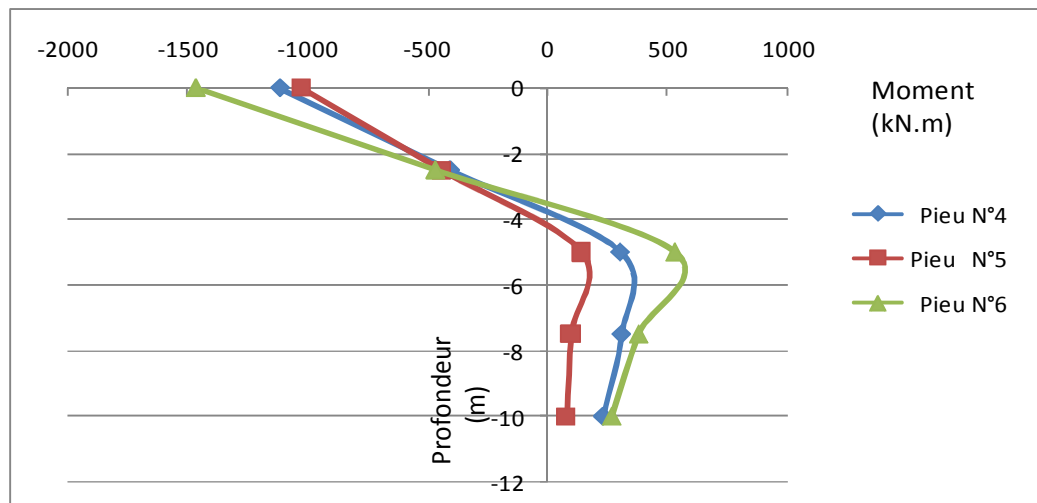


Figure 5. 31 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -d=0,60m-

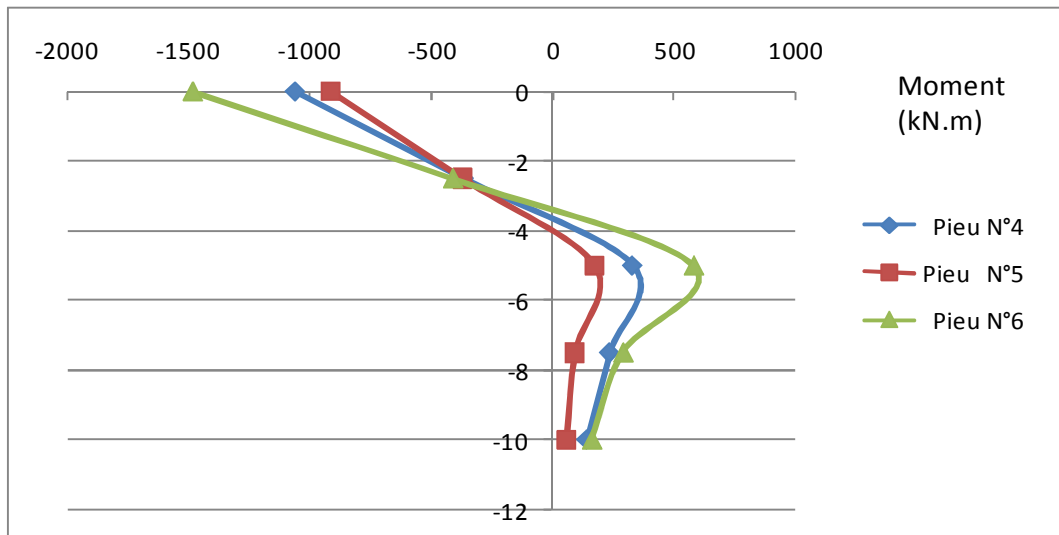


Figure 5. 32 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -d=0,70m-

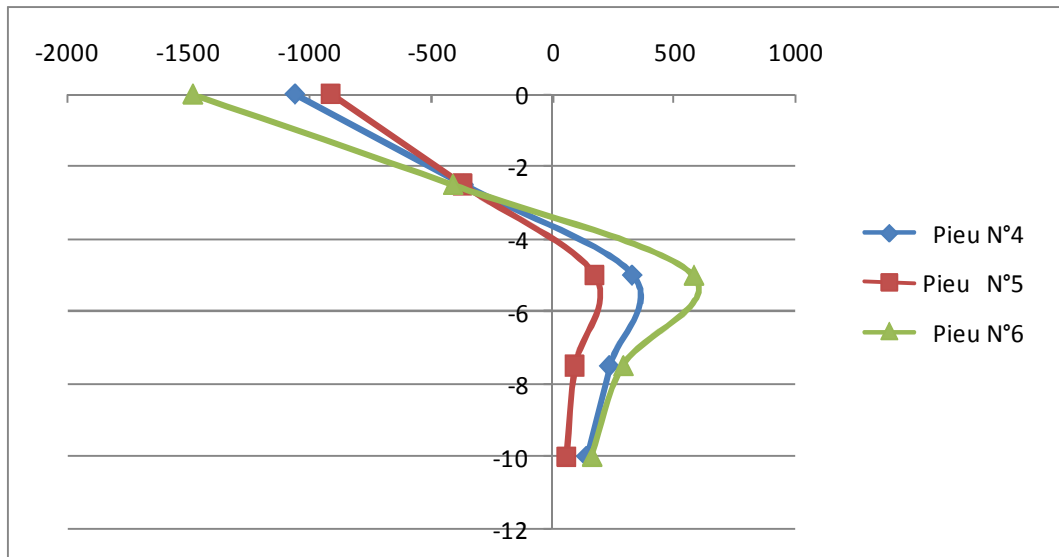


Figure 5. 33 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux - d=0,80m-

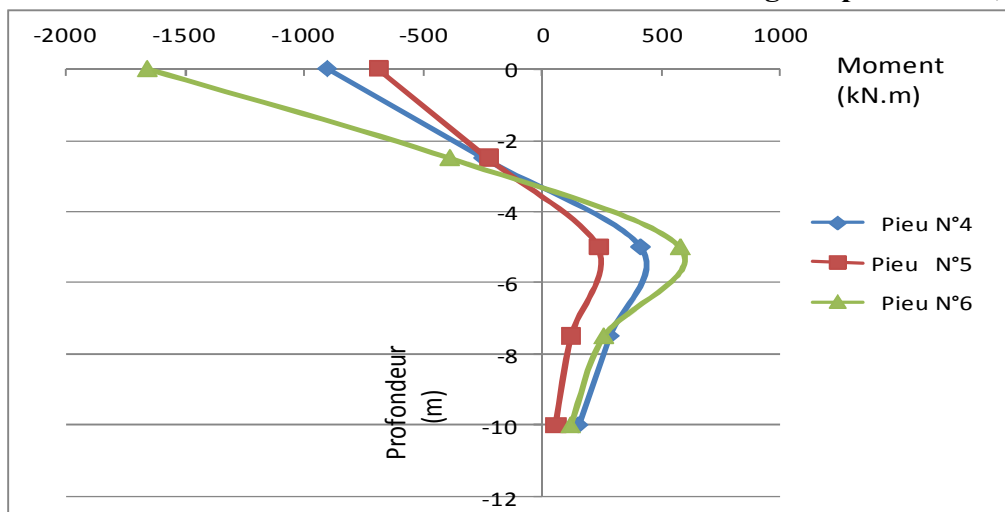


Figure 5. 34 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -d=0,90m -

Tableau 5. 5 Récapitulatif des résultats des moments fléchissant [kN.m] pour les pieux N°4-N°5-N°6

Profondeur du pieu [m]	d=0,50 m			d=0,60 m		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	-1268,02	-953,93	-995,14	-1115,98	-1020,76	-1465,79
-2,50	-463,81	-378,26	-248,00	-405,67	-439,16	-465,76
-5,00	340,39	197,41	499,14	304,65	142,44	534,28
-7,50	247,67	102,91	229,75	309,95	99,91	382,82
-10,00	159,02	59,72	86,68	233,11	81,17	270,17
Profondeur du pieu [m]	d=0,70 m			d=0,80 m		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	-1058,20	-909,81	-1480,50	-1018,73	-815,67	-1495,62
-2,50	-362,15	-367,53	-410,38	-332,85	-317,55	-430,65
-5,00	332,70	174,74	580,42	353,02	180,56	568,19
-7,50	238,10	93,84	289,73	252,59	95,53	264,73
-10,00	143,50	58,11	161,34	149,90	55,28	142,27
Profondeur du pieu [m]	d=0,90 m					
	N°4	N°5	N°6			
0,00	-900,68	-685,98	-1653,48			
-2,50	-243,19	-224,58	-383,70			
-5,00	415,62	236,83	584,08			
-7,50	284,91	123,10	261,99			
-10,00	154,20	57,67	123,03			

Le tableau 5.5 représente les résultats des moments fléchissant sur le long des pieux N°4-N°5-N°6 indiquant les 03 rangées de pieux. En exploitant les résultats de ce tableau, on peut signaler les observations suivantes :

- Quand le diamètre des pieux est de d=0,50 m et un entraxe de 3 m c.à.d. 6 d ; l'effet d'ombre n'est pas significatif et les moments fléchissant sont distribués d'une manière quasi-identique, malgré ça le pieu N°4 de la rangée arrière est relativement plus sollicité.
- A partir de d=0,60m, nous remarquons que les moments deviennent plus importants sur le pieu N°6 de la rangée d'avant par rapport aux moments sur les pieux N°4 et N°5. Ceci est dû

à la diminution de l'espacement entre pieux sous l'effet de l'augmentation du diamètre du pieu.

- A travers les résultats trouvés, on remarque que l'entraxe de $6d$ est l'entraxe à partir duquel on observe le phénomène de « **l'effet d'ombre** ».

5.3.3.3 Conclusion :

L'augmentation du diamètre des pieux induit un accroissement de la rigidité, mais n'induit pas forcément une diminution des déplacements et des déformations. L'effet d'ombre observé dans ces simulation doit impérativement pris en compte dans le dimensionnement du groupe de pieux sous chargement horizontal.

5.3.4 Effet de rigidité des pieux :

5.3.4.1 Classification des pieux :

Pour le dimensionnement des pieux en fonction de la rigidité du pieu, (Franck, 1999) classe les pieux comme suit :

- Pieu souple
- Pieu semi-rigide
- Pieu rigide

La détermination de la longueur de transfert ' l_0 ' permet de classer les pieux selon leur rigidité. Cette longueur est déterminée par la relation suivante (décrite dans le chapitre 2 § 2.1 classification des pieux).

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_p \cdot I_p}{E_s}} \quad (5-4)$$

Avec E_p : module d'élasticité du pieu (kN/m^2)

I_p : module d'inertie de la section transversale du pieu m^4

E_s : module d'élasticité du sol

On note ce qui suit (Franck, 1999) :

- Si la fiche du pieu est supérieure à $3 l_0$: le pieu est dit « **Souple** ».
- Si la fiche du pieu est comprise entre l_0 et $3 l_0$: le pieu est dit « **Semi rigide** ».
- Si la fiche du pieu est supérieure à $3 l_0$: le pieu est dit « **Rigide** ».

Les hypothèses de cette méthode ou de cette classification sont comme suit :

- Le sol est élastique.
- La raideur du sol est constante avec la profondeur.

5.3.4.2 Définition du modèle

Afin de connaître l'influence de la rigidité du pieu, nous avons effectués 03 simulations numériques en prenant trois types de pieux : rigide, semi rigide et souple selon l'équation (5-4). Le modèle de référence cité dans le tableau 4.1 a été repris en variant uniquement la longueur des pieux.

L'entraxe est maintenu fixe et pris égal à 1,50 m. La longueur de transfert l_0 a été calculée par l'équation 5-4 et est égale à $l_0=6,61\text{m}$. Les 03 trois catégories des pieux sont récapitulées dans le tableau 5.6 .

Tableau 5. 6 Classification des pieux des trois (03) catégories des pieux.

Type des pieux	Fiche L [m]	Catégorie	
Souples	20	I	$L > 3 l_0$
Semi rigides	10	II	$l_0 < L < 3 l_0$
Rigides	5	III	$L < l_0$

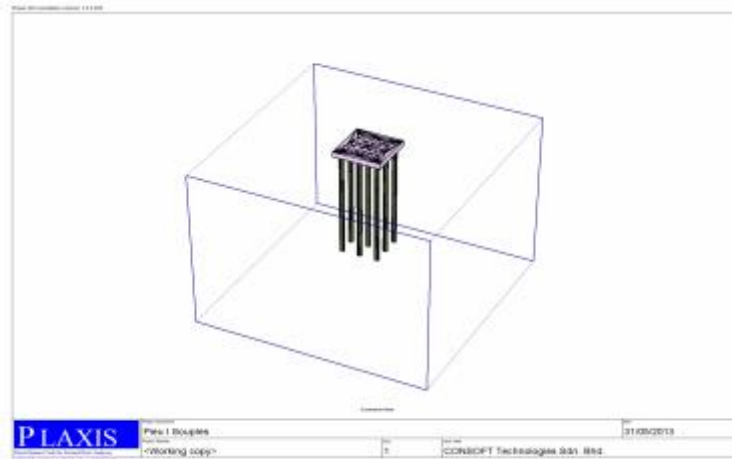


Figure 5. 35 Représentation des pieux souples I par le logiciel Plaxis.

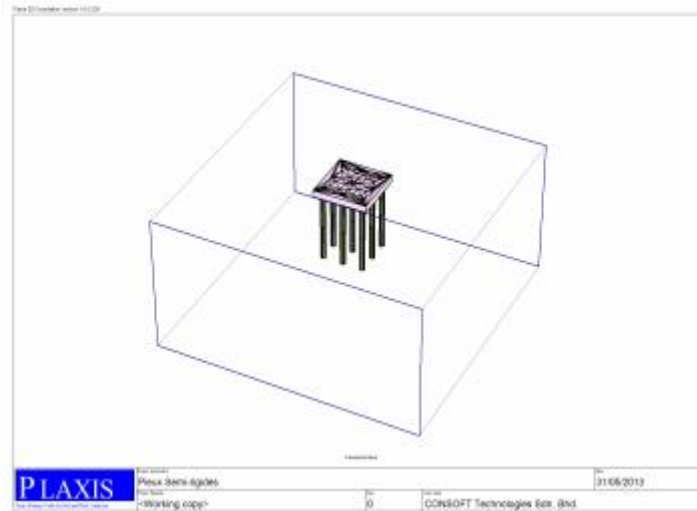


Figure 5. 36 Représentation des pieux semi-rigides II par le logiciel Plaxis.

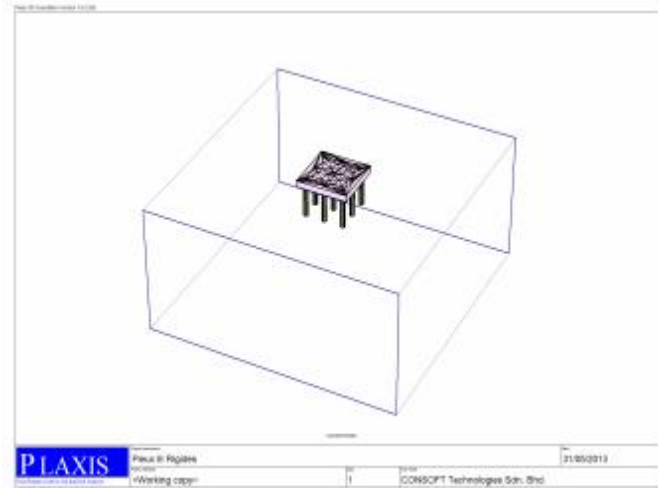


Figure 5. 37 Représentation des pieux rigides III par le logiciel Plaxis.

Les figures 4.35, 4.36 et 4.37 résument les représentations des trois catégories des pieux faisant objet des trois simulations.

