

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département : Génie Civil et Hydraulique  
Ref :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم: الهندسة المدنية والري  
المرجع:.....

Mémoire présenté en vue de l'obtention  
du diplôme de  
**Magister en : Génie Civil**  
Option : Interaction Sol-Structure

## **ETUDE NUMERIQUE DE L'INTERACTION SOL-PIEU**

Présenté par :  
**REDOUANE Mohammed Lakhdar**  
Soutenu publiquement le : 17/12/2012

**Devant le jury composé de :**

Dr. BEN MEBAREK .S	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. BELOUNAR. L	Maître de conférences	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. BEN MEBAREK . N	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Dr. BOURAZANE. M	Maître de conférences	Examineur	Université de Biskra

## REMERCIEMENT

Le présent mémoire a été effectué sous la direction de monsieur **Belounar Lamine**, maitre de conférence au Département de génie civil et hydraulique a l'université de Biskra.

Je voudrais exprimer mes sincères remerciements et reconnaissances au docteur **Belounar Lamine** pour sa disponibilité permanente, ses commentaires et bien sûr ses critiques constructives. Je leur suis très reconnu pour l'orientation et le savoir si important que j'ai trouvés en leur noble personne.

Je tiens aussi à présenter mes remerciements les plus ardents à messieurs les membres de jury d'avoir accordé à mon travail une importance très encourageante.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps enseignement et administratif du département et du laboratoire de Modélisation Numérique et Instrumentation en Interaction Sol-Structure de l'université de Biskra.

Mohammed Lakhdar

« La persévérance, c'est ce qui rend l'impossible possible, le possible probable et le probable réalisé... »  
Robert Half

## DEDICACES

*A mes parents qui ont suivi avec attention et un grand intérêt mon parcours et ont mis à ma disposition tous les moyens requis pour mon éducation et mon instruction.*

*A mes chers frères et sœur.  
A tous les membres de ma famille.*

*A tous ceux qui ont de près ou de loin participé  
à la réalisation de ce travail.*

## ***Résumé :***

Actuellement, la construction des ouvrages sur les sols mous est un problème majeur. Cela conduit à rechercher des solutions de fondations adaptées à ce type de terrains. Les recherches récentes s'orientent vers les fondations sur pieux et/ou le renforcement du sol par inclusions rigides ou colonnes ballastées. Les fondations profondes en groupe de pieux dans les argiles ont été étudiées par un grand nombre d'auteurs, que ce soit du point de vue de la modélisation numérique ou par le calcul analytique. Le présent travail vise la modélisation numérique du comportement d'un pieu isolé ainsi que de groupes de pieux dans des sols mous en utilisant deux approches numériques différentes, approche numérique simplifiée avec adhérence parfaite sol-pieu (absence d'élément spécial pour l'interface) et approche numérique tridimensionnelle au l'interface sol-pieu est présenté (glissant).

Dans l'approche numérique simplifiée nous utilisons la méthode des fonctions de transfert de charge et la méthode de continuum élastique à travers les programmes de calcul linéaire et non linéaire des pieux isolés (PI) et des groupes de pieux (GP).

Enfin, l'approche tridimensionnelle par la méthode des éléments finis est utilisée (le logiciel PLAXIS 3D FOUNDATION). Cette dernière approche modélisé le sol et le pieu par des éléments finis compacts, et modélisé l'interface sol-pieu par des éléments sans épaisseur. Le sol est supposé suivre un comportement élastoplastique parfait décrit par le critère de rupture de Mohr-Coulomb. On donne d'abord l'étude sur les différents paramètres d'influence de la courbe de chargement, notamment l'effet de l'interface sol-pieu, l'effet de l'élanement du pieu, l'effet de type de chargement sur la répartition des charges aux pieux dans la fondation mixte radier-pieux et l'effet de groupe de pieux dans de l'argile molle.

**Mots- clés :** Interaction sol-structure, pieux, argile molle, fondations profondes, méthode des éléments finis, linéaire, non linéaire, PLAXIS 3D FOUNDATION.

## ***Abstract:***

Currently, structures construction on soft soils is a major problem. It leads to seek solutions of foundations suited to this type of terrain. Recent research has oriented towards the pile foundations and / or soil reinforcement by stone columns or rigid inclusions. A deep Foundation pile group in clay has been studied by many authors, both in terms of numerical or analytical calculations. The present work aims numerical modeling of isolated pile and pile groups behavior in soft soils using two different numerical approaches, simplified approach with perfect adherence soil-pile (no special interface element) and three-dimensional approach to soil-pile interface is presented (sliding).

The simplified approach we use the load-transfer method and elastic continuum approach through the program for linear and nonlinear computer of single piles (PI) and pile groups (GP).

Finally, the three-dimensional finite element method is used (PLAXIS 3D FOUNDATION). This approach modeled the soil and the pile by the compact finite element, and modeled soil-pile interface with zero thickness elements. The soil is assumed to follow a perfect elastoplastic behavior described by the failure criterion of Mohr-Coulomb. We study in the beginning the influence of various parameters of the loading curve, including the effect of soil-pile interface, the effect of the ratio slenderness, the loading type effect on the load distribution in piles in the piled raft and the pile groups effect in soft clay.

**Keywords:** Soil-structure interaction, piles, soft clay, deep foundations, finite element method, linear, nonlinear, PLAXIS 3D FOUNDATION.

## المخلص :

حالياً، بناء الهياكل على التربة اللينة فيه إشكال كبير. هذا يؤدي بنا إلى البحث عن حلول مناسبة للأساسات لهذا النوع من التربة. وقد وجهت البحوث التي أجريت مؤخراً نحو الأسس من نوع خازوقه و/أو تعزيز التربة بواسطة الأعمدة الحجرية أو مشتمل جامدة. الأسس العميقة من نوع مجموعة خوازيق في التربة الطينية درست من عدة باحثين، سواء من حيث الحسابات العددية أو التحليلية. ويهدف هذا العمل إلى النمذجة العددية لسلوك خازوقه منفردة ولمجموعة خوازيق في التربة اللينة باستخدام تهجين مختلفين لنمذجة العددية، مع نهج عددي مبسط يكون فيه تلاحم كمال تربة- خازوقه (بدون عنصر واجهة) ونهج عددي ثلاثي الأبعاد للخوازيق في التربة وبوجود عنصر واجهة (انزلاق).

في النهج المبسط نستخدم طريقة نقل الحمولة و نهج المرونة المستمرة من خلال برنامجي الحساب الخطي وغير الخطي للخوازيق المعزولة (PI) ومجموعة خوازيق (GP).