5.3.4.3 Discussion des résultats des simulations :

La figure 4.38 montre l'évolution des déplacements horizontaux des points A, B, C et D se situant au niveau du C.D.G de la semelle et correspondants aux trois catégories de pieux étudiés. Sur cette figure, on observe ce qui suit :

- Le plus grand déplacement a été observé pour le cas des pieux rigides (pieux courts), le déplacement final est de l'ordre de 0,073m.
- Les déplacements horizontaux sont inversement proportionnels à la fiche des pieux.
- D'une fiche de 5m à une fiche de 20 m, les déplacements ont sensiblement diminué. La différence de déplacement est de l'ordre de -31,5%. Les résultats des déplacements horizontaux de la semelle de liaison pour les 03 catégories de pieux sont récapitulés dans le tableau 4.17 ci-avant présenté.

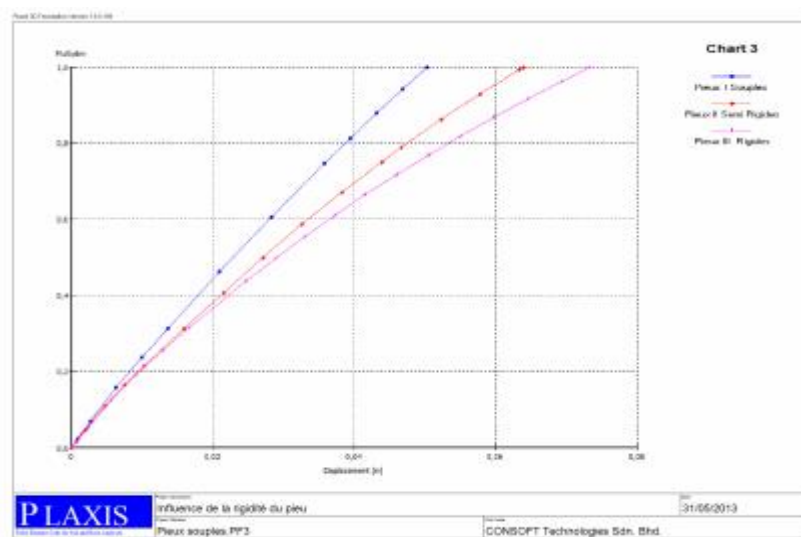


Figure 5. 38 L'évolution des déplacements horizontaux U_x de la semelle de liaison pour les trois (03) catégories des pieux.

Le tableau 5.7 ci-dessous présenté récapitule les résultats des déplacements horizontaux de la semelle de liaison pour les (03) catégories des pieux.

Tableau 5. 7 Les résultats des déplacements horizontaux U_x pour les trois simulations.

Type des pieux	Souples	Semi rigides	Rigides
U_x Semelle [m]	0,050	0,064	0,073

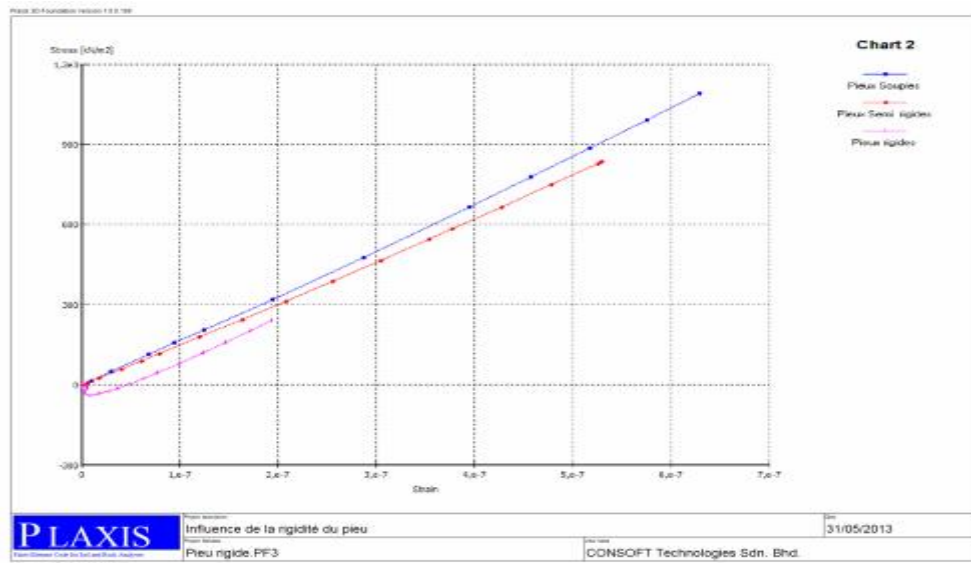


Figure 5. 39 Courbes Contrainte-Déformation pour les trois (03) catégories des pieux.

La figure 5.39 illustre la courbe Contrainte-Déformation selon les trois (03) catégories des pieux. Les remarques qui se dégagent de ces courbes sont les suivantes :

- La courbe Contrainte-Déformation est très prononcée pour le cas des pieux souples et les pieux semi-rigides. Les contraintes atteignent respectivement $\sigma=1091\text{kN/m}^2$ et $\sigma=828,13\text{kN/m}^2$.
- Contrairement aux pieux souples et les pieux semi-rigides. Les pieux rigides semblent être moins sollicités. Les contraintes et sous l'effet du même chargement, n'ont atteint que $\sigma=240,34\text{kN/m}^2$, or en termes de déplacements, ils étaient celles inscrivant le plus grand mouvement (Tableau 5.8).
- Il est à remarquer que plus le système de pieux est flexible plus les moments fléchissant le long du pieu ou moment d'encastrement sont importants (Tableau 5.9).

Tableau 5. 8 Les résultats des contraintes et déformations pour les trois simulations.

Type des pieux	Souple	Semi rigide	Rigide
σ_{xx} [kN/ m ²]	1091	828,13	240,34
$(\times 10^{-7}) \varepsilon_{xx}$	6.285	5.29	1.934

Les figures 5.40, 5.41, 5.42, représentent la distribution des moments fléchissant sur le long des pieux N°4-N°5-N°6 pour les trois catégories de pieux (Souple, Semi-rigide, Rigide)

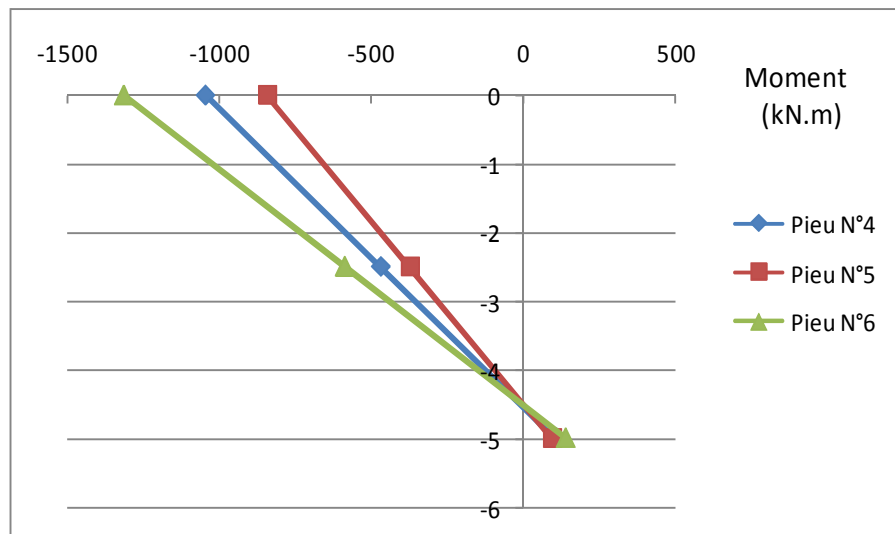


Figure 5. 40 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Pieu rigide-

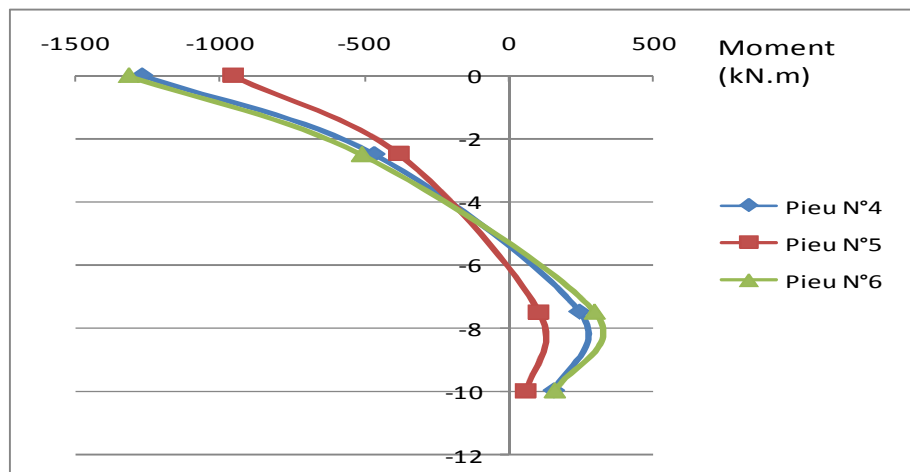


Figure 5. 41 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Pieu Semi rigide-

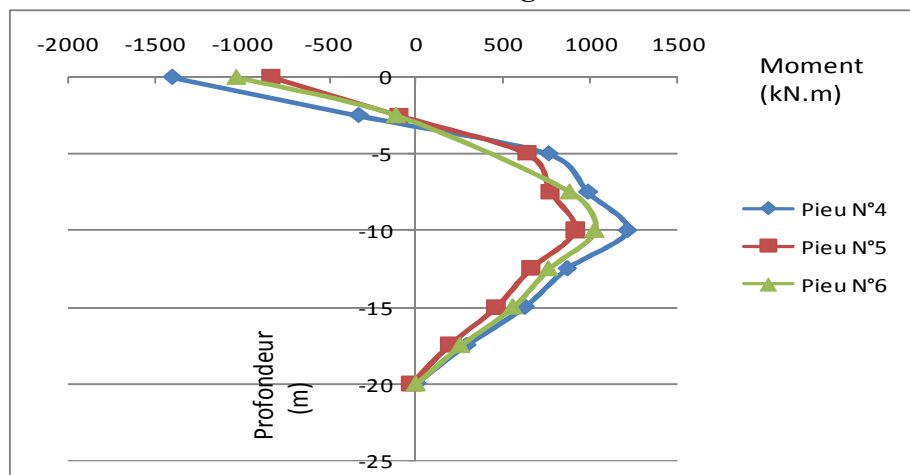


Figure 5. 42 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Pieu Souple-

Tableau 5. 9 Les résultats des moments fléchissant sur les 3 variantes de pieux (Souple, Semi-rigide et Rigide).

Profondeur du pieu [m]	Pieux I Souples			Pieux II Semi rigides		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0.00	-1401,29	-831,63	-1027,94	-1268,02	-953,93	-1313,76
-2,50	-328,29	-96,88	-112,47	-463,81	-378,26	-509,30
-5,00	764,44	637,86	-	-	-	-
-7,50	990,77	774,32	885,40	247,67	102,91	295,16
-10,00	1217,09	913,88	1027,50	159,02	59,72	157,39
-12,50	870,67	657,54	762,07			
-15,00	626,15	459,84	556,37			
-17,50	291,55	188,76	257,50			
-20,00	4,59	-27,34	0,99			
Profondeur du pieu [m]	Pieux III Rigides					
	N°4	N°5	N°6			
0	-1043,28	-841,48	-1311,87			
2,50	-468,86	-372,70	-585,51			
5,00	105,56	96,09	140,86			

5.3.4.4 Conclusion :

Un groupe de pieu à fiche courte crée une surface de contact réduite avec le sol. La force latérale développera un déplacement important dans le domaine élastoplastique. Par contre, une fiche plus longue et donc un pieu plus souple implique à une surface de contact plus développée ; une meilleure résistance du groupe de pieux, d'où un déplacement horizontal plus faible. Cette souplesse du pieu a développé ainsi des sollicitations plus importantes (moment fléchissant et aussi effort tranchant).

5.3.5 Influence de la rigidité du sol

5.3.5.1 Définition du modèle :

Afin de connaître l'impact de la variation de la rigidité du sol, nous avons effectués cinq (05) simulations numériques en prenant 05 valeurs différentes du module de Young, pour ce faire on a repris les caractéristiques citées par (G.HARTWIGSEN,2012). Les valeurs du module de Young utilisées dans les cinq (05) simulations sont récapitulées dans le tableau 5.5. Les caractéristiques physiques et mécaniques du modèle de référence citées dans le tableau 4.1 restent valables pour les quatre (05) simulations. Le changement réside uniquement dans les valeurs du module de Young E.

Tableau 5. 10 Récapitulation des différentes valeurs de E des 05 sols étudiés.

Sol	L A	A G S	A C	A S G C	G S A
E [kN/m ²]	1650	3780	12820	16870	40500

On définit les abréviations citées dan le tableau 5.10 comme suit :

- L.A : Limon Argileux
- A.G.S : Argile Graveleuse Sableuse
- A.C : Argile Compacte
- A.S.G.C : Argile Sableuse Graveleuse Compacte
- G.S.A : Gravier Sablo Argileux

5.3.5.2 Discussion des résultats des simulations :

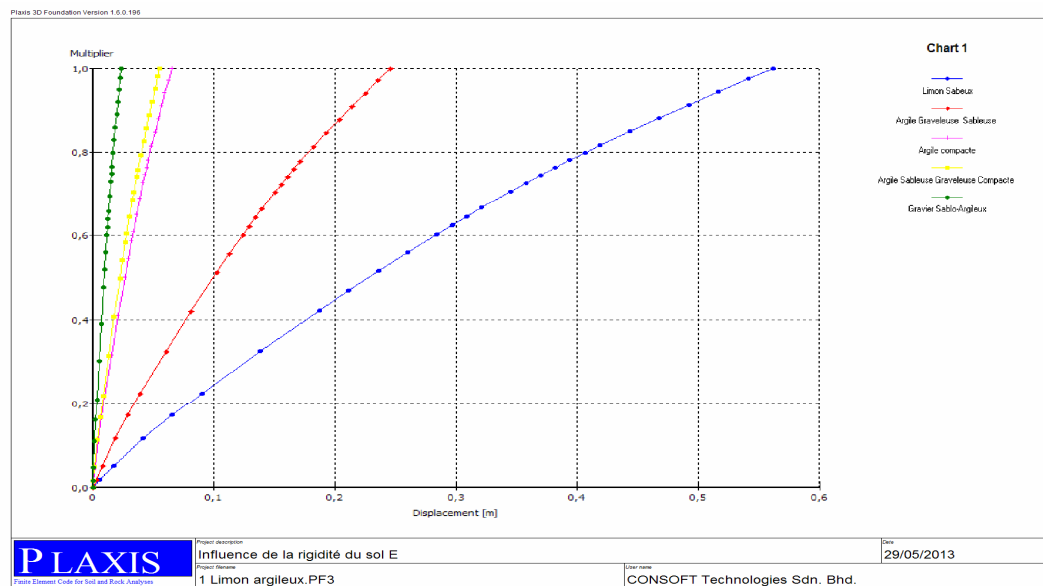


Figure 5. 43 L'évolution des déplacements horizontaux U_x de la semelle de liaison selon les cinq simulations.

La figure 5.43 illustre les déplacements horizontaux des points A, B, C, D, E qui se situent au niveau du CDG de la semelle de liaison, pour les différentes valeurs du module de Young. D'après cette figure, on peut tirer les remarques suivantes :

- Le plus grand déplacement horizontal a été enregistré pour le cas du limon argileux ayant une faible rigidité, le déplacement est de l'ordre de 0,562 m.
- En passant d'une rigidité de 1650 kN/m² à 3780 kN/m², le déplacement a sensiblement diminué et la diminution est de l'ordre de -56 %.
- Le déplacement horizontal est inversement proportionnel à la rigidité du sol. La plus grande différence a été observée entre les deux sols ayant les deux valeurs extrêmes du module de Young c.à.d. Limon Argileux (E=1650 kN/m²) et le Gravier Sablo Argileux (E=40500 kN/m²). Cette différence est estimée à 96 %.

Les résultats des déplacements horizontaux de la semelle de liaison sont récapitulés dans le tableau 5.11 pour les différents sols étudiés.

Tableau 5. 11 Les résultats des déplacements horizontaux U_x pour les cinq simulations.