وأخيراً، يتم استخدام برنامج ثلاثي الأبعاد الذي يعتمد على طريقة العناصر المحدودة ( PLAXIS 3D FOUNDATION). في هذا النهج التربة والخازوق تنمذج باستعمال العناصر المحدودة المدمجة، والواجهة خازوق - التربة نمذج باستخدام العناصر بدون سمك . ويفترض التربة تتبع السلوك المثالي التي وصفها معيار Mohr-Coulomb. ندرس في بداية ندرس تأثير العوامل المختلفة في منحنيات التحميل، بما في ذلك أثر الواجهة خازوق - تربة، وأثر نسبة النحول، وأثر نوع التحميل على توزيع الحمولة في الخوازيق المكدسة تحت الحصيصة وتأثير مجموعة الخوازيق في الطين اللين .

كلمات البحث :التفاعل هيكل-تربة، خوازيق، الطين اللين، الأساسات العميقة، طريقة العناصر المحدودة، الخطية، غير

الخطية، PLAXIS FOUNDATION 3D.

<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
<b><u>Chapitre I.</u> Généralités sur la modélisation numérique de l'interaction sol-pieu .....</b>	<b>3</b>
<b>I.1. Introduction .....</b>	<b>3</b>
<b>I.2. Définition de l'interface .....</b>	<b>3</b>
<b>I.3. Modélisation du comportement de l'interface.....</b>	<b>4</b>
I.3.1. Modèles élastoplastiques bidimensionnels.....	4
I.3.2. Modèles élastoplastiques tridimensionnels .....	5
I.3.3. Discrétisation par éléments finis du problème de contact en géotechnique .....	6
I.3.4. Résolution des problèmes de contact par la méthode des éléments finis .....	6
I.3.5. Modélisation numérique du contact par la méthode des éléments finis .....	7
I.3.5.1. Eléments sans épaisseur .....	7
I.3.5.2. Eléments couche mince .....	9
I.3.6. Modélisation de l'interface dans PLAXIS 3D FOUNDATION .....	10
I.3.6.1. Introduction .....	10
I.3.6.2. Modélisation numérique .....	11
<b>I.4. Modélisation du comportement des pieux sous charge axiale .....</b>	<b>14</b>
I.4.1. Modélisation numérique de pieu isolé en éléments finis (EF).....	14
I.4.1.1. Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF .....	15
I.4.1.2. Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF .....	16
I.4.2. Modélisation numérique des groupes de pieux en éléments finis (EF) .....	16
I.4.3. Méthode des fonctions de transfert des charges t-z pour pieux isolés.....	26
I.4.4. Méthode des fonctions de transfert des charges t-z pour groupes de pieux.....	30
I.4.5. Modélisation numérique par équations intégrales aux frontières .....	31
<b>I.5. Conclusions .....</b>	<b>32</b>
<b><u>Chapitre II.</u> Méthodes de calcul analytique des pieux isolés et des groupes de pieux .....</b>	<b>33</b>
<b>II.1. Introduction.....</b>	<b>33</b>
<b>II.2. Estimation de tassement d'un pieu isolé avec les méthodes analytiques .....</b>	<b>33</b>
II.2.1 Méthode de Randolph et Wroth (1978) pour un pieu isolé rigide .....	34
II.2.2 Méthode de Chaudhry (1994) .....	37

II.2.2.1 Milieu infini .....	37
II.2.2.2 Milieu fini .....	40
II.2.3 Méthode du Poulos et Davis .....	41
II.2.4 Comparaison entre les résultats de différentes approches .....	44
<b>II.3. Capacité portante des pieux isolés sous charge axiale .....</b>	<b>46</b>
II.3.1. Formules classiques .....	46
II.3.2. Effet de l'installation aux sols cohérents .....	47
II.3.3. Effet du temps après l'installation .....	49
II.3.4. Influence du diamètre .....	51
II.3.5. Détermination de la capacité portante basée sur le comportement rigide-plastique dans les sols cohésifs .....	53
II.3.5.1. Résistance de pointe .....	53
II.3.5.2. Résistance le long du fût .....	53
II.3.6. Détermination de la capacité portante à partir des essais CPT et SPT dans les sols cohésifs .....	55
<b>II.4. Estimation de tassement d'un groupe de pieux avec les méthodes analytiques .....</b>	<b>57</b>
II.4.1. Méthode élastique de Poulos et Davis (1980) .....	58
II.4.1.1 Analyse de l'interaction entre deux pieux .....	58
II.4.1.2 Analyse d'un groupe quelconque .....	62
II.4.2. Méthode empirique de Terzaghi et Peck pour les argiles .....	64
<b>II.5. Capacité portante de groupe de pieux sous charges axiales .....</b>	<b>65</b>
II.5.1 Comportement d'un groupe de pieux .....	65
II.5.2. Coefficient d'efficacité et capacité portante basée sur $C_e$ .....	65
II.5.3. Groupe de pieux dans les sols cohérents .....	66
<b>I.6. Conclusions .....</b>	<b>67</b>

## **Chapitre III. Analyse numérique simplifiée du comportement des pieux isolés et des groupes de pieux.....68**

<b>III.1. Introduction .....</b>	<b>68</b>
<b>III.2. Analyse unidimensionnelle de pieu isolé en charge axiale .....</b>	<b>68</b>
III.2.1 Introduction .....	68
III.2.2 Méthode d'analyse de programme PI .....	70
<b>III.3. analyse de groupe de pieux chargés verticalement .....</b>	<b>76</b>

III.3.1 Introduction .....	77
III.3.2. Méthode d'analyse de programme GP .....	79
III.3.2.1 Groupe de pieux dans un massif semi-infini homogène, élastique isotrope.....	82
III.3.2.2 Extension au sol non homogène .....	82
III.3.2.3 Extension au comportement non linéaire de sol .....	82
<b>III.4 Comparaison avec des essais sur terrain .....</b>	<b>85</b>
III.4.1 Partie 1 .....	85
III.4.1.1 L'analyse de pieu isolé à partir de programme PI .....	85
III.4.1.2 L'analyse de comportements de groupe de pieux dans le Pont Alzey.....	88
III.4.2 Partie 2.....	91
III.4.2.1 L'analyse de pieu isolé à partir de programme PI .....	91
III.4.2.2 L'analyse de groupe de pieux 3×3 à partir du programme GP .....	93
<b>III.5. Comparaison avec différentes méthodes .....</b>	<b>96</b>
<b>III-6-Conclusion .....</b>	<b>100</b>

## **Chapitre IV. Modélisation numérique tridimensionnelle du comportement des pieux.....101**

<b>IV.1. Introduction .....</b>	<b>101</b>
<b>IV.2. Présentation du modèle .....</b>	<b>101</b>
<b>IV.3 Validation de code PLAXIS 3D FOUNDATION .....</b>	<b>104</b>
IV.3.1 Partie 1.....	104
IV.3.1.1 Simulation numérique de Pieu isolé .....	104
IV.3.1.2 comportements de groupe de pieux dans le pont D'Alzey (radier flexible).....	111
IV.3.2 Partie 2.....	116
IV.3.2.1 Simulation numérique de Pieu isolé .....	116
IV.3.2.2 comportements de groupe de pieux (radier rigide ne touchant pas le sol) .....	121
<b>IV.4 Simulation numérique de fondation mixte radier – pieux dans une argile molle... 123</b>	
<b>IV.5. Conclusion .....</b>	<b>126</b>

## **Chapitre V. Etude paramétrique.....127**

---

<b>V.1. Introduction .....</b>	<b>127</b>
<b>V.2. Pieu isolé.....</b>	<b>129</b>
V.2.1. L'influence de propriété de l'interface .....	130
V.2.2. L'influence de L'élancement .....	130
<b>V.3. Fondation mixte radier – pieux et groupe de pieux.....</b>	<b>132</b>
V.3.1 La répartition des charges aux pieux dans la fondation mixte radier-pieux .....	132
V.3.2 Coefficient de fondation mixte radier-pieux .....	135
V.3.3 Relation charge-tassement et la capacité portante du groupe .....	137
<b>V.4. Conclusions .....</b>	<b>140</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>141</b>
<b>Références bibliographiques.....</b>	<b>145</b>

# Liste des figures

## Chapitre I

Figure I-1: Contraintes agissant sur l'interface : (a) cas tridimensionnel, (b) cas bidimensionnel (Fakharian et Evgin 2000)

Figure I-2: Discrétisation numérique du problème de contact sol-structure (Potts et Zdravkovic 1999; Potts et al. 2002)

Figure I-3: Élément d'interface sans épaisseur et la matrice de rigidité correspondant (Goodman, Taylor, et Brekke (1968))

Figure I-4 (a): Surface de discontinuité (b) Eléments d'interface à deux nœuds (Frank et al. 1982)

Figure I-5: Élément sans épaisseur (LK1) combinant les avantages des GTB et des LRH composé de deux éléments GTB (Kaliakin et Li 1995)

Figure I-6: Élément couche mince à 6 nœuds (Sharma et Desai 1992)

Figure I-7: Résistance au cisaillement et la résistance de pointe (H.K. Engin et al. 2009)

Figure I-8: Numérotation et positionnement locaux des nœuds (•) et les points d'intégration (×) d'un élément interface de 16 nœud (Plaxis 3D Foundation Manuel, 2006)

Figure I-9: Maillage tridimensionnel d'un groupe de pieux (Jeong et al. 1997).

Figure I-10: Maillage tridimensionnel de groupe supporte la pile de pont (Ngoc-Thanh NGUYEN et al. 2004)

Figure I-11: Numérotation et positionnement locaux des nœuds (•) et des points d'intégration (x) d'un élément plaque de 6 nœuds (Plaxis 3D Foundation Manuel, 2006)

Figure I-12: Les espacements étudiés d'un groupe de pieux (H.K. Engin et al. 2008)

Figure I-13: Courbes charge-déplacement pour les différents espacements (H.K. Engin et al. 2008)

Figure I-14: Exemple d'analyses de groupe de pieux par diverses méthodes (après Poulos, 2001)

Figure I-15: Maillages du modèle 3D de groupe de pieux dans Plaxis 3d foundation (H.K. Engin et al. 2008)

Figure I-16: Vue 3D de groupe de pieux dans Plaxis 3d foundation (H.K. Engin et al. 2008)

Figure I-17: Le moment de flexion dans le radier d'après Plaxis 3d foundation (H.K. Engin et al. 2008)

Figure I-18: Les déplacements verticaux à partir Plaxis 3d foundation (H.K. Engin et al. 2008)

Figure I-19: Comparaison entre différentes méthodes (la ligne rouge représente le résultat de PLAXIS 3D FOUNDATION)

Figure I-20: Principes des fondations mixtes radier– pieux (Y.M. El-Mossallamy et al. 2009)

Figure I-21: Maillage Typique en 3D par éléments finis utilisés pour des fondations mixtes radier – pieux (Jinhyung Lee et al. (2009))

Figure I-22: Section de pieu tubulaire et solide

Figure I-23: Courbes Charge-tassement des cas (UR), (PR) et (FPG) avec ( $L_p = 16\text{m}$ ) (Jinhyung Lee et al. (2010))

Figure I-24: Analyse de transfert de charge donnée par Coyle et Reese (1966)

Figure I-25: Courbes de transfert pour les pieux tubulaires dans l'argile (Modèle de Coyle et Reese, 1966)

Figure I-26: Lois de mobilisation du frottement axial et de l'effort de pointe unitaires (Frank et Zhao 1982)

Figure I-27: Méthode simplifiée étudiée le comportement du système sol-pieu basée sur la méthode t-z (Liu et al. 2004)

Figure I-29: Pieu intégrée dans le sol multicouche (Ai et Han 2009)

Figure I-30: Les résultats obtenues par Ai et Han (2009) pour les pieux isolés intégrés dans le sol multicouche : (a) Rapport de charge-tassement en fonction de l'élançement du pieu : (b) Répartition des contraintes de cisaillement le long du pieu. (Ai et Han 2009)

## Chapitre II

Figure II-1: Analyse du pieu par une séparation des charges supportées par le fût et la pointe (Randolph et Wroth (1978))

Figure II-2: Variation hypothétique de limite d'influence du pieu (Randolph et Wroth (1978))

Figure II-3: Le mécanisme de transfert de charge adopté dans le développement de la nouvelle méthode analytique (Chaudhry (1994))

Figure II-4: Zones de sol déformé en cisaillement et portant autour d'un pieu (Chaudhry (1994))

Figure II-5: Zones de sol déformé pour milieu finie (Chaudhry (1994))

Figure II-6: Coefficient de correction  $R_h$  (Poulos et Davis, 1980)

Figure II-7: Coefficient de correction  $R_v$ . (Poulos et Davis, 1980)

Figure II-8: Coefficient d'influence pour le tassement  $I_0$ . (Poulos et Davis, 1980)

Figure II-9: Coefficient de correction  $R_k$ . (Poulos et Davis, 1980)

Figure II-10: Coefficient de correction  $R_b$ . (Poulos et Davis, 1980)

Figure II-11: Module du sol pour les argiles. (Poulos et Davis, 1980)

Figure II-12: Rapport de charge-tassement en fonction d'élançement pour les pieux rigides

Figure II-13: Rapport charge-tassement en fonction d'élançement pour des pieux compressibles

Figure II-14: Capacité portante d'un pieu en compression

Figure II-15: Résumé des mesures de l'excès de pression interstitielle (Poulos et Davis, 1980)

Figure II-16: Excès des pressions interstitielles au voisinage du pieu à  $1.15r_0$  en fonction de OCR. (Randolph et al 1979)

Figure II-17: Zone remaniée dans les sols cohérents lors de battage de pieux. (Hannigan et al, 1998)

Figure II-18: Coefficient de réduction de la résistance de cisaillement pour l'argile (Coyle et Reese, 1966)

Figure II-19: Pieu ouvert

Figure II-20 Coefficient d'adhérence pour les pieux installés dans l'argile (Tomlinson 1980).