Sol	L A	A G S	A C	A S G C	G S A
U_x - Semelle [m]	0,562	0,246	0,066	0,055	0,023

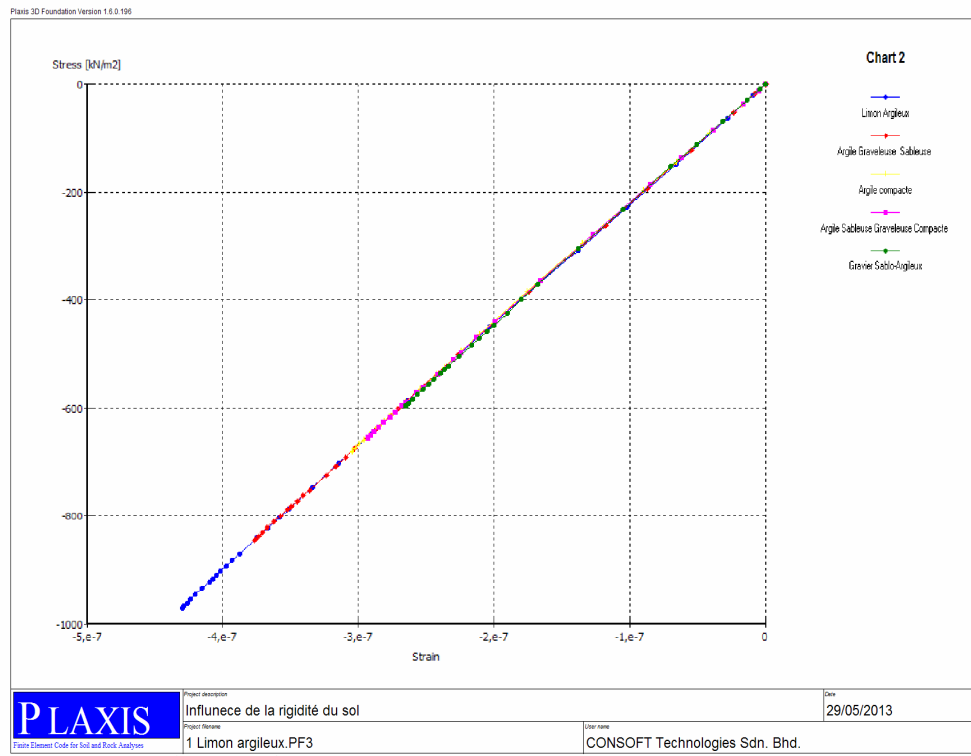


Figure 5. 44 Courbes Contrainte-Déformation au niveau de la semelle de liaison pour les cinq simulations.

La figure 5.44 illustre la courbe Contraintes - Déformations pour les 05 sols ayant des rigidités différentes, les remarques qui se dégagent de cette courbe sont les suivantes :

- Les cinq courbes sont confondues, et les déformations sont proportionnelles aux contraintes.
- Le plus grand niveau de déformation a été atteint pour le cas de la faible rigidité c.à.d. le limon argileux.
- Comme les cas des déplacements horizontaux ; les déformations elles aussi, sont inversement proportionnelles à la rigidité du sol.

Les figures 5.45 à 5.49 représentent la distribution des moments fléchissant sur le long des pieux N°4-N°5-N°6 pour les différents sols étudiés.

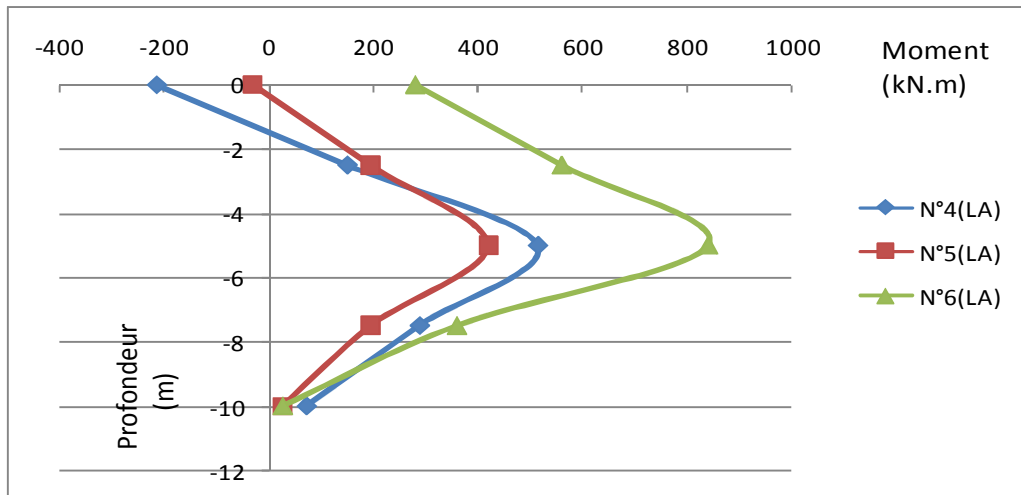


Figure 5. 45 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Sol « L A »-

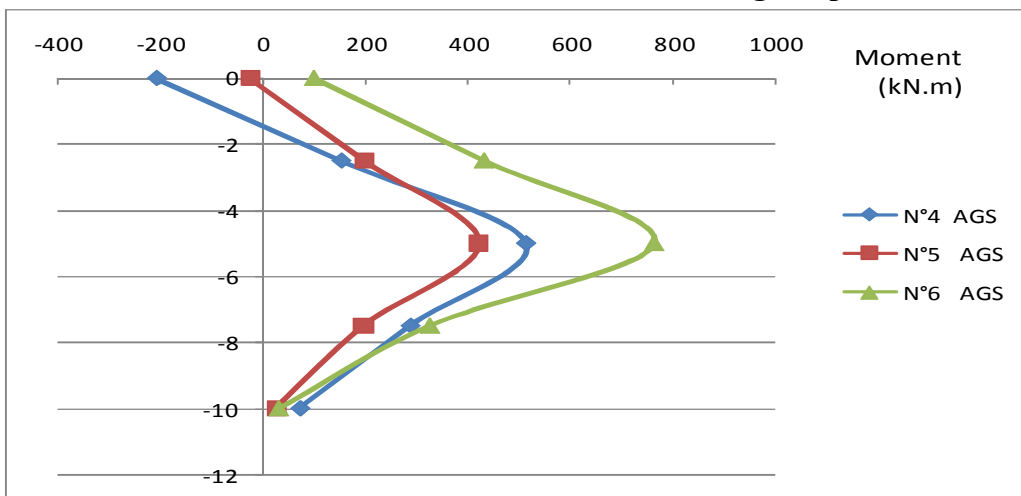


Figure 5. 46 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux - Sol «AGS » -

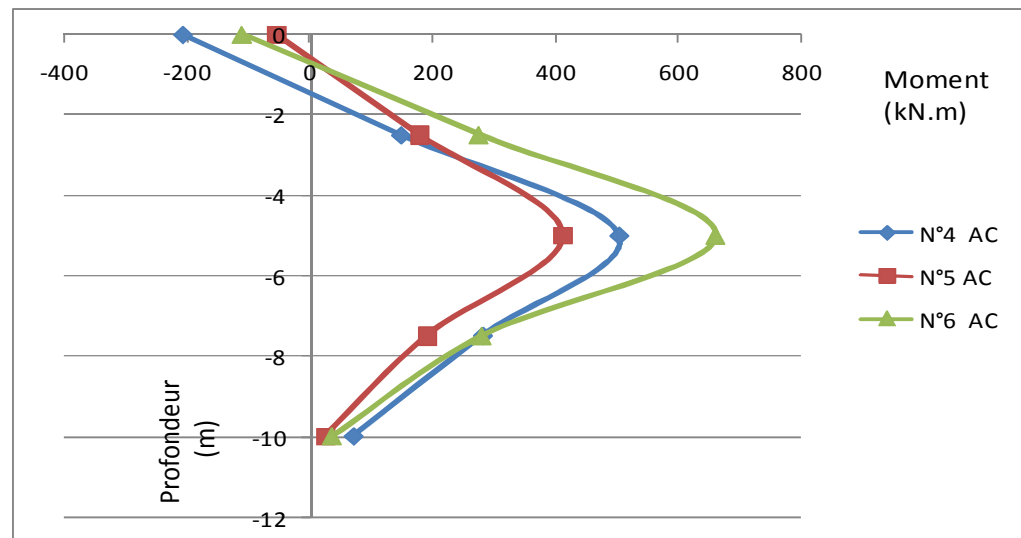


Figure 5. 47 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux - Sol « AC »-

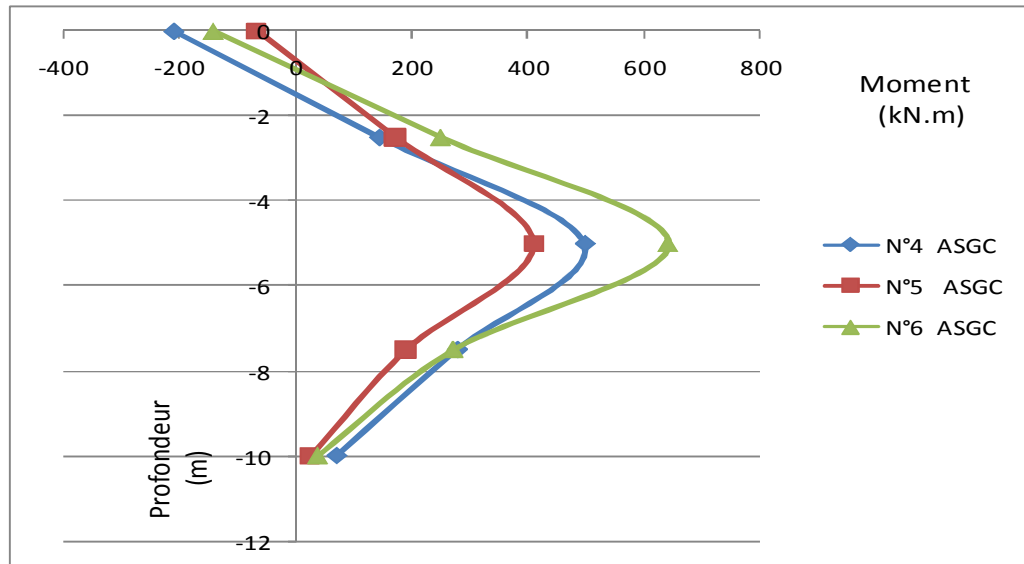


Figure 5. 48 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Sol «ASGC» -

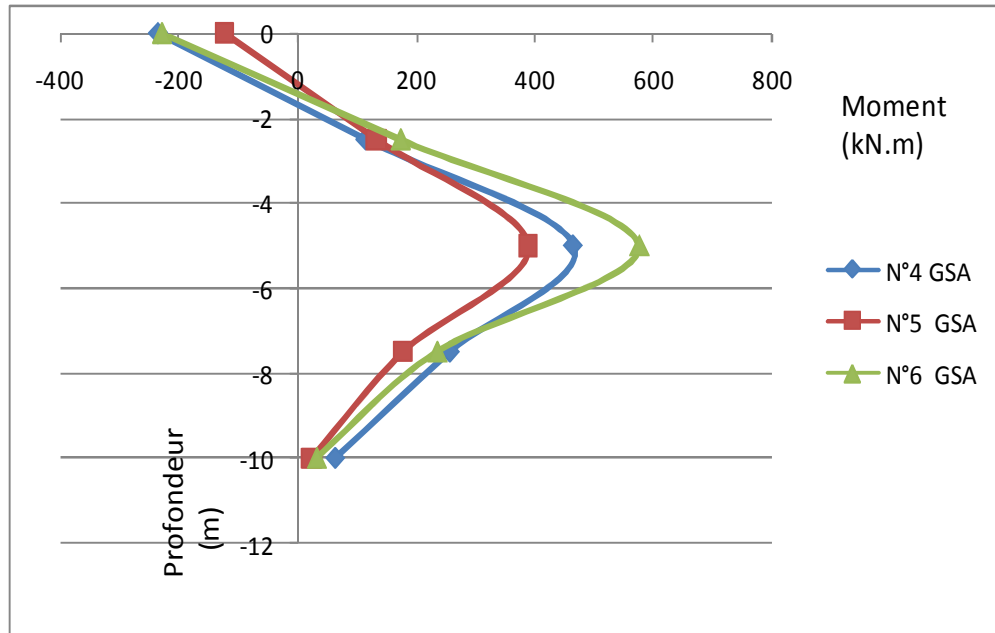


Figure 5. 49 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Sol «G S A»-

Tableau 5.8 Récapitulatif des résultats des moments fléchissant [kN.m] pour les pieux N°4-N°5-N°6.

Profondeur du pieu [m]	Limon Argileux (E=1,65 MPa)			Argile Graveleuse Sableuse (E=3,78 MPa)		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	-213,75	-31,30	279,90	-209,08	-25,92	99,48
-2,50	150,69	193,09	560,06	152,20	197,16	431,03
-5,00	515,14	417,47	840,22	513,47	420,25	762,59
-7,50	289,19	194,17	359,68	287,64	195,03	325,76
-10,00	72,66	25,04	26,27	71,82	24,55	31,22

Profondeur du pieu [m]	Argile Compacte (E=12,82 MPa)			Argile Sableuse Graveleuse Compacte (E=16,87 MPa)		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	-208,87	-54,82	-111,47	-212,26	-67,25	-145,01
-2,50	146,83	178,33	274,68	142,23	170,17	247,88
-5,00	502,53	411,49	660,82	496,72	407,59	640,77
-7,50	280,13	190,37	279,49	276,48	188,33	269,77
-10,00	69,36	24,50	35,39	68,45	24,50	35,46
Profondeur du pieu [m]	Gravier Sablo Argileux (E=40,5 MPa)					
	N°4	N°5	N°6			
0,00	-235,69	-122,49	-227,60			
-2,50	114,97	133,60	173,99			
-5,00	465,64	389,69	575,58			
-7,50	257,33	178,61	236,00			
-10,00	64,08	24,15	33,08			

Le tableau 5.8 illustre la distribution des moments fléchissant pour les pieux N°4-N°5-N°6. D'après cette figure on constate ce qui suit :

- Le pieu N°4 relatif à la rangée arrière est peu affecté par la variation de la rigidité du sol. Les moments fléchissant le long de ce pieu sont quasiment les mêmes pour les cinq simulations. La valeur maximale du moment fléchissant a été atteinte à mi-hauteur du pieu et elle est de 513,47 kN.m pour l'argile graveleuse sableuse (E=3,78 MPa). On a observé aussi que le moment d'encastrement accroît lorsque la rigidité du sol augmente.
- Le pieu N°5 relatif à la rangée intermédiaire est lui aussi peu affecté par la variation de la rigidité du sol, les moments développés le long du pieu restent inférieurs à ceux du pieu N°4 relatif à la rangée d'arrière. Comme le pieu N° 4, le moment d'encastrement accroît lorsque la rigidité du sol augmente.
- Les moments fléchissant sont plus prononcés dans le pieu N°6 relatif à la rangée d'avant, du fait de l'effet d'ombre provoqué par la superposition des contraintes et des déformations au niveau de cette rangée. La plus grande valeur du moment fléchissant a été enregistrée pour le cas du limon argileux qui a la rigidité la plus faible (E=1,65MPa).

5.3.5.3 Conclusion :

La rigidité du sol est l'un des facteurs primordiaux dans le dimensionnement du groupe de pieux. Le choix et la connaissance de son amplitude reste une étape décisive dans le dimensionnement du groupe de pieux soumis à un chargement latéral.

5.3.6 Influence de l'élément d'interface sur les résultats :

5.3.6.1 Modélisation de l'élément d'interface :

Lors de la modélisation de l'interface sol-pieu, deux alternatives s'offrent : soit les caractéristiques de cette interface sont et restent identiques à celles du sol, soit elles prennent des valeurs inférieures. Ceci est pris en compte par le logiciel à l'aide d'un rapport R_{inter} . Il faut expliquer que la résistance d'interface (R_{inter}) peut être définie grâce aux options suivantes dans le code de calcul Plaxis :

- **Option rigide 'Rigid'** : Cette option est choisie quand l'interface n'influe pas sur la résistance du sol avoisinant. Dans ce cas, le rapport R_{inter} est pris égal à l'unité ($R_{inter}=1$). En conséquence, toutes les propriétés de l'interface (cohésion, angle de frottement, etc.) y compris l'angle de dilatance ψ_{inter} sont identiques aux propriétés du sol à l'exception du coefficient de Poisson ν_{inter} .