Figure II-21: (a)  $L/d = 10$ ; (b)  $L/d = 25$ ; et (c)  $L/d = 50$  : Coefficient d'interaction pour pieux flottants. (Poulos et Davis, 1980)

Figure II-22: Coefficient de correction pour la couche semi-infinie (Poulos et Davis, 1980)

Figure II-23:  $L/d = 10$ ;  $L/d = 25$ ; et  $L/d = 50$  : Coefficient d'interaction pour pieux porteurs en pointe (Poulos et Davis, 1980)

Figure II-24: Groupe de 4pieux identiques.(Adapté de Frank, 1995)

Figure II-25: Répartition des contraintes pour pieux flottants dans une argile homogène. (Prakash et Sharma, 1990)

Figure II-26: Dimensions du bloc monolithique (Meyerhof, 1976).

### **Chapitre III**

Figure III-1: Elément fini barre (I.M. Smith 1986)

Figure III-2: Représentation de système sol/pieu

Figure III-3: Traitement du comportement du sol

Figure III-4: Illustration de deux sources de résistance de sol

Figure III-5: Organigramme de programme (PI) d'analyse des pieux isolent sous charge vertical

Figure III-6: Modèle de groupe de pieux intégrés dans un massif semi-infini homogène, élastique isotrope

Figure III-7: Organigramme de programme analyse le groupe de pieux

Figure III-8: Disposition de l'essai de chargement de pieu et les points de mesure

Figure III-9: La courbe de charge Mesure- tassement et de la distribution des charges entre la résistance de pointe et le frottement latérale

Figure III-10: Comportement de Charge-tassement de pieu isole d'essais sur train et le calcul numérique donne par le programme PI et le calcul analytique de Poulos et Davis 1980

Figure III-11:Disposition de Fondation et le comportement de charge-tassement

Figure III-12: Comportement de Charge-tassement de groupe de pieux dans le pont Alzey Calcule par le programme GP et le calcul analytique de Poulos et Davis 1980

## **Chapitre IV**

Figure IV- 1: Schéma de distribution des points de contrainte et des nœuds dans l'élément Wedge à 15 nœuds (Plaxis 3D Foundation Manuel, 2006)

Figure IV-2: Modèle 3D du sol pour un pieu isole

Figure IV-3:Maillages 3D par éléments finis pour simuler le comportement de pieu isole

Figure IV-4: Les phases de calcul de model

Figure IV. 5:Les courbes 3D de charge-tassement pour les différents maillages

Figure IV.6 : Comparaison entre les résultats numériques et les résultats analytiques et les résultats des mesurés sur place.

Figure IV.7: Résultats des déformations en utilisant PLAXIS 3D FOUNDATION.

Figure IV. 8: Distribution des charges axiales le long de pieu

Figure IV.10: Maillages 3D par éléments finis pour simuler le comportement des fondations.

Figure IV.12: Résultats des analyses de la pile de pont d'Alzy à l'aide de PLAXIS 3D FOUNDATION. (a) Tassement à la surface du sol ;(b) Tassement de radier ; (c) distributions de charge axiale sur pieux;(d) La déformée des pieux ;(e) mobilisation de frottement latérale distribue aux pieux

Figure IV.13: Maillage 3D en éléments finis pour simuler le comportement d'un pieu isole

Figure IV.14: L'action de groupe de pieux

Figure IV.15: Modèle de pieu a tube circulaire en acier ferme aux extrémités

Figure IV.16: Maillages en 3D par éléments finis utilise pour simuler le comportement de pieu tubulaire isole.

Figure IV.21: Comparaison entre les résultats numériques de comportement charge-tassement moyen de radier (UR) et de radier-pieux (PR)

Figure IV.12: Résultats des analyses de la fondation mixte radier-pieux à l'aide de PLAXIS 3D FOUNDATION.

## Chapitre V

Figure V-1: Configuration des pieux étudiés: (a)  $n=9, s=3D$ ; (b)  $n=9, s=6D$ ; (c)  $n=9, s=8D$ ; (d)  $n=16, s=4D$ ; (e)  $n=16, s=6D$

Figure V-2: L'influence de l'interface sol-pieu sur le comportement de système sol/pieu ( $L_p/L_s = 0.8, 1$ )

Figure V-3: a,b,c L'effet de l'élançement de pieu sur le comportement de système sol/pieu (a :  $R_{int}=1$  ; b :  $R_{int}=0.65$  ; c :  $R_{int}=0.5$ )

Figure V-4.a-f La répartition des charges aux pieux ( $L_p/L_s = 0.8$ ) avec différent type de chargement pour l'argile molle :  $4 \times 4, S=3D$  et  $6D$

Figure V-5.a,b,c La répartition des charges aux pieux ( $L_p/L_s = 0.8$ ) avec différent type de chargement pour l'argile raide :  $4 \times 4, S=3D$

Figure V-6: Coefficient de fondation mixte radier-pieux pour des niveaux de charge dans argile molle : (a)  $3 \times 3$  ; (b)  $4 \times 4$

Figure V-7: Coefficient de fondation mixte radier-pieux pour des niveaux de charge dans argile raide : (a)  $3 \times 3$  ; (b)  $4 \times 4$

Figure V-8: L'effet de type de chargement sur le comportement de charge-tassement dans l'argile molle en présence d'interface sol-pieu. (a)  $3 \times 3$  ; (b)  $4 \times 4$

Figure V-9: Coefficient d'efficacité de la capacité portance du groupe

# Liste des tableaux

## Chapitre I

Tableau I.1: Coefficients d'interaction (cas d'un sol élasto-plastique, Jeong et al. (1997))

Tableau I.2: Coefficients d'interaction (cas d'un sol élastique linéaire, Jeong et al. (1997))

## Chapitre II

Tableau II-1: Mesure et prédiction de changements des ( $c_u$ ) et ( $w$ ) avec le temps après battage (Adapté de Seed et Reese, 1955)

Tableau II-2: Méthodes de calcul des résistances unitaires de pointe et le long du fût pour pieux forés et battus dans l'argile (Adapté de Salgado, 2008)

Tableau II-3: Les pieux forés dans l'argile et le silt (Salgado, 2008) Valeurs de  $c_s$  et  $n_s$

Tableau II-4: Les pieux forés dans l'argile et le silt (Salgado, 2008) Valeurs de  $c_p$  et  $n_p$

Tableau II-5: Valeurs de  $C_e$  selon essais de chargement sur pieux flottant en vraie échelle (Whitaker, 1957)

## Chapitre III

Tableau III-1: Les variables données au programme PI

Tableau III-2: Les variables données au programme GP

Tableau III-7: Comparaison de la répartition des charges à différentes pieux dans le groupe des 9 pieux à la charge de travail 2.58MN

## Chapitre IV

Tableau IV-1: Les paramètres du modèle de sol

Tableau IV-2: Maillages appliqués à l'analyse de trois dimensions de pieu isolé

Tableau IV-3: Le résultat de tassement de différentes méthodes de calcul Pour un chargement de 2000KN (limite de phase élastique)

Tableau IV-4: Principales propriétés des 3 maillages utilisées pour l'analyse du groupe de pieux.

Tableau IV-5: Le tassement calculé de pile de pont d'Alzy.

Tableau IV-9: Coefficient de fondation mixte radier-pieux déterminé par PLAXIS et ABAQUS

## Chapitre V

Tableau V-1: Paramètres des martiaux utilisés dans les analyses

Tableau V-2: Résumé de l'analyse numérique réalisée

## Notations et abréviations

- $A_p$  : aire du pieu circonscrit par le diamètre extérieur ( $m^2$ )
- $A_{si}$  : aire latérale le long de pieu,  $i$  représente la couche de sol ( $m^2$ )
- $B_G$  : largeur du groupe de pieux en plan (m)
- $B$  : largeur de radier (m)
- $C_e$  : coefficient d'efficacité pour groupe de pieux sous charges axiales (sans unité)
- $c$  : cohésion (kPa)
- $c'$  : cohésion effective (kPa)
- $c_i$  : cohésion de l'interface (kPa)
- $c_p$  : rapport de la résistance ultime de pointe par la résistance limite en pointe (sans unité)
- $c_u$  : cohésion non draine (kPa)
- $c_{ub}$  : cohésion non draine à la base du pieu (kPa)
- $c_{us}$  : cohésion non draine à la surface du sol (kPa)
- $c_u(\infty)$  : cohésion non draine après l'installation de pieu (kPa)
- $c_u(0)$  : cohésion non draine initiale (kPa)
- $D$  : diamètre extérieur du pieu (m)
- $D_i$  : diamètre intérieur du pieu (m)
- $E$  : module d'Young (kPa)
- $E_M$  : module pressiométrique (kPa)
- $E_{oed,i}$  : module (oedométrique) de compression unidimensionnelle de l'interface (kPa)
- $E_p$  : module d'Young du pieu (kPa)
- $E_s$  : module d'Young du sol (kPa)
- $f_{ij}$  : coefficient de flexibilité (souplesse) dénotant le tassement au nœud  $i$  due à une charge unitaire au nœud  $j$
- $G$  : module de cisaillement (kPa)
- $G_b$  : module de cisaillement à la base du pieu (kPa)
- $G_{L/2}$  : module de cisaillement à mi-longueur de pieu (kPa)
- $G_i$  : module de cisaillement de l'interface (kPa)
- $h$  : profondeur de la couche du sol (m)
- $I_0$  : coefficient d'influence pour le tassement (sans unité)
- $K_0$  : coefficient des pressions des terres in situ au repos (sans unité)
- $K_n$  : rigidité normale (kPa/m)

$K_t$  : pente initiale de frottement latéral pendant le chargement (kPa/m)  
 $K_p$  : pente initiale de l'effort de pointe pendant le chargement (kPa/m)  
 $L$  : longueur de l'interface (m)  
 $L_G$  : longueur du groupe de pieux en plan (m)  
 $L_p$  : longueur du pieu (m)  
 $l_i$  : longueur du tronçon  $i$  (m)  
 $M$  : valeur de rapport des contraintes à l'état critique (sans unité)  
 $m$  : nombre de lignes du groupe (sans unité)  
 $N_h$  : coefficient de correction pour la couche semi-infinie (sans unité)  
 $N_q$  : coefficient de capacité portante (sans unité)  
 $N_p$  : nombre de coups autour de pointe du pieu (sans unité)  
 $N_{si}$  : nombre de coups dans la couche ( $i$ ) (sans unité)  
 $n_c$  : nombre de colonnes du groupe (sans unité)  
 $n$  : nombre de pieux (sans unité)  
OCR : coefficient de surconsolidation (sans unité)  
 $P$  : périmètre du pieu (m)  
 $p_{LM}$  : pression limite mesurée au pressiomètre  
 $p_{le*}$  : pression limite nette équivalente à la base du pieu  
 $P_i$  : charge verticale supportée par le pieu ( $i$ ) (kN)  
 $P_j$  : chargement au nœud  $j$  (kN)  
 $Q$  : charge axiale pour un pieu (kN)  
 $Q_G$  : charge limite du groupe (kN)  
 $Q_{P\_PR}$  : charge distribuée aux pieux dans la fondation mixte radier-pieux (kN)  
 $Q_{PR\_ult}$  : la capacité portante ultime de fondation mixte radier-pieux (kN)  
 $Q_{SP\_ult}$  : capacité portante ultime d'un pieu isolé (kN)  
 $Q_{UR\_ult}$  : capacité portante ultime de radier (kN)  
 $Q_{adm}$  : capacité admissible des pieux (kN)  
 $Q_{ann}$  : capacité de pointe de pieu calculée en fonction de l'aire de l'anneau (kN)  
 $Q_i$  : charge axiale du tronçon  $i$  (kN)  
 $Q_b$  : charge en pointe du pieu (kN)  
 $Q_s$  : charge de frottement axial (kN)  
 $Q_t$  : charge totale du pieu (kN)  
 $Q_u$  : déplacement ultime au ressort (m)  
 $q_{ann}$  : résistance unitaire de pointe calculée en fonction de l'aire de l'anneau (kPa)