- **Option manuel 'Manual'** : Si les éléments de l'interface ont des caractéristiques réduites par rapport à celle du sol, l'option 'Manual' nous permet de saisir manuellement la valeur du coefficient d'interface R_{inter} . En général, pour des interactions réelles entre le sol et un élément de structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de R_{inter} est inférieure à 1. Des valeurs représentatives de R_{inter} dans le cas d'interactions entre différents types de sols et de structures peuvent être trouvées dans la littérature. En l'absence d'informations détaillées, il est classique de prendre un coefficient R_{inter} d'environ 2/3 pour des contacts sols-ouvrages en béton.

Un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des contacts sol-structures. Pour les interfaces dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par : (Brinkgereve et Vermeer, 2003)

$$|\tau| < \sigma_n \cdot tg \varphi_i + c_i \quad (5.5)$$

et pour un comportement plastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par :

$$|\tau| = \sigma_n \cdot tg \varphi_i + c_i \quad (5.6)$$

Où φ_i et c_i sont l'angle de frottement et la cohésion de l'interface et σ_n , τ sont respectivement la contrainte normale et la contrainte tangentielle agissant sur l'élément de l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol par le coefficient R_{inter} .

Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction en suivant les règles suivantes :

$$c_i = R_{inter} \cdot c_{sol} \quad \text{et} \quad tg \varphi_i = R_{inter} \cdot tg \varphi_{sol} \quad \text{avec} \quad R_{inter} \leq 1. \quad (5.7)$$

5.3.6.2 Définition du modèle :

Afin de connaître l'influence de l'élément d'interface sur le comportement du groupe de pieux 3×3, quatre modèles ont été simulés selon les différentes valeurs du facteur de réduction $R_{inter}=0.01$, $R_{inter}=0.333$, $R_{inter}=0.666$ et $R_{inter}=1$. Dans cette analyse, le modèle de référence cité dans le tableau 4.1 a été repris en variant le facteur de réduction R_{inter} .

La figure 5.50 montre la prise en compte du facteur de réduction R_{inter} par le Code de calcul Plaxis 3D. Les 04 cas sont présentés dans cette figure.

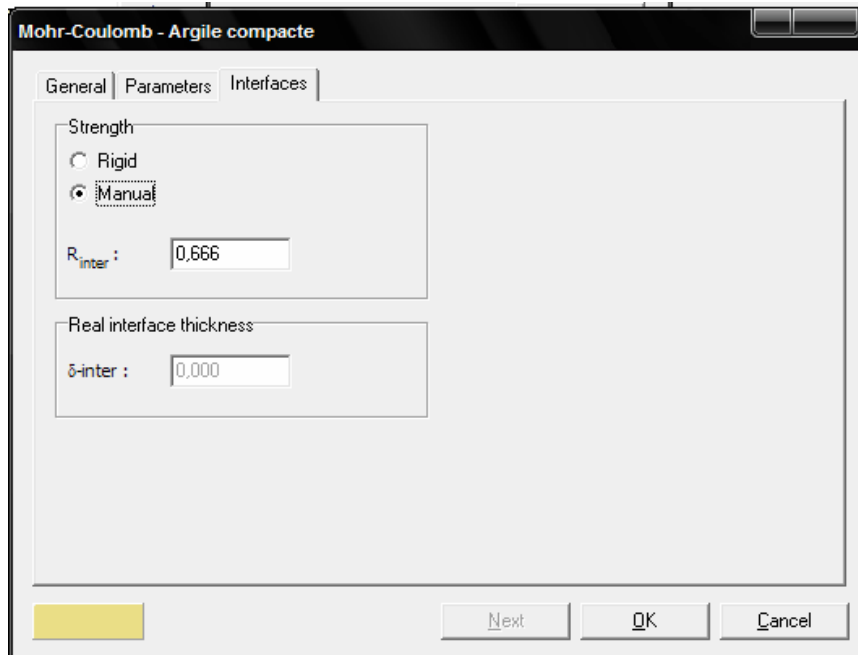


Figure 5. 50 Prise en compte du facteur de réduction R_{inter} par le code de calcul Plaxis 3D.

5.3.6.3 Discussion des résultats des simulations :

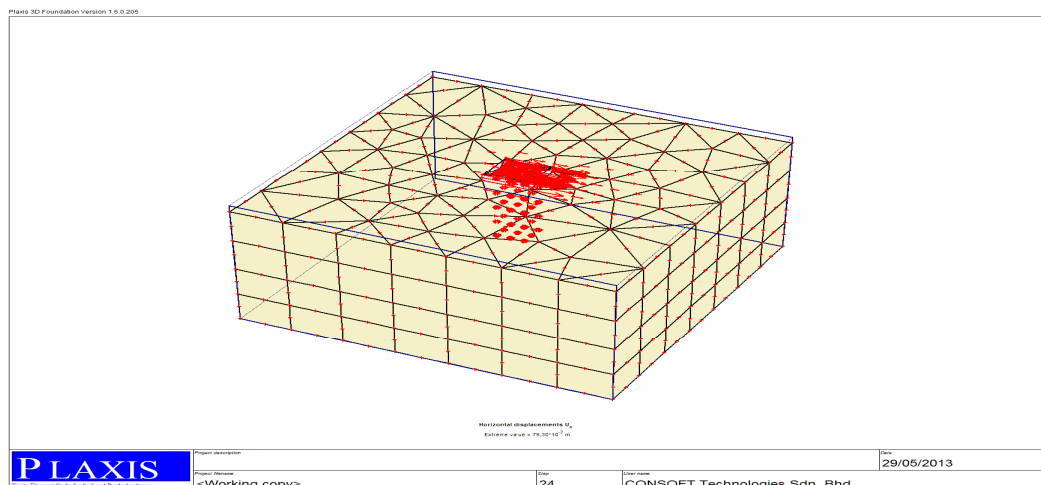


Figure 5. 51 La déformée du modèle de groupe de pieux 3×3.

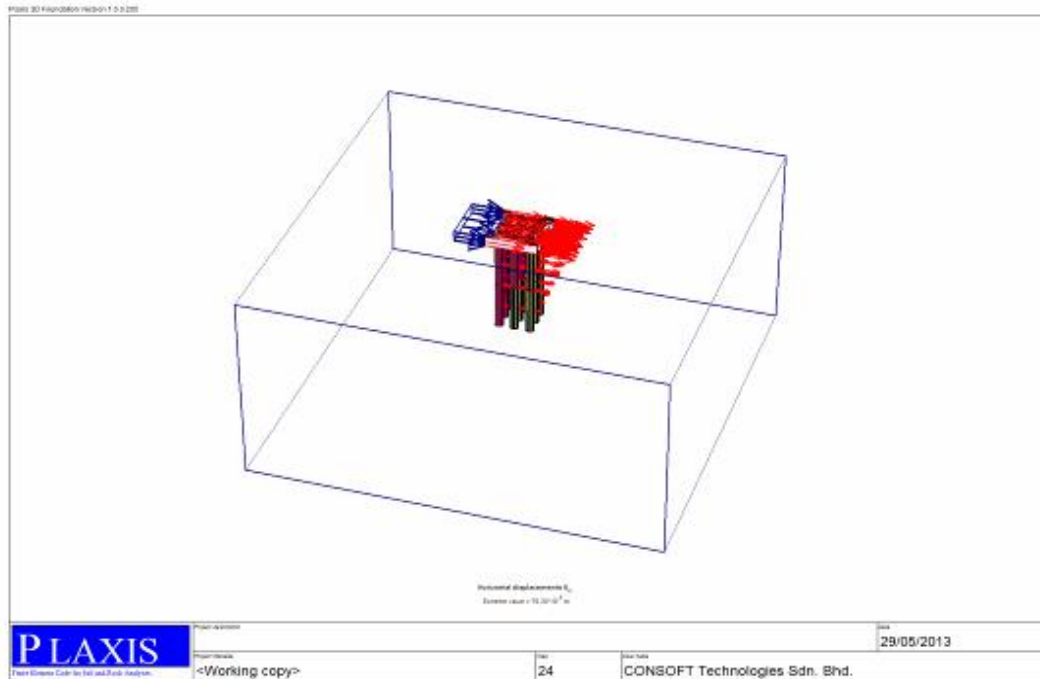


Figure 5. 52 La déformée des pieux-semelle du groupe de pieux 3×3.

Les figures 5.51 et 5.52 montrent respectivement la déformée du modèle de groupe de pieux 3×3 et la déformée des pieux-semelle relatifs aux groupe de pieux.

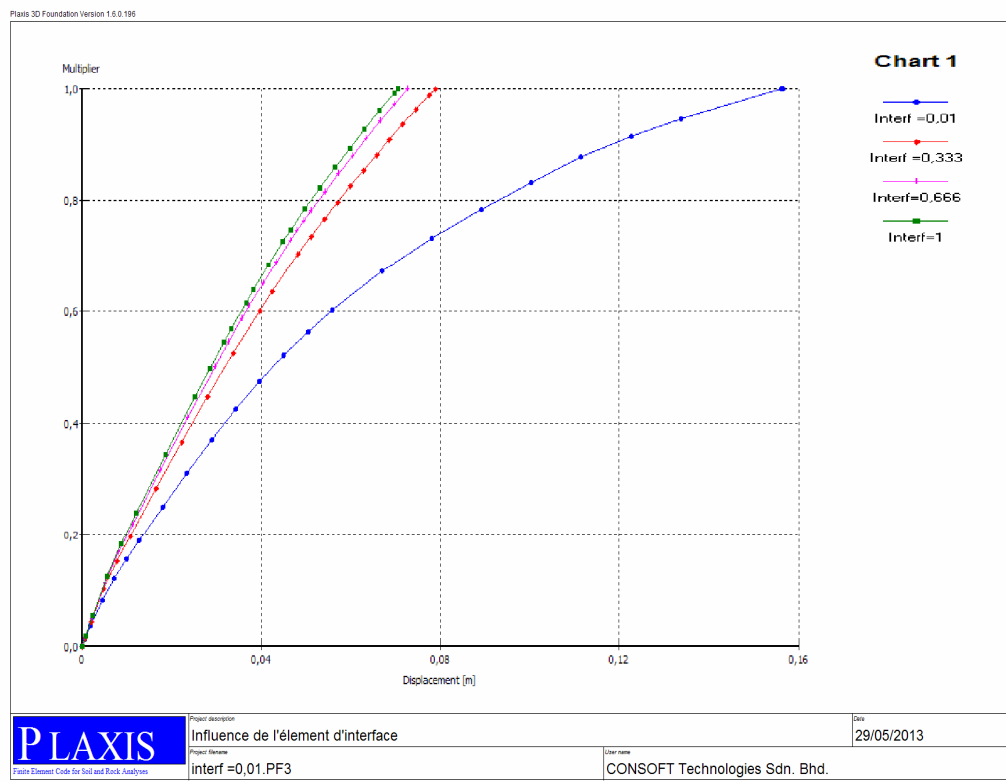


Figure 5. 53 L'évolution des déplacements horizontaux U_x de la semelle de liaison pour les différentes valeurs de R_{inter} .

La figure 5.53 montre les déplacements horizontaux des points A, B, C, D, qui se situent au niveau du CDG de la semelle de liaison, pour les différentes valeurs R_{inter} . D'après cette figure, on peut observer ce qui suit :

- Le plus grand déplacement horizontal a été enregistré en toute logique pour le cas $R_{inter}=0,01$, la prise en compte de cette valeur signifie que les caractéristiques mécaniques de l'interface est presque nul. Le déplacement est de l'ordre de 0,156m.
- Le plus petit déplacement a été observé pour le cas $R_{inter}=1$ c.à.d. une interface rigide. Le déplacement est de l'ordre de 0,071m.
- La plus grande différence des déplacements entre les 02 modèles ayant les extrêmes valeurs de R_{inter} . La plus grande différence avoisine les 55 %.

Les résultats des déplacements horizontaux de la semelle de liaison sont récapitulés dans le tableau ci-après présenté Tableau 5.12

Tableau 5. 12 Les résultats des déplacements horizontaux U_x pour les quatre simulations.

R_{inter}	0,01	0,333	0,666	1
U_x -Semelle [m]	0,156	0,079	0,073	0,071

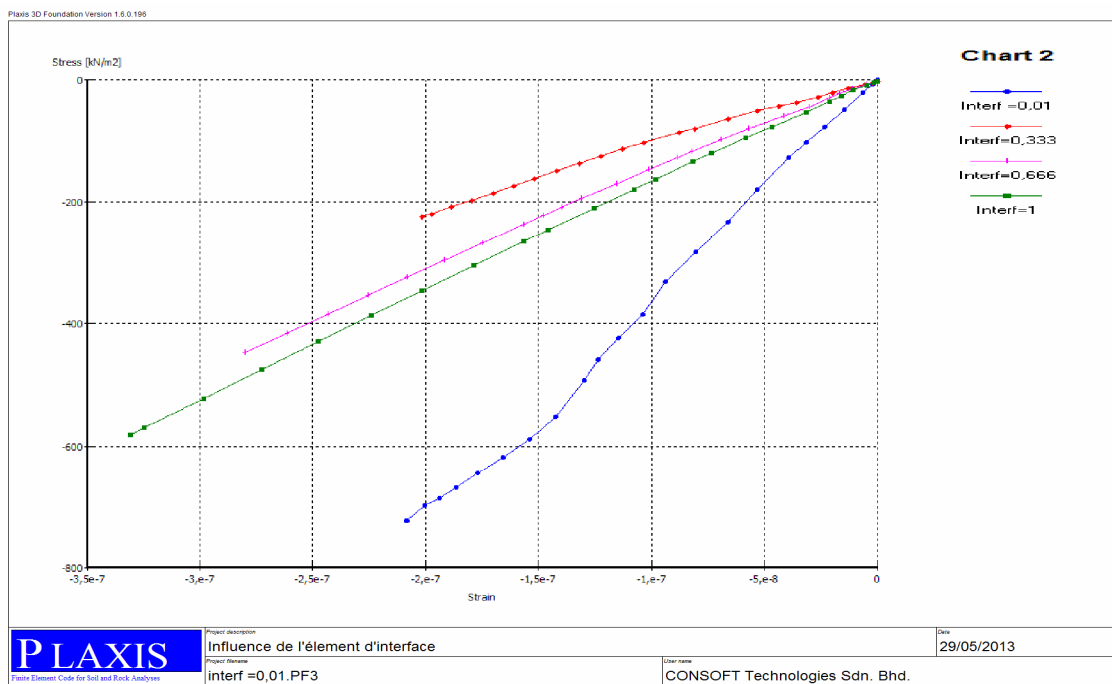


Figure 5. 54 Courbes Contrainte-Déformation pour les cinq simulations selon les différentes valeurs de R_{inter} .

La figure 5.54 illustre la courbe Contrainte-Déformation selon les différentes valeurs de R_{inter} , les remarques qui se dégagent de cette courbe sont les suivantes :

- Comme pour le cas des déplacements horizontaux, les 02 modèles ayant le niveau de contraintes le plus élevé sont ceux de $R_{inter}=0,01$ et $R_{inter}=1$.

- Le plus grand niveau de contraintes est à l'actif du modèle $R_{inter}=0,01$ avec $\sigma = -722,85$ kN/m² puis le modèle ou $R_{inter}=1$ avec $\sigma = -580,28$ kN/m².
- Les deux autres modèles $R_{inter}=0,333$ $R_{inter}=0,666$ atteignent des contraintes modérées qui sont respectivement $\sigma = -223,61$ kN/m² et $\sigma = -447,19$ kN/m².

Les figures 5.55, 5.56, 5.57, 5.58 représentent la distribution des moments fléchissant sur le long des pieux N°4-N°5-N°6 pour les différentes valeurs du facteur de réduction R_{inter} .

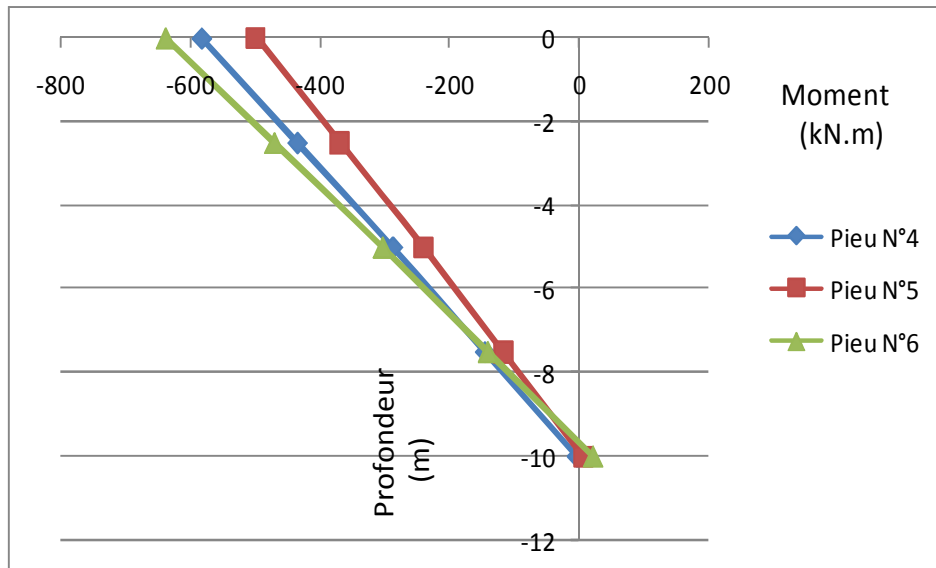


Figure 5. 55 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux - $R_{inter}=0,01$ -

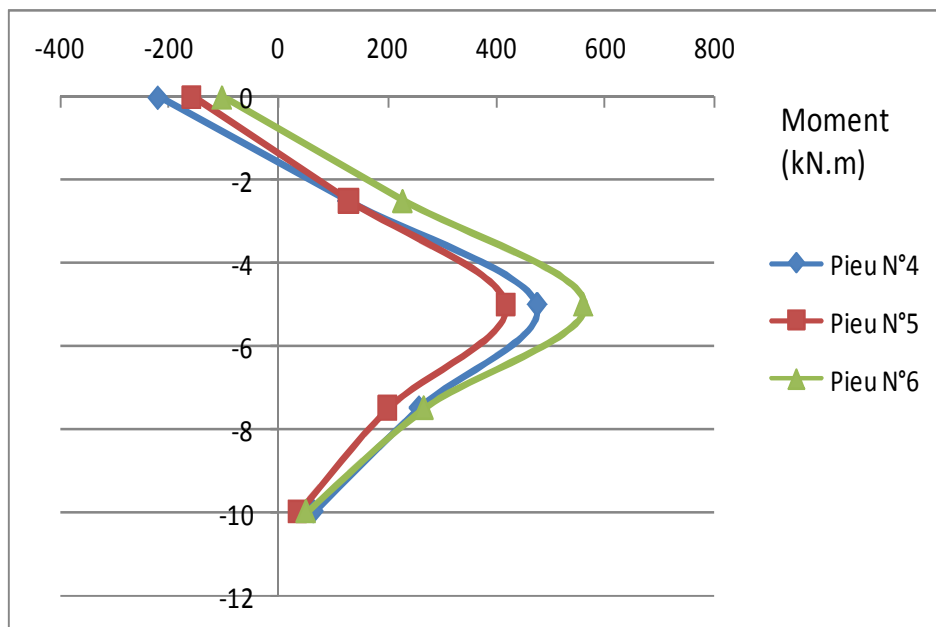


Figure 5. 56 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux - $R_{inter}=0,333$ -

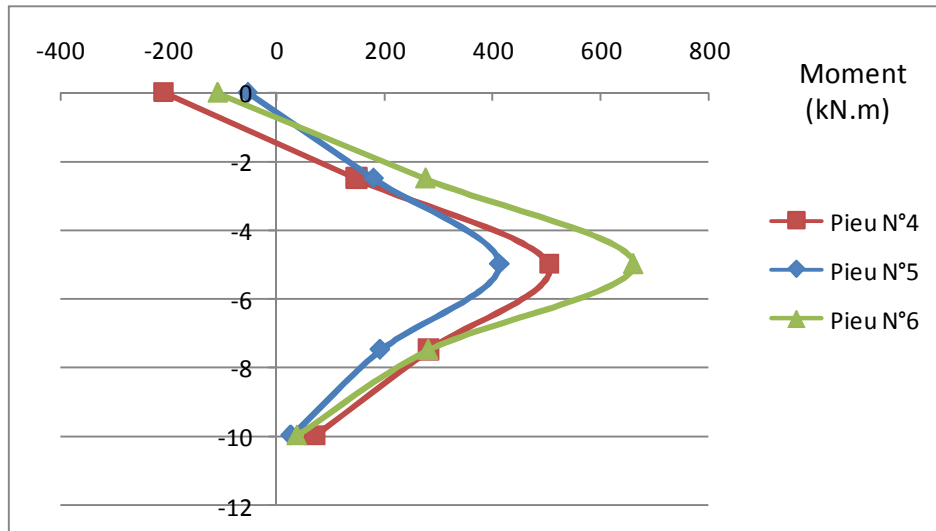


Figure 5. 57 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux - $R_{int er}=0,666$ -

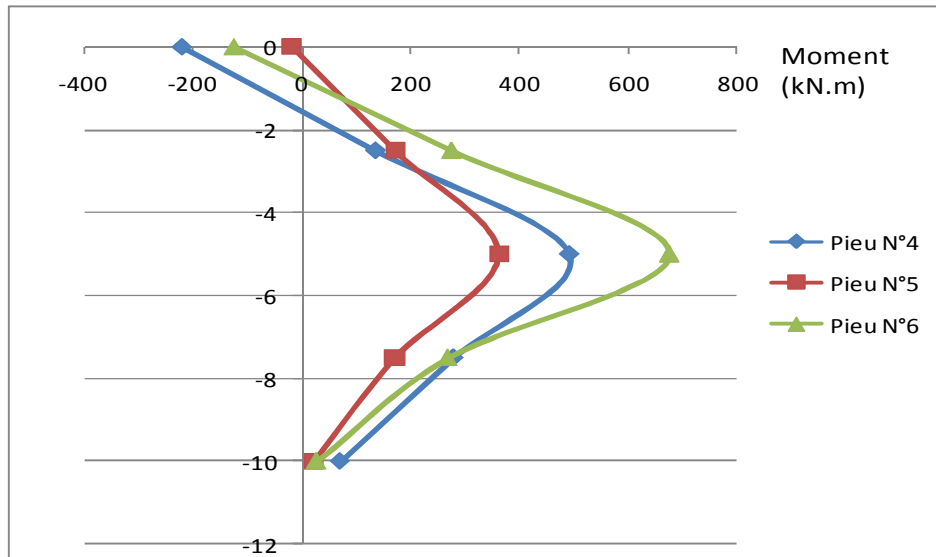


Figure 5. 58 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux - $R_{int er}=1,00$ -

Tableau 5. 13 Récapitulatif des résultats des moments fléchissant [kN.m] pour les pieux N°4-N°5-N°6

Profondeur du pieu [m]	$R_{int er}=0,01$			$R_{int er}=0,333$		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	-583,73	-498,94	-639,40	-220,82	-158,70	-103,18
-2,50	-435,93	-370,20	-471,57	126,55	128,96	229,25
-5,00	-288,53	-241,89	-304,17	473,93	416,62	561,68
-7,50	-146,39	-118,66	-141,71	257,67	200,74	268,07
-10,00	-4,26	4,57	20,75	64,21	35,91	51,27

Profondeur du pieu [m]	$R_{inter} = 0,666$			$R_{inter} = 1$		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	-208,87	-54,82	-111,47	-218,41	-16,78	-124,04
-2,50	146,83	178,33	274,68	136,24	172,62	275,25
-5,00	502,53	411,49	660,82	490,89	362,02	674,54
-7,50	280,13	190,37	279,49	278,68	170,85	267,84
-10,00	69,36	24,50	35,39	70,74	22,21	26,85

Le tableau 5.13 illustre la distribution des moments fléchissant pour les pieux N°4-N°5-N°6 ; d'après ce tableau on constate ce qui suit :

- Les moments fléchissant atteignent leurs valeurs maximales lorsque le facteur de réduction R_{inter} est pris égal à 0,01 ; cette observation est valable pour les trois (03) pieux relatifs aux trois (03) rangées du groupe de pieux 3×3. Le moment d'encastrement lui aussi prend ses valeurs maximales pour ce facteur de réduction $R_{inter}=0,01$. Le pieu avant N°6 est le plus sollicité avec -639,40 kN.m, ceci est dû essentiellement à caractéristiques presque nulles engendrant de tels efforts internes.
- Le pieu N° 5 relatif à la rangée intermédiaire semble le moins sollicité par rapport aux autres pieux. Cette remarque est valable pour les différentes valeurs du facteur de réduction.
- D'un facteur de réduction $R_{inter}=0,01$ à $R_{inter}=0,333$, les moments fléchissant ont sensiblement diminués, ceci peut s'expliquer par le fait que l'interface devient plus résistante et contribue de sa part envers sollicitations extérieures. De même, les moments diminuent aussi pour le cas $R_{inter}=0,333$ à $R_{inter}=0,666$.
- Le passage d'un $R_{inter}=0,666$ à $R_{inter}=1$, semble affecter beaucoup plus le pieu avant N°6 car les moments fléchissant augmentent , contrairement aux pieux N°4 et N°5 relatifs respectivement aux rangées arrière et intermédiaire.

5.3.6.4 Conclusion :

Les deux valeurs extrêmes de R_{inter} donnent des résultats de déplacement et contraintes importants, mais le fait de connaître que l'interface n'a ni les caractéristiques du sol ni celles du pieu ; les valeurs de 0,01 et 1 du facteur réducteur R_{inter} sont à exclure lors du dimensionnement et l'étude de l'interaction du système Sol -Structure.

5.3.7 Influence de la profondeur de la nappe phréatique

5.3.7.1 Conditions des simulations :

Afin d'étudier l'effet de la nappe phréatique sur la réponse du groupe de pieux 3×3, cinq simulations ont été exécutées sur le même système. Les mêmes paramètres ainsi que les mêmes conditions aux limites ont été réutilisés. Les niveaux retenus de la nappe phréatique dans ces simulations sont situés respectivement dans l'ordre :

- Niveau = 0.00 m (coïncidant avec le niveau supérieur de la semelle)
- Niveau= -2.00 m

Etude paramétrique d'un groupe de pieux (3X3) soumis à un chargement latéral

- Niveau = -5.00 m
- Niveau = -10.00m
- Nappe inexistante

On note que ces hauteurs sont mesurées à partir de la fibre supérieure de la semelle de liaison. Le sol est toujours modélisé par le modèle de Mohr-Coulomb.

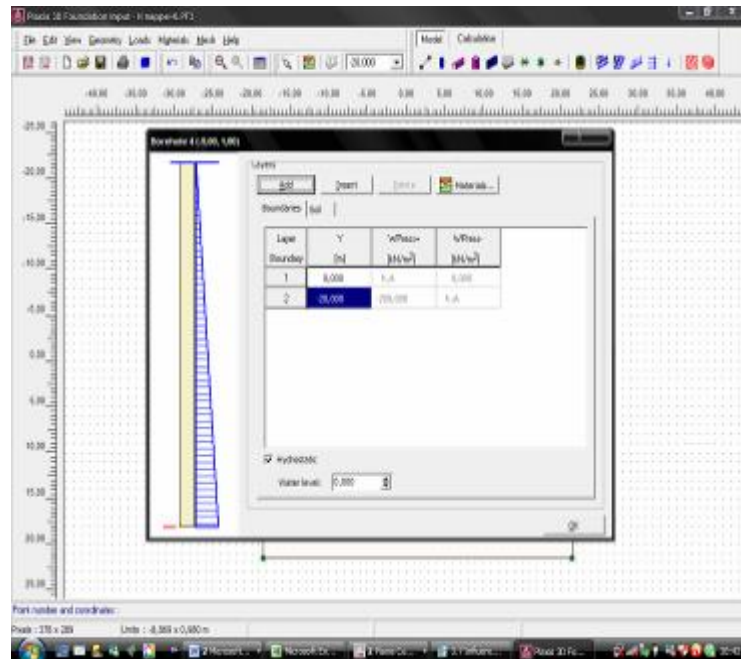


Figure 5. 59 Représentation du niveau de la nappe Niv =0.00m par le logiciel Plaxis.

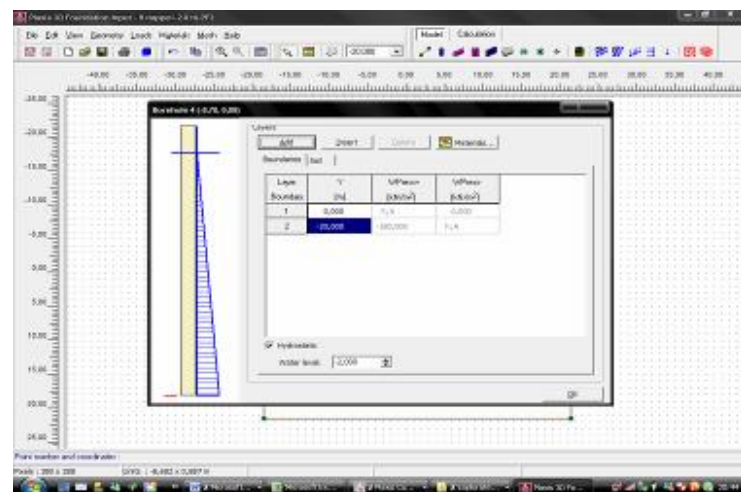


Figure 5. 60 Représentation du niveau de la nappe Niv=-2.00m par le logiciel Plaxis.

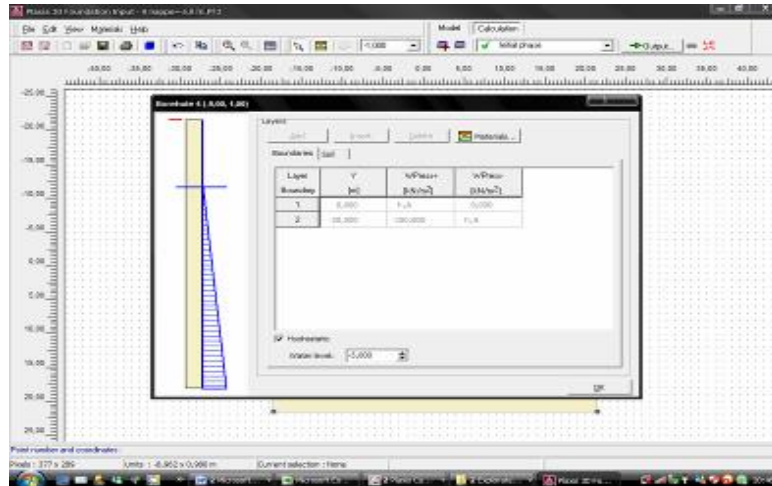


Figure 5. 61 Représentation du niveau de la nappe Niv = -5,00 m par le logiciel Plaxis.