$q_c$  : résistance à la pénétration au cône statique (CPT) (kPa)  
 $q_{si}$  : résistance unitaire de frottement (kPa)  
 $q_{su}$  : résistance unitaire de frottement limite (kPa)  
 $q_p$  : résistance unitaire en pointe (kPa)  
 $q_{pu}$  : résistance unitaire limite de pointe (kPa)  
 $q_{plug}$  : résistance unitaire calculée par le rapport  $Q_{plug}$  par l'aire du bouchon du sol (kPa)  
 $R_{int}$  : facteur de réduction de résistance dans l'interface (sans unité)  
 $R_s$  : rapports de tassement (sans unité)  
 $R_u$  : charge ultime au ressort (KN)  
 $r_0$  : rayon du pieu (m)  
 $S$  : entre-axes ente les pieux (m)  
 $s$  : tassement ou déplacement vertical de pieu (m)  
 $S_{avr}$  : tassement moyen du groupe de pieux (m)  
 $(S_{avr}/B)$  : déplacement relatif (%)  
 $t_i$  : épaisseur de l'interface (m)  
 $t$  : épaisseur de l'anneau (m)  
 $t_r$  : épaisseur de radier (m)  
 $u_n$  : déplacement normal relatif de l'interface (m)  
 $u_t$  : déplacement tangentiel relatif de l'interface (m)  
 $W$  : poids du pieu (KN)  
 $w$  : teneur en eau (%)  
 $z$  : profondeur (m)  
 $\alpha_{PR}$  : coefficient de fondation mixte radier-pieux (sans unité)  
 $\alpha_{PG}$  : coefficients de distribution de charge au groupe de pieux (sans unité)  
 $\alpha_{UR}$  : coefficients de distribution de charge au radier (sans unité)  
 $\alpha_j$  : coefficient d'interaction pour l'espacement  $S_j$  (sans unité)  
 $\alpha_{kj}$  : coefficient d'interaction pour l'espacement entre pieux K et j (sans unité)  
 $\alpha$  : facteur d'interaction (sans unité)  
 $\nu$  : coefficient de Poisson (sans unité)  
 $\nu_u$  : coefficient de Poisson au comportement non drainé (sans unité)  
 $\tau$  : contrainte de mobilisation du frottement (kPa)  
 $\varphi$  : angle d e frottement interne non drainé (°)  
 $\varphi_i$  : angle de frottement de l'interface (sol-pieu) (°)  
 $\varphi_u$  : angle de frottement non drainé (°)

$\psi$  : angle de dilatance ( $^{\circ}$ )

### **Abréviations**

BEM : Méthode des éléments aux frontières (Boundary Element Method)

BS : Norme britannique (British Standard)

CPT : Essai de pénétration au cône (Cône Pénétration Test)

IFR : Rapport de gain de remplissage (Incremental Filling Ratio)

OCR : Rapport de surconsolidation du sol (Over-Consolidation Ratio)

PMT : Essais pressiométriques (Presuremeter Test)

MEF : Méthode des éléments finis

## **Introduction générale**

Les conceptions conventionnelles de fondation sur pieux se concentrent principalement sur la satisfaction des critères de capacité ultime, alors que les calculs de tassement sont effectués en supposant que le comportement du sol élastique. Il n'y a pas de méthodes pour la mobilisation progressive de la résistance du fût et la résistance de pointe en admettant que les augmentations du niveau de charge et le pas de tassement associé à l'argile. Les charges de conception basées sur la capacité ultime sont adéquates lorsque les tassements ne sont pas le critère limitant. Cependant, il existe de nombreuses applications où les pieux sont utilisés pour minimiser les tassements des radiers. Dans ces cas, la conception des prédictions de l'interaction sol-pieu deviennent précises et importantes, afin d'optimiser le nombre et la taille des pieux. Dans le cadre de l'étude de l'interaction sol-pieu, la transmission des efforts, du pieu vers le sol, se fait à travers une fine couche de sol en contact avec le pieu appelée "interface". L'interface est le siège des phénomènes mécaniques complexes : elle génère des localisations de déformations et des concentrations de contraintes significatives. Ces phénomènes sont fortement influencés par les caractéristiques mécaniques du sol et de l'élément structural (pieu isolé, groupe de pieux).

Dans le cas des fondations mixtes radier-pieux, la charge est au moins supportée partiellement par le radier et, par conséquent, la capacité portante n'est plus le paramètre contrôlant le nombre de pieux nécessaires. Afin de réduire les coûts de fondations sur pieux, une analyse fiable peut prédire la réponse de charge complète-déformation des pieux est nécessaire. Nous détaillons les méthodes de conception basée sur le tassement, qui peuvent déterminer le nombre de pieux nécessaires pour satisfaire les critères de tassement. L'approche est basée sur le tassement pour réduire le nombre de pieux nécessaires et finalement le coût du système de fondation.

Des analyses de tassement sont basées sur des solutions qui supposent le comportement contrainte-déformation du sol linéaire. Cependant, les sols se comportent de façon non linéaire. Par conséquent, dans ce mémoire on va évaluer les résultats de tassement des pieux isolés et des groupes de pieux avec des modèles non-linéaires du sol en présence et absence d'éléments d'interface. Les modèles sont créés et analysés à l'aide de programmes basés sur la méthode des

éléments finis. Les résultats des modèles en éléments finis sont également comparés avec plusieurs cas étudiés.

Le mémoire présenté est structuré en cinq chapitres.

Dans le premier chapitre on va étudier les bases de la caractérisation mécanique de l'interface sol-pieu du point de vue des modèles de comportement rhéologiques et des traitements numériques par éléments finis. Dans un autre volet, les problèmes de dimensionnement des pieux sont analysés en mettant l'accent sur la modélisation par éléments finis et par le transfert de charge dans les prévisions du comportement des pieux isolés et groupes de pieux sous chargement axial.

Dans le deuxième chapitre donne une revue sur les méthodes analytiques existantes de la prédiction de la réponse axiale des pieux isolés et des groupes de pieux.

Le troisième chapitre est consacré à l'analyse numérique simplifié du comportement non linéaire de pieux isolés et des groupes de pieux en charge verticale avec adhérence parfaite sol-pieu (absence d'éléments d'interface) et aux analyses des pieux isolés effectuées par la méthode de transfert de charge (t-z) pour résoudre les problèmes d'interaction sol-pieu en configuration unidimensionnelle. Les analyses des groupes de pieux effectuées par une méthode hybride, qui est une combinaison de la méthode de transfert de charge et la méthode du continuum élastique.

Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse numérique tridimensionnelle (présence d'élément d'interface) par éléments finis de comportement des pieux en vraie grandeur présentée au chapitre 3, en utilisant le code d'élément fini PLAXIS 3D FOUNDATION et en comparant les résultats trouvés avec les résultats de l'analyse numérique simplifiée et avec le calcul analytique simplifié concernant des essais sur terrain.

Le cinquième chapitre présente une étude paramétrique qui étudie l'influence des paramètres: l'effet de l'interface sol-pieu, l'effet de l'éclatement du pieu, l'effet de type de chargement sur la répartition des charges aux pieux dans la fondation mixte radier-pieux et l'effet de groupe de pieux dans des sols cohérents très mous dont la résistance et le module de déformation sont très faibles.

Les conclusions générales et les perspectives de cette étude figurent à la fin du présent document.

# **Chapitre I. Généralités sur la modélisation numérique de l'interaction sol-pieu**

## **I.1. Introduction**

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

Les méthodes numériques de calcul des pieux sont utilisées pour le dimensionnement des pieux ou pour faire des recherches. Ces méthodes sont variées, mais on peut toutefois les classer la méthode des éléments finis, méthode des fonctions de transfert de charge (courbes 't-z' et 'q-z') et la méthode des équations intégrales.

Nous présentons par la suite une étude bibliographique sur la modélisation du problème d'interaction sol-pieu qui concerne de vastes sujets abordés depuis relativement longtemps. Une revue sur la caractéristique de modélisation de l'interface est présentée, suivie de généralités sur le comportement mécanique des pieux isolés et groupe de pieux sous charges axial, et leur modélisation numérique.

## **I.2. Définition de l'interface**

La transmission des efforts (de la structure vers le sol ou l'inverse) est faite à l'interface entre les deux milieux. Les définitions de l'interface restent très générales pour plusieurs auteurs.

Plytas (1985) appelle interface, la fine zone de sol siège de grands changements de structure et de rupture de grains dus au cisaillement localisé intervenant au contact d'une inclusion dans le sol, sollicitée axialement. Boulon (1988) définit l'interface comme étant de purs concepts. Ils

sont, dit-il, constitués principalement par une partie du sol au contact avec la structure, et secondairement, parfois, par quelques particules arrachées à la structure. Hoteit (1990) définit l'interface comme étant une limite commune de deux systèmes permettant des échanges entre ceux-ci. Hassan (1995) définit l'interface comme une frontière commune à deux systèmes différents à travers laquelle des échanges ont lieu.

La réponse du système sol-pieu dépend principalement du comportement de cette interface.

### **I.3. Modélisation du comportement de l'interface**

Le matériau d'interface a été supposé élastique linéaire (Beer 1985; Bhatia et Bakeer 1989; Yuan et Chua 1992) ou élastique non linéaire avec une relation contrainte- déformation de type hyperbolique dans les directions normale et tangentielle de la déformation (Clough et Duncan 1971; Carol et Alonso 1983; Desai et al. 1984; Varadarajan et Sharma 1989; Boulon et al. 1995b; Drumm et al. 2000; Lu and Bao 2000; Wang.W 2006; Wang.W et al. 2007). D'autres études font référence au cadre théorique de l'élastoplasticité (Boulon. M. et Nova. R. 1990; Hu.L. M. 2000; Zhang. G. 2002; Gennaro. V. et Frank. R. 2002; Ghionna.V.N et Mortar.G. 2002; Luan.M. T et Wu.Y.J. 2004; Sun.J.Z et Wang.Y. 2006; Huabei .L et al. 2006; Zhang.G et Zhang.J.M. 2006; A. Zhou et T. Lu 2009 ; Babak.E et al. 2012). Citons d'abord les modèles élastiques parfaitement plastiques qui ont été proposés pour l'interface en s'appuyant sur l'analogie avec le comportement des joints rocheux. Dans ce qui suit, on fait état de l'art de quelques modèles élastoplastiques d'interface bidimensionnels, puis tridimensionnels.

#### **I.3.1. Modèles élastoplastiques bidimensionnels**

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

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \end{pmatrix} = \underline{\underline{K}} \begin{pmatrix} du_n^e \\ du_t^e \end{pmatrix} \quad \text{avec} \quad \underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_t \end{bmatrix} \quad I-1$$

$K_n$  et  $K_t$  sont respectivement la rigidité normale et tangentielle qui peut être déterminés à partir d'essais en laboratoire (Karabataki et Hatzigogos 2001) suivant les équations :

$$K_n = \frac{d\sigma_n}{du_n} \quad I-2$$

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

### I.3.2. Modèles élastoplastiques tridimensionnels

Le modèle dit "tridimensionnel" d'interface est celui développé par Fakharian et Evgin (2000) en s'appuyant sur Desai et Fishman (1991). Alors que la modélisation bidimensionnelle impose l'utilisation des variables  $\tau$ ,  $\sigma_n$ ,  $u_t$ ,  $u_n$ , le modèle tridimensionnel de Fakharian et Evgin considère les variables  $\tau_x$ ,  $\tau_y$ ,  $\sigma_n$ ,  $u_x$ ,  $u_y$ ,  $u_n$  (Fig. I.1).

Le comportement élastique est décrit par la relation suivante :

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau_x \\ d\tau_y \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_{tx} & 0 \\ 0 & 0 & K_{ty} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} dv^e \\ du_x^e \\ du_y^e \end{pmatrix} \quad I-3$$

$K_n$ ,  $K_{tx}$  et  $K_{ty}$  sont respectivement la rigidité élastique normale dans la direction  $z$ , la rigidité élastique de cisaillement dans la direction  $x$  et la rigidité élastique de cisaillement dans la direction  $y$ . Les auteurs admettent par hypothèse que les comportements élastiques normal et tangentiel ne sont pas couplés et que  $K_{tx} = K_{ty}$ .

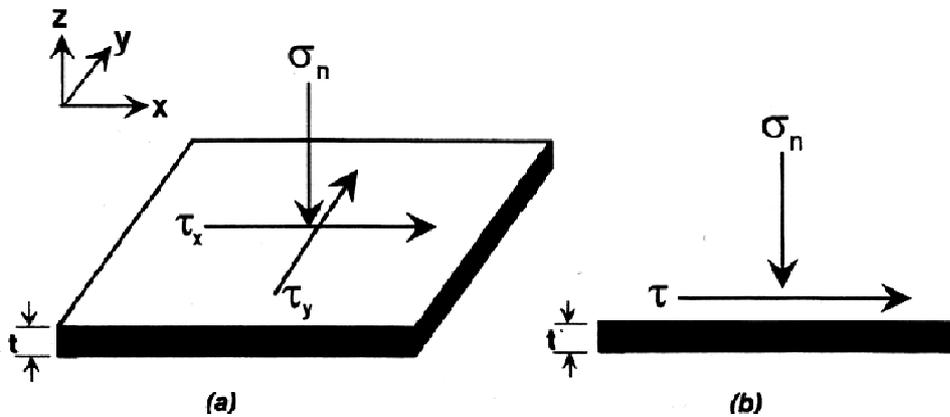


Figure I-1 Contraintes agissant sur l'interface : (a) cas tridimensionnel, (b) cas bidimensionnel (Fakharian et Evgin, 2000)

### **I.3.3. Discrétisation par éléments finis du problème de contact en géotechnique**

Pour les ouvrages géotechniques, la modélisation des contacts par éléments finis est une opération délicate, à cause des grandes dimensions que présentent les surfaces de contact et de la dilatance de l'interface au cours du cisaillement. Même dans le cas où on négligerait la dilatance, la programmation des algorithmes de résolution des éléments de contact demeure difficile (Zheng et al. 2004). Une étape importante dans la simulation du comportement de l'interface concerne la représentation de l'élément d'interface souvent sous forme d'éléments spéciaux par la méthode des éléments finis. Dans une interaction sol-pieu, le mouvement relatif entre le sol et le pieu peut se produire. L'utilisation d'éléments continus habituels, avec compatibilité des déplacements, empêche le mouvement relatif entre le sol et le pieu. La compatibilité nodale de la méthode des éléments finis oblige le sol et le pieu à se déplacer ensemble. C'est pour cela que des éléments d'interface spéciaux sont utilisés. Les avantages principaux de l'utilisation des éléments d'interface sont la possibilité de faire varier le comportement constitutif de l'interface et de permettre le mouvement relatif entre le sol et le pieu.