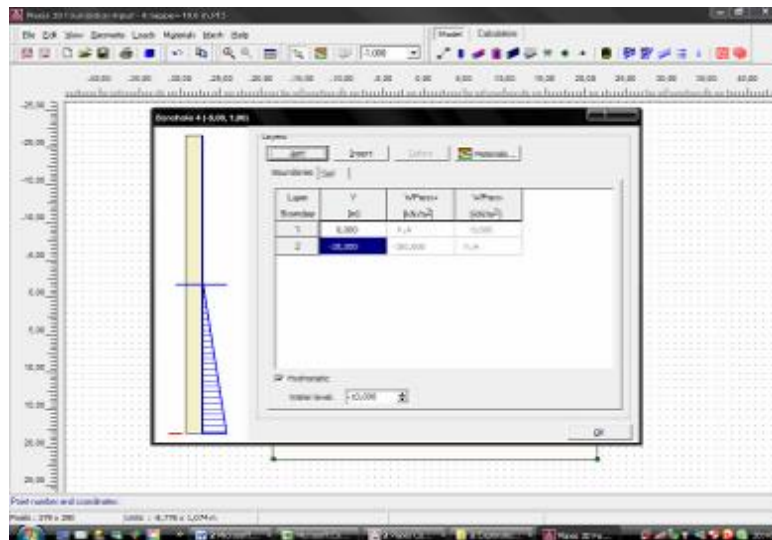


Figure 5. 62 Représentation du niveau de la nappe Niv = -10,00 m par le logiciel Plaxis.

Les figures 5.59 à 5.62 représentent la hauteur de la nappe prise pour les (04) quatre modèles présentés par le logiciel Plaxis.

5.3.7.2 Interprétation des résultats :

La figure 5.63 caractérisant l'évolution des déplacements horizontaux des points A, B, C et D qui se situent au niveau du C.D.G la semelle de liaison, pour les différentes hauteurs de la nappe. D'après cette figure, on peut observer ce qui suit :

- Le plus grand déplacement est mis à l'actif du modèle qui a un niveau de nappe coïncidant avec le niveau de la semelle. Il est de l'ordre de 0,081m.
- Les autres courbes sont pratiquement confondues et l'effet de la nappe n'est pas très significatif en termes de déplacement, néanmoins la plus grande différence est estimée à 10%.

Le tableau 5.14 récapitule les déplacements horizontaux de la semelle de liaison selon les hauteurs choisies dans les 05 simulations.

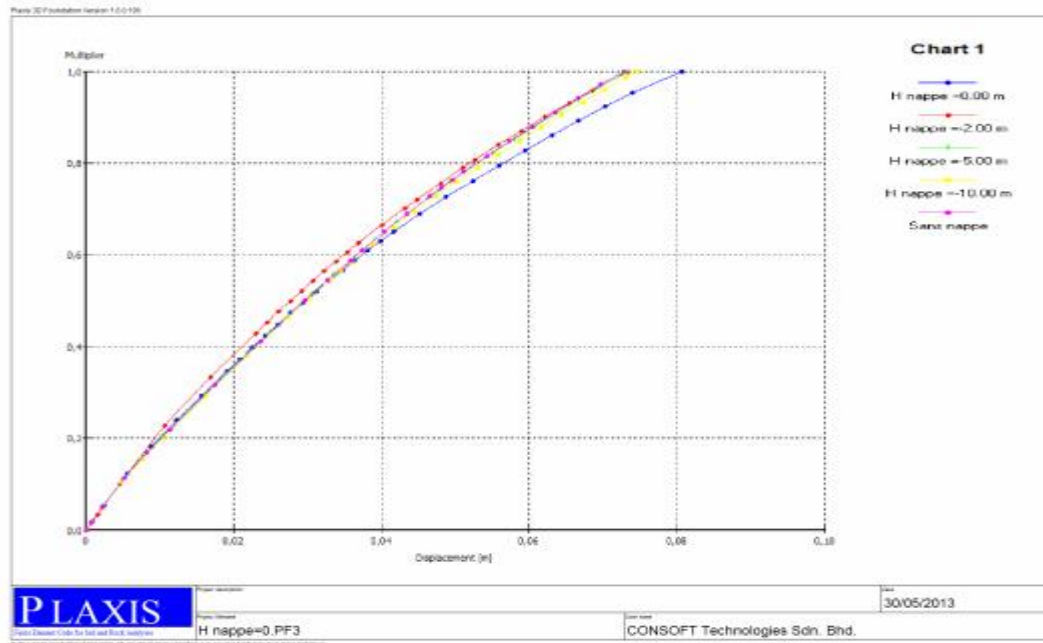


Figure 5. 63 L'évolution des déplacements horizontaux U_x de la semelle de liaison pour les différentes hauteurs de la nappe.

Tableau 5. 14 Les résultats des déplacements horizontaux U_x pour les cinq simulations selon la hauteur de la nappe.

h nappe [m]	0,00	-2,00	-5,00	-10,00	Sans nappe
U_x -Semelle [m]	0,081	0,073	0,073	0,075	0,073

Les figures 5.64 et 5.65 montrent la représentation graphique en modèle 3D de la nappe par le code Plaxis après exécution des modèles.

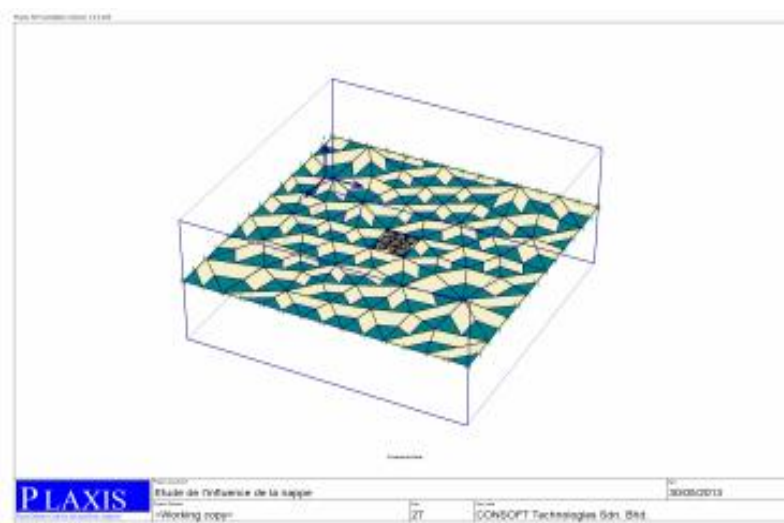
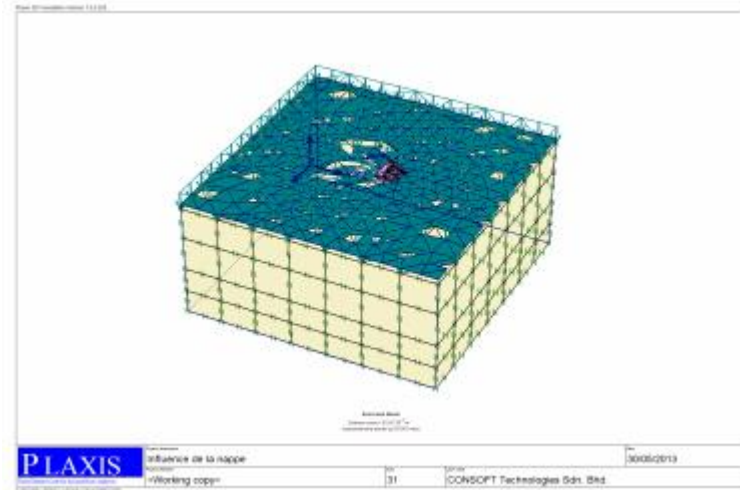


Figure 5. 64 Représentation de la nappe en modèle 3 D par le code de calcul Plaxis Niv= -10.00m.



**Figure 5. 65 Représentation de la nappe modèle 3D par le code de calcul Plaxis
Niv = - 0.00m.**

Les figures 5.66 à 5.70 représentent la distribution des moments fléchissant sur le long des pieux N°4-N°5-N°6 pour les différentes hauteurs de la nappe.

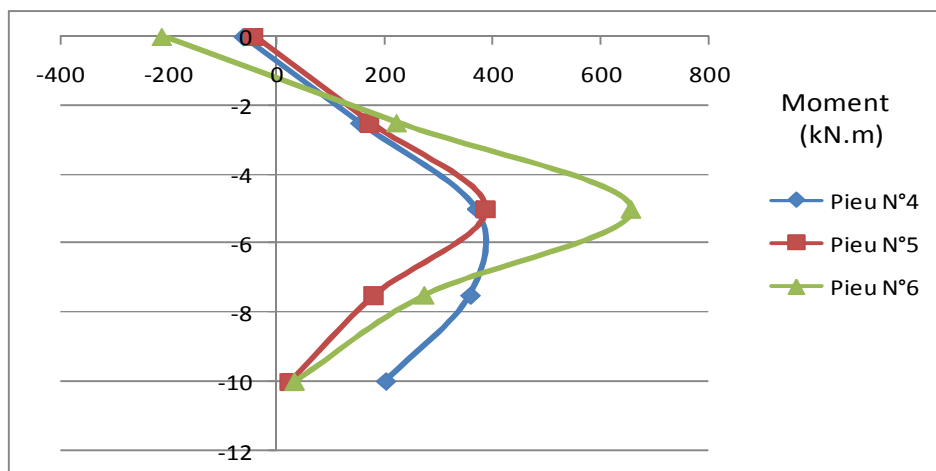


Figure 5. 66 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Nappe h =0.00m-

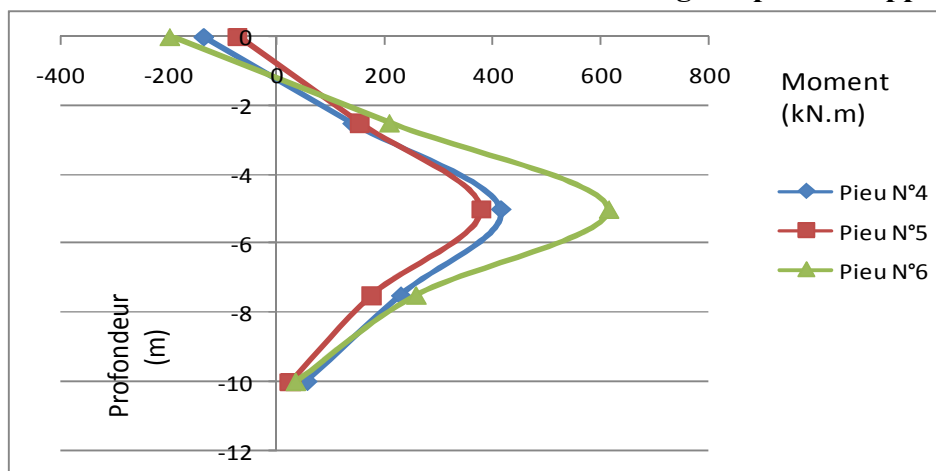


Figure 5. 67 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Nappe h= -2,00m-

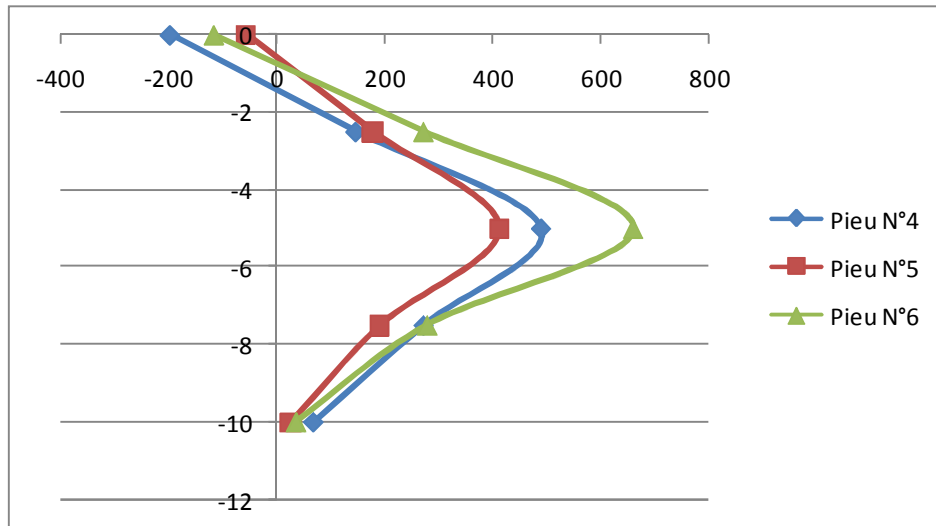


Figure 5. 68 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Nappe h =-5.00 m-

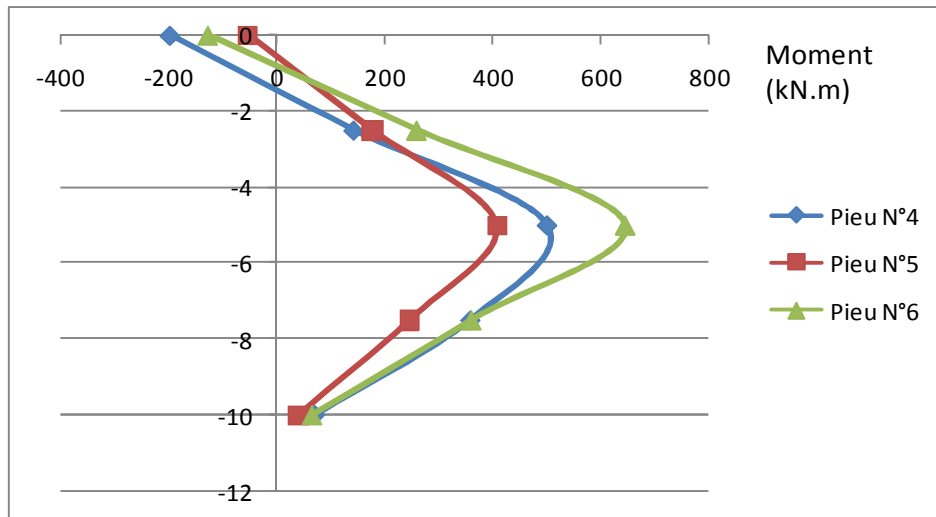


Figure 5. 69 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Nappe h = - 10,00 m-

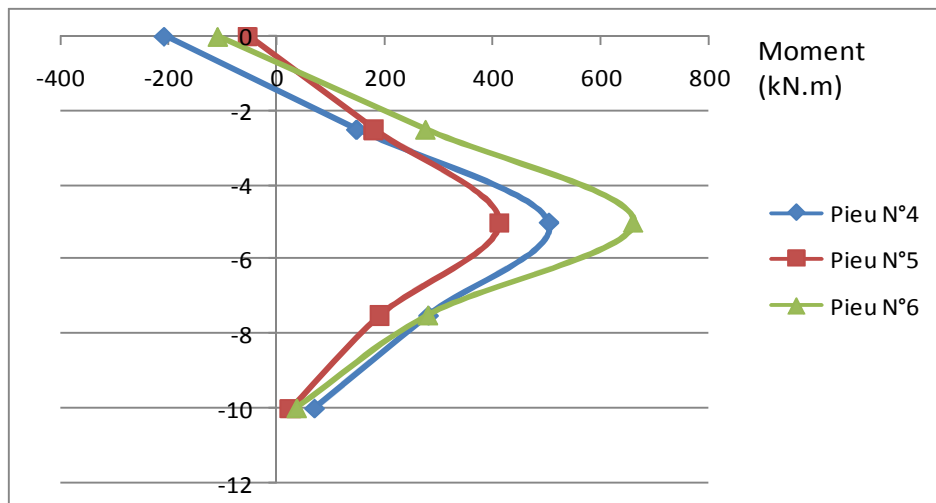


Figure 5. 70 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux -Sans Nappe-

**Tableau 5. 15 Récapitulatif des résultats des moments fléchissant (kN.m)
pour les pieux N°4 - N°5 - N°6.**

Profondeur du pieu [m]	h nappe = 0.00m			h nappe = -2.00m		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	-62,76	-41,74	-213,27	-136,59	-73,12	-198,70
-2,50	153,14	172,36	221,25	138,93	151,76	208,08
-5,00	369,04	386,47	655,77	414,45	376,65	614,86
-7,50	356,91	180,02	272,63	229,10	174,63	257,76
-10,00	200,47	25,20	32,26	55,18	24,45	34,54
Profondeur du pieu [m]	h nappe = -5.00m			h nappe = -10.00m		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	-198,79	-57,78	-118,57	-198,71	-53,91	-128,80
-2,50	145,67	176,45	271,40	140,86	176,58	258,69
-5,00	490,13	410,68	661,37	499,02	407,07	646,18
-7,50	271,99	190,15	278,56	357,02	246,13	360,71
-10,00	67,38	24,86	34,63	69,41	39,30	64,71
Profondeur du pieu [m]	Sans Nappe					
	N°4	N°5	N°6			
0,00	-208,87	-54,82	-111,47			
-2,50	146,83	178,33	274,68			
-5,00	502,53	411,49	660,82			
-7,50	280,13	190,37	279,49			
-10,00	69,36	24,50	35,39			

Le tableau 5.15 récapitule les résultats des moments fléchissant relatifs aux N°4-N°5-N°6 représentant les trois rangées du groupe de pieux 3×3. D'après ce tableau, on peut remarquer ce qui suit :

- L'intensité du moment fléchissant pour le cas du modèle sans nappe reste inférieure par rapport aux autres modèles qui ont la nappe à différentes hauteurs.
- Le pieu N°6 qui correspond à la rangée d'avant reste le plus sollicité par rapport aux autres pieux.

- Le moment d'encastrement du pieu N°6 diminue avec l'abaissement du niveau de la nappe. Cette remarque n'est pas valable pour les pieux N°4 et N°5.

5.3.7.3 Conclusion :

L'existence de la nappe phréatique pour le cas du système du groupe de pieux engendre des augmentations considérables en termes de moments fléchissant. Sa prise en compte est indispensable pour le dimensionnement du système de groupe de pieux soumis à un chargement horizontal.

5.3.8 Effet du choix du modèle de comportement

5.3.8.1 Définition du modèle :

Dans le but d'étudier l'effet du choix du modèle de comportement du sol. Quatre modèles de comportement du sol, prédéfinis dans le code de calcul Plaxis 3D, seront utilisés à savoir :

- 1- Le modèle élastique linéaire (EL) ;
- 2- Le modèle élastique parfaitement plastique (EPP), sans écrouissage, du type Mohr-Coulomb ;
- 3- Le modèle Hardening Soil Model (HSM) pour les sols durcissant. Ce modèle a pour effet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb en terme de non-linéarité et de la prise en compte de la dilatance ;
- 4- Le modèle Soft Soil Model (SSM) pour les sols mous, qui est dérivé du modèle de Cam Clay.

La figure 5.71 ci-dessous, montre la représentation des 04 modèles par le logiciel Plaxis selon la loi de comportement du sol .

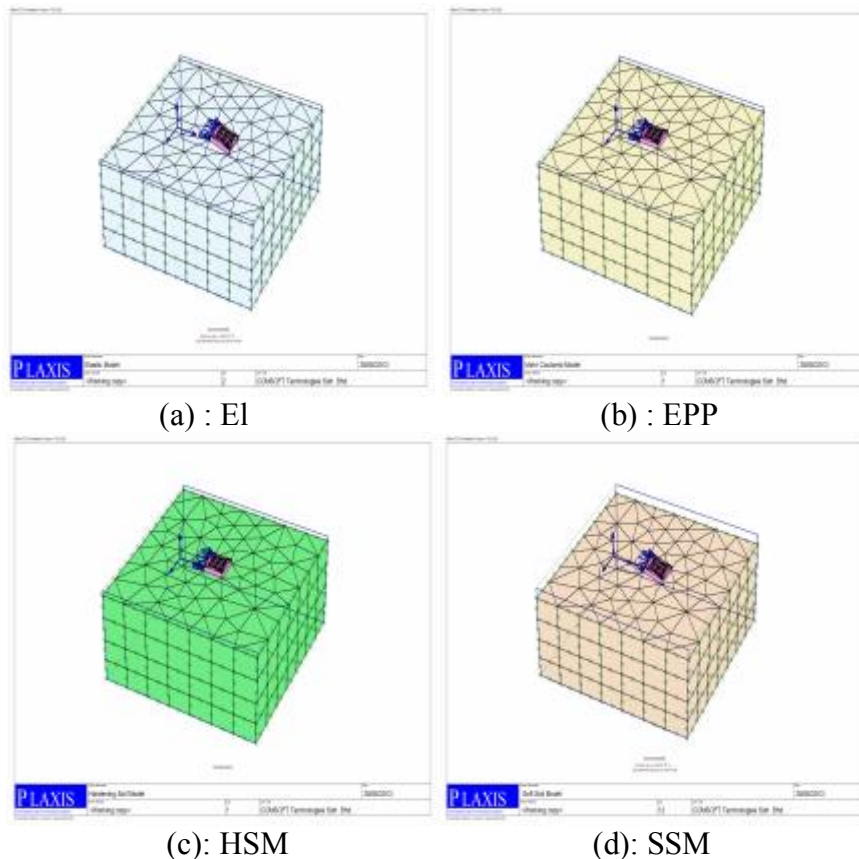


Figure 5. 71 Représentation des 04 modèles de comportement par le logiciel Plaxis.

Tableau 5. 16 Les caractéristiques physiques et mécaniques du sol selon les 04 modèles de comportement.

	Elasticité Linéaire (EL)	Mohr-Coulomb (EPP)	Hardening Soil Model (HSM)	Soft Soil Model (SSM)
Module sécant dans un essai triaxial E_{50}^{ref} (KN/m ²)	40000	40000	40000	-
Module en décharge ($\approx 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$) E_{ur}^{ref} (KN/m ²)	-	-	120000	-
Module tangent dans un essai oedométrique E_{oed}^{ref} (KN/m ²)	-	-	35000	-
Cohésion C (Kpa)	-	1	1	1
Angle de frottement φ (°)	-	30	30	30
Coefficient de Poisson ν	0,2	0,2	0,2	0,2
Indice de compressibilité modifié λ^*	-	-	-	0,1
Indice de gonflement modifié κ^*	-	-	-	0,02
Puissance m	-	-	0,5	-
Poids volumique du sol γ (KN/m ³)	20	20	20	20

Le tableau 5.16 reprend les caractéristiques physiques et mécaniques des 04 modèles proposés dans les simulations selon le modèle de comportement. Les autres caractéristiques citées dans le tableau 5.1 restent valables.

5.3.8.2 Interprétation des résultats :

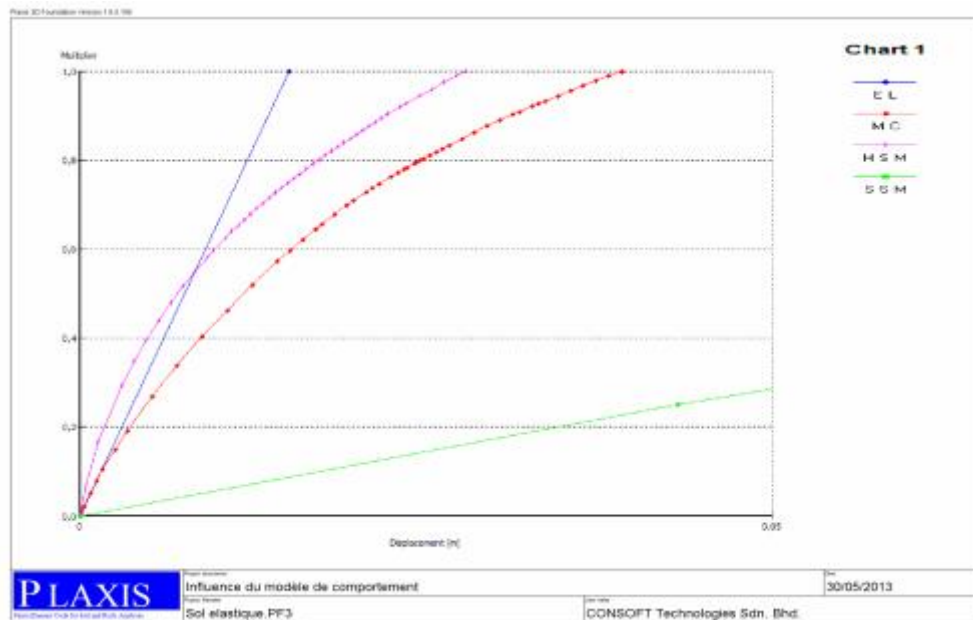


Figure 5. 72 L'évolution des déplacements horizontaux U_x de la semelle de liaison selon les différents lois de comportement.

La figure 5.72 montre l'évolution des déplacements horizontaux des points À, B, C et D se situant au niveau de la semelle. Pour les 04 quatre modèles de comportement retenus pour le sol. Sur cette figure, on aperçoit ce qui suit :

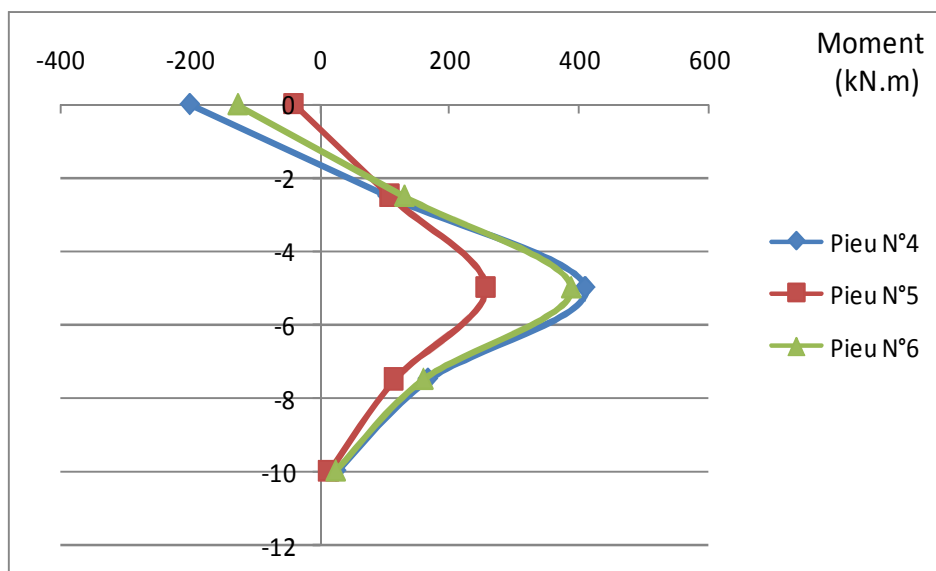
- Le modèle élastique linéaire (EL) est représenté par une droite avec une proportionnalité linéaire chargement-déplacement. Le déplacement maximal représente le plus petit déplacement par rapport aux autres trouvés dans les 03 modèles restants, il est estimé à 0,015m.
- Le modèle SSM représentant les sols mous donne des déplacements horizontaux très importants par rapport aux autres modèles. Ceci est dû essentiellement aux propriétés de rigidités très faibles pour ce genre de sol. Le déplacement final est de 0,231m, ceci représente 15 fois le déplacement horizontal relatif au modèle EL.
- Le modèle Mohr-Coulomb et le modèle (HSM) donnent des formes d'évolution de déformation semblables et des déplacements horizontaux de 0,039m et 0,028m respectivement.

Les résultats des déplacements horizontaux trouvés sont récapitulés dans le tableau 5.17.

Tableau 5. 17 Les résultats des déplacements horizontaux U_x pour les cinq simulations selon la hauteur de la nappe.

Loi de comportement	E.L	H.S.M	EPP	S.S.M
U_x -Semelle [m]	0,015	0,028	0,039	0,231

Les figures 5.73 à 5.76 ci-dessus présentées illustrent la distribution des moments fléchissant sur le long des pieux N°4-N°5-N°6 selon les lois de comportements étudiées.



**Figure 5. 73 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux N°4-N°5-N°6
Loi de comportement « E L »**

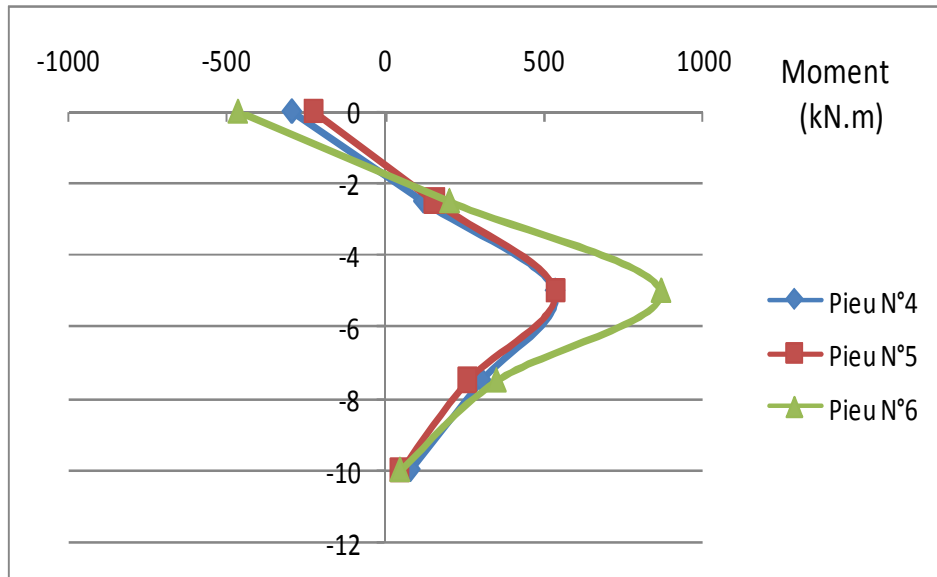


Figure 5. 74 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux - E P P -

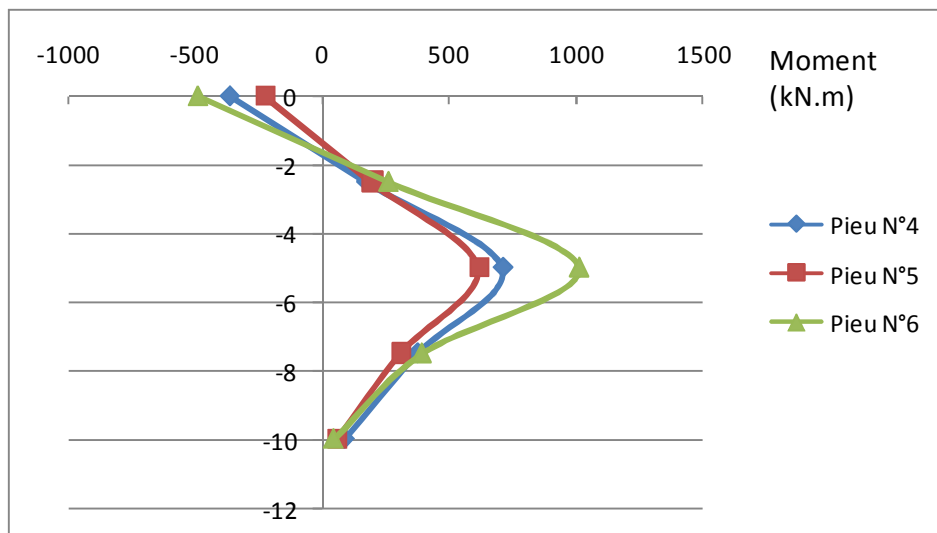


Figure 5. 75 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux - HSM-

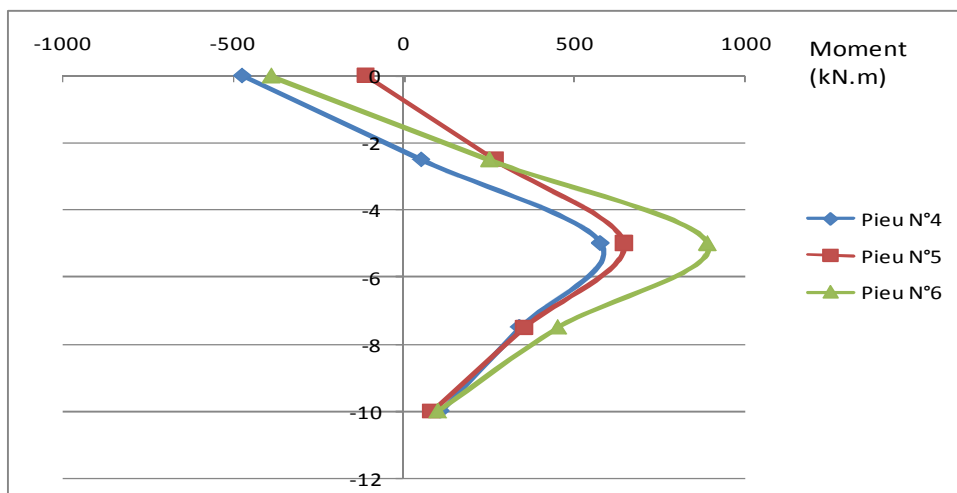


Figure 5. 76 Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux - SSM -

Tableau 5. 18 Récapitulatif des résultats des moments fléchissant (kN.m) pour les pieux N°4 - N°5 - N°6.

Profondeur du pieu [m]	E L			EPP		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	-200,40	-40,88	-128,81	-292,74	-224,54	-462,76
-2,50	104,46	106,64	128,86	122,54	155,35	203,55
-5,00	409,33	254,16	386,54	537,82	535,24	869,87
-7,50	166,56	113,32	158,05	305,55	259,18	351,39
-10,00	25,07	12,22	22,42	81,16	47,13	47,64
Profondeur du pieu [m]	H S M			S S M		
	N°4	N°5	N°6	N°4	N°5	N°6
0,00	-358,61	-223,76	-488,37	-469,95	-108,36	-388,92
-2,50	177,56	197,51	262,26	53,97	267,68	251,54
-5,00	713,73	618,78	1012,89	577,88	643,72	892,01
-7,50	378,42	310,72	392,59	340,83	352,07	452,17
-10,00	90,81	61,97	45,29	109,84	82,83	100,06

Le tableau 5.18 résume les résultats des moments fléchissant correspondants aux N°4 - N°5 - N°6 représentant les (03) rangées du groupe de pieux 3×3. D'après ce tableau, on peut tirer les observations suivantes :

- Les moments fléchissant donnés par le modèle élastique E.L semblent être sous estimés par rapport aux autres modèles. Ce modèle n'est pas approprié pour les sols, car sous l'effet de l'amplification du chargement extérieur, les sols rentrent en plasticité et des déformations irréversibles apparaissent.
- Les moments tirés à partir des modèles : Mohr-Coulomb EPP et Hardening Soil Model HSM sont semblables.
- L'effet du groupe a été observé pour les quatre modèles, où le pieu N°6 (rangée avant) est toujours le plus sollicité.

5.3.8.3 Conclusion :

L'étude de l'effet du choix des modèles de comportement des sols sur les résultats a été examinée sous l'angle de la réponse du groupe de pieux en termes de déplacements horizontaux et moments fléchissant. Les résultats obtenus sont conformes à l'attente générale.

Conclusion Générale

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à la modélisation numérique du problème d'Interaction Sol-Structure. Une attention particulière a été accordée à l'interaction Sol-Pieu sous l'effet d'un chargement statique horizontal. Cette charge est appliquée en tête de pieu pour le cas de l'étude du pieu isolé et un chargement surfacique appliqué sur la face latérale de la semelle de liaison pour le cas du groupe de 3×3 pieux. Cette étude qui portait sur le comportement des pieux, nous a permis de mieux appréhender le phénomène d'interaction ainsi que les paramètres déterminants dans la compréhension du comportement et le dimensionnement des pieux sous l'effet d'un chargement latéral.

Un descriptif général des pieux a été présenté, en décrivant les différents types de pieux selon leurs modes de mise en place ainsi leurs principes de fonctionnement.

La description de la modélisation en éléments finis, par le code Plaxis 3D version 1.6, du comportement des sols a été succinctement présentée. Les différents modèles prédéfinis dans le code Plaxis 3D ont été utilisés dans les simulations. Les résultats ont montré que le modèle élastique reste peu représentatif et ne reflète nullement le comportement réel des sols. Le modèle élastique parfaitement plastique (EPP), le modèle à durcissement (HSM : Hardening Soil Model) ou le modèle pour sols mou (SSM) donnent des réponses plus pragmatiques même si ce dernier donne des déformations excessives.

Au cours de ce travail, nous avons pu valider le modèle Plaxis 3D avec le modèle Brown (2011) et une bonne concordance des résultats a été trouvée avec une différence de l'ordre de 4 %, ce qui paraît très raisonnable pour ce type d'étude.

Par la suite, des séries de simulations ont été effectuées sur le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement horizontal, en utilisant le code de calcul Plaxis 3D. L'étude paramétrique a porté sur l'influence des caractéristiques géométriques et mécaniques du pieu (la forme, le rapport d'élançement et la rigidité relative) ainsi que celles du sol en l'occurrence le modèle de comportement, l'angle de dilatance, l'angle de frottement et enfin l'influence du chargement combiné appliqué en tête. Les résultats ont montré la sensibilité de la réponse du pieu vis-à-vis la variation de ces paramètres.

D'autres simulations ont été effectuées sur le comportement d'un groupe de pieux de 3×3 . Avant de commencer l'étude paramétrique ; le modèle Plaxis a pu être validé avec le modèle analytique proposé par Chore dans le domaine élastique, au delà le modèle de Chore a montré ses limites dans le domaine plastique car le sol modélisé ne s'appuie pas sur un critère de rupture mais uniquement sur l'ajustement du coefficient de proportionnalité p-y. Par la suite, et afin de se familiariser avec les facteurs influençant sur le comportement du groupe de pieux, nous avons jugé utile de voir l'influence de la variation du diamètre des pieux, la variation de la rigidité des pieux et du sol en terme du module de Young E, la variation de l'espacement des entraxes pieu-pieu, l'influence de l'élément d'interface ainsi que le choix du modèle de comportement du sol.

Cette étude a révélé que le comportement d'un pieu dans un groupe est fort complexe et est très différent du comportement du pieu isolé ; c'est à dire que lorsque le pieu est soumis à un chargement transmis par la semelle de liaison, sa résistance vis-à-vis du chargement, entraîne une mobilisation de la réaction du sol qui enserré le pieu ce qui en résulte une superposition des contraintes dans le sol et des déformations du sol. La zone de superposition des contraintes et des déformations est tributaire de l'espacement entre pieux ; elle est plus grande quand les pieux sont très peu espacés ce qui en résulte un effet d'ombre qui se manifeste par une dispersion de moments fléchissant entre les différentes rangées du même Groupe de pieux.

Enfin, nous notons qu'il ne faut pas oublier que les résultats découlent dans leur majorité de la qualité des modèles rhéologiques et numériques utilisés. De ce fait, une attention particulière doit

être donnée au choix des paramètres numériques du modèle élément finis afin d'obtenir des réponses correctes et réelles du système Sol-Structure.

Nous notons que ce travail ouvre aussi des voies pour des travaux de recherche en perspective. On peut citer par exemple :

- Comparaison des résultats trouvés avec d'autres codes de calcul (LCPC César, FLAC,...)
- L'étude de l'interaction sol-pieu-structure.
- L'étude de l'interaction dynamique sol-pieu et aussi sol-pieu-structure.
- Etude pathologique des cas réels (Statique et Dynamique) sous Plaxis 3D.

Annexe : Présentation du code de calcul Plaxis 3D

1. Introduction

PLAXIS 3D Foundation est un code de calcul tridimensionnel, dédié à l'analyse en trois dimensions des déformations de projets de fondation. Le développement de PLAXIS a commencé en 1987 à l'université de Delft de la technologie comme initiative du ministère hollandais de Travaux publics et gestion de l'eau (Rijkswaterstaat). L'objectif était de développer un code de calcul 2D facile à utiliser et initié pour analyser les digues en sols mous (argileux), a vu son champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques.

Le code de calcul Plaxis 3D permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élasto-viscoplastiques en 3D par la méthode lagrangienne actualisée. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire).

2. L'input Des Données

Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous (Brinkgreve, R.B.J, 2004)



Définition graphique de la géométrie du modèle : Celle-ci se fait à partir de la vue en plan du projet. La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques conviviales, ce qui permet une modélisation détaillée et précise de la géométrie. Le maillage d'éléments finis 3D est généré à partir de ce modèle géométrique.



Sondages : Les couches de sol sont définies par l'intermédiaire de sondages. Plusieurs sondages peuvent être implantés pour un projet, permettant ainsi de décrire des couches non horizontales (stratigraphie complexes), ou un terrain naturel en pente. Plaxis interpole automatiquement la position de chaque couche et du terrain naturel entre les différents sondages définis.



Plans de travail : Les éléments de structure sont définis dans les plans de travail horizontaux. En définissant plusieurs plans de travail, il est possible de modéliser des fondations complexes, des sous-sol à plusieurs niveaux, ou encore des parties significatives de la superstructure.



Génération automatique du maillage : Plaxis offre une génération automatique du maillage non structurés d'éléments finis 2D à partir de la vue en plan du modèle. Ce meilleur automatique est une version particulière du « Triangle Generator ». Plusieurs options permettent d'affiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage 3D est généré à partir du maillage 2D, en tenant compte de la stratigraphie (sondages) et des éléments de structure (plan de travail)



Planchers « Floor » : Des éléments « Plaques » peuvent être utilisées pour représenter des fondations superficielles, radiers, parois et planchers, ou d'autres éléments de structure. Le comportement de ces éléments est défini par des propriétés élastiques de raideur ou des courbes de déformation non-linéaires.



Chargement : Plaxis 3D permet de définir plusieurs types de chargements : charges ponctuelles, linéaires réparties. Chaque charge peut être activée/désactivée individuellement dans les différentes phases de calcul.

3. Lois de comportement du sol

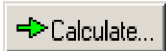


Base de données des matériaux : Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

L'utilisateur peut définir le comportement du sol selon les modèles existants dans le code de calcul Plaxis : Elasticité linéaire ; Mohr-Coulomb ; le Hardening Soil Model (modèle hyperbolique en élasto-plasticité) pour les sols rigides, comme les argiles surconsolidées et les sables ; le Soft Soil Creep Model (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. En plus, Plaxis inclut un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotrope : le Jointed Rock model.

L'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les chercheurs, peut également se prouver intéressante dans les milieux professionnels.

4. Fonctions de calcul



Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant de lancer le calcul.

Incrémentation automatique du pas de charge : Plaxis 3D Foundation peut être lancé en mode de sélection automatique du pas de chargement. Ceci évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

Construction par étapes : Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de Groupes d'éléments, application de chargements ou changement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction et le chargement d'une fondation.

Contrôle de la longueur des arcs : Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. En effet, dans les calculs traditionnels où le chargement est imposé, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de longueur des arcs, il n'en est rien et la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

Gestionnaire de calculs : Dans Gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul retardé. Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et est utile dans le cas d'études paramétriques.



Aperçu : cette option permet de visualiser le modèle 3D et de vérifier le phasage défini. Les calculs 3D étant parfois très longs, il est important de bien vérifier les hypothèses définies avant le lancement des calculs.



Choix des points pour la représentation graphique : Cette option permet à l'utilisateur de

choisir les points de déformation ou de contrainte, ce choix doit être fait avant le début de l'exécution du modèle afin de visualiser l'évolution des déformations et des contraintes des points choisis. L'utilisateur peut choisir jusqu'à 10 points différents.

5. Analyse de résultats

Le post-processeur Plaxis a des fonctions graphiques 3D avancées pour restituer les résultats du calcul. Les valeurs précises des déplacements, forces et contraintes sont accessibles dans les tableaux de résultats. Les graphiques en couleurs et les tableaux peuvent être envoyés directement sur n'importe quel périphérique, imprimante ou traceur, reconnu par Windows ou copiés dans le presse-papier de Windows.

Déformations : La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaine isovaleurs.

Contraintes : La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives ou totales, en pressions ou surpression interstitielles. Ces contraintes peuvent être présentées en lignes isovaleur comme en domaine isovaleur.

Géométrie partielle : Pour améliorer la visualisation interne du modèle 3D, des éléments peuvent être rendus transparents.

Visualisation : Par défaut, le modèle 3D dans le module Output est représenté en perspective, et peut être orienté grâce aux flèches du clavier. Dans les plans de travail, le plan x-y peut être affiché, on note aussi qu'il est possible de définir des coupes.



Courbes « Curve » : Cette option permet la représentation des courbes charge-déplacement, les chemins de contrainte, les courbes effort-déformation, ou encore l'évolution de tassement avec le temps.



Coupe « Cross Section » : Cette option très pratique est offerte par Plaxis pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.

Bibliographie

- [1] **ADDACI Ouassila. (2012)**, « Analyse numérique Analyse numérique par la méthode Des éléments finis d'un pieu isolé sollicité par une charge latérale »Université El Hadj Lakhdar Batna.
- [2] **ARABET Leila. (2010)**, « Modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l'oedomètre »Mémoire de Magister, Université de 20Aout 1955 Skikda.
- [3] **BAKOUR Azzeddine. (2008)**,« Comportement des fondations profondes sous charges : Aspects structuraux et géotechniques » Ecole de technologie supérieure Montréal.
- [4] **Brinkgreve ,R.B.J & Broere,W .(2004)** , « PLAXIS 3D FOUNDATION-version 1” Netherlands.Manual Plaxis 3D».
- [5] **BOURDIM Sidi Mohammed El-Amine. (2011)**, « Contribution à l'étude de l'interaction Sol-Structure,Exemple Mur de soutènement »Mémoire de Magister, Université Aboubekr BELKAID Tlemcen.
- [6] **Brown et al. (2001)**, «Validation Pile-Soil Interaction (PSI) finite element code ».
- [7] **EPF Lausanne. (2000)** , « Classification des pieux », Travaux de Fondation, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
- [8] **Franck. R. (1999)**, « Calcul des fondations superficielles et profondes, techniques de L'ingénieur». Presse de l'école nationale des ponts et chaussée.
- [9] **GUETTAFI,Nesrine.(2012)**,« Comportement des sols mous lors d'un essai pressiométrique » Mémoire de Magister ,Université El Hadj Lakhdar Batna
- [10] **HARTWIGSEN Grégory. (2012)**, « Etude et modélisation du renforcement de sol par Colonnes à Module Mixte (CMM)». (INSA STRASBOURG).
- [11] **H.S Chore et al. (2012)**, « Non-linear analysis of pile groups subjected to lateral loads using p-y curve ».
- [12] **Jasim M Abbas. (2008)**, « Single Pile Simulation and Analysis Subjected to Lateral Load».
- [13] **Jasim M Abbas.(2010)** ,« Influence of Group Configuration on the Lateral Pile Group Response Subjected to Lateral Load ».
- [14] **MAGNAN J.P, MESTAT P. (1991)** ,« Lois de comportement et modélisation des sols», Techniques de l'Ingénieur : traité Construction, PP C218-1 – C218-23.
- [15] **Nima Ghashghaee Zadeh.(2011)** ,«Performance of Single Pile under Vertical and Lateral Load in Sand, Clay and Layered Soil ».
- [16] **Plumelle.C. (2003)**, «Fondations profondes, Chapitre18»,Cnam-Paris-Géotechnique.

- [17] **P.Mpan et al. (2004)**, «Analyse numérique du comportement d'un pieu isolé tridimensionnel chargé latéralement en milieu pulvérulent».
- [18] **Perlo-Mevellec Sabrina. (2003)**, «Etude numérique par l'approche hybride des Groupes de pieux »Thèse de Doctorat au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES).
- [19] **Phanikanth. V. S.(2010)** ,« Response of Single Pile under Lateral Loads in Cohesionless Soils ».
- [20] **Rahmani .S. (2011)**, « Réponse dynamique des pieux en zone sismique », Mémoire de Magister, Université de Batna.
- [21] **Rosqeot.F. (2004)**,«Pieux sous charge latérale cyclique » Thèse de doctorat, laboratoire central des ponts et chaussées de Nantes.
- [22] **Remaud David. (1999)**, « Pieux sous charges latérales : Etude expérimentale de l'effet de groupe » Thèse de DOCTORAT, Ecole doctorale sciences pour l'ingénieur .
- [23] **TSTP. (2008)**, « Techniciens Supérieurs Travaux Publics ».
- [24] **T. Ilyas.(2004)** «Centrifuge Model Study of Laterally Loaded Pile Groups in Clay».
- [25] **T.P.T. Dao.(2011)**,« Validation of PLAXIS Embedded Piles For Lateral Loading» Master of Science Thesis ,Delft University.