### **I.3.4. Résolution des problèmes de contact par la méthode des éléments finis**

Dans la résolution de problèmes avec conditions aux limites intégrant les interfaces, l'utilisation des éléments finis pour la modélisation du contact avec des éléments habituels pose des problèmes, car le mouvement relatif des solides en contact n'est pas, a priori, compatible avec la condition de continuité du déplacement requise aux nœuds des éléments adjacents.

L'interaction sol-pieu est un exemple typique de problème comportant une interface. On souligne qu'une difficulté particulière existe dans le cas des pieux : il s'agit de la définition de l'état initial dans le sol et à l'interface, problème loin d'être résolu, vu les difficultés de simulation correcte de la mise en place des pieux (simulation du battage, du forage, etc.).

Les «méthodes traditionnelles» de calcul d'un pieu sont fondées sur des corrélations empiriques conduisant à la détermination de la capacité portante limite. Dans la plupart des cas, une attention relativement moins importante est donnée à la détermination des caractéristiques de déformation qui correspondent à la phase de service d'un pieu. Cependant, les récentes recommandations de conception et de calcul des fondations profondes au niveau Européen (Eurocode7-1, adopté en mars 2004), suggèrent le calcul des tassements et des déplacements horizontaux car des valeurs excessives de ceux-ci peuvent affecter le fonctionnement de la structure.

### I.3.5. Modélisation numérique du contact par la méthode des éléments finis

Les principes de base de la méthode des éléments finis et son application à la solution des problèmes tels que le calcul du comportement des pieux ont été proposés par un certain nombre d'auteurs au cours des trente dernières années. Plusieurs méthodes de modélisation du comportement discontinu à l'interface sol-structure ont été proposées :

- l'utilisation d'éléments de liaison sans épaisseur («zero-thickness elements » dans la littérature anglo-saxonne) à deux nœuds où l'on considère comme active uniquement la connexion entre les nœuds opposés. (Fig. I.2.b)
- l'utilisation d'éléments finis bidimensionnels ou tridimensionnels de faible épaisseur type «couche mince » (« thin-layer elements » dans la littérature anglo-saxonne) en affectant à ceux-ci des lois de comportement dérivées de la théorie de l'élastoplasticité. (Fig. I.2.d)
- les méthodes «hybrides» où sol et structure sont modélisés séparément et liés ensuite par des équations de compatibilité de différentes natures pour les forces et les déplacements. Avec les éléments «sans épaisseur», la continuité des déplacements à l'interface est assurée par l'application d'une méthode de pénalisation ou d'adaptation de la rigidité et la condition de glissement relatif est contrôlée par le critère de Mohr-Coulomb.

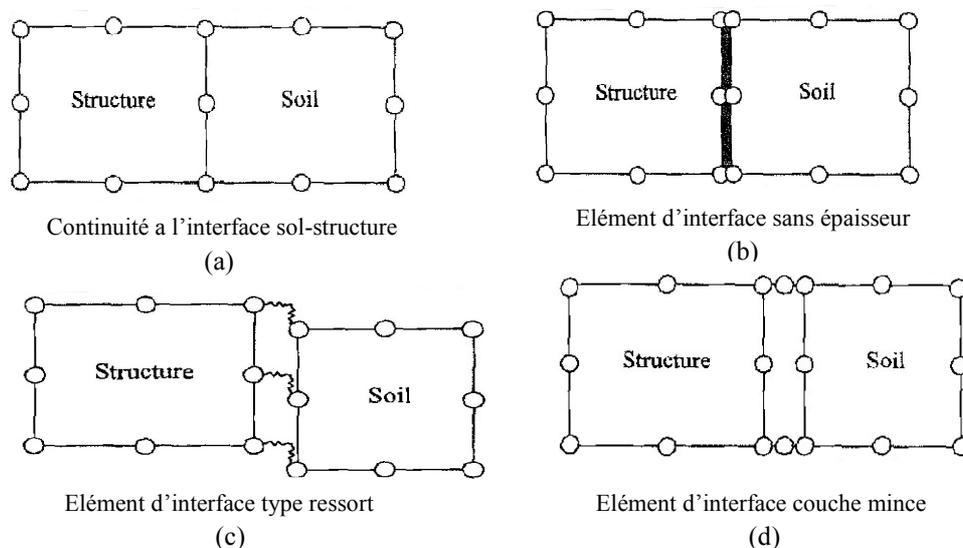


Figure I-2 Discretisation numérique du problème de contact sol-structure

(Potts et Zdravkovic 1999)

#### I.3.5.1. Éléments sans épaisseur

Les éléments sans épaisseur sont aussi appelés éléments joints ou "zero thickness elements". Ils ont été initialement développés par Goodman, Taylor et Brekke. (1968) présentant 4 nœuds (Fig. I-3), 8 degrés de liberté et nommés "GTB". Ces éléments ont subi plusieurs améliorations (Ghaboussi et al.1973; Carol et Alonso 1983; Desai et al. 1984; Beer 1985; Gens et al. 1989; Van Langen et Vermeer 1991; J.C.J. Schellekens et R. De Borst. 1993; Day et

Potts 1994; Kaliakin et al. 1995; Boulon et al. 1995b; Villard. 1996; Day et Potts 1998; Potts et al. 2002; Coutinho et al. 2003; J.B.M. Sousa Jr et A.R. da Silva 2007). Pour ces éléments, les déplacements relatifs entre les nœuds sont les principales variables de déformation. Les déplacements relatifs sont reliés aux déplacements absolus en utilisant la matrice des fonctions d'interpolation. Il s'agit d'associer à chaque nœud d'un milieu, son homologue de l'autre milieu. Une utilisation de ces éléments consiste à considérer les liaisons ressorts qui se résument à des connexions entre les nœuds opposés (Hermann 1978; Frank et al. 1982; Coutinho et al. 2003). Ces auteurs ont dédoublé les points de contact entre les deux milieux et ont muni chaque doublet de deux ressorts fictifs (l'un tangentiel, l'autre normal à la surface de contact) (Fig. I.4). Dans ce cas, les déplacements relatifs sont exprimés en fonction des déplacements absolus, par une matrice dont tous les termes sont nuls sauf ceux qui indiquent l'existence du ressort tangentiel ou normal. Les éléments développés par Hermann sont appelés "LRH". L'élément qui combine les avantages des éléments GTB (Goodman et al. 1968) et LRH (Hermann 1978) est appelé "macro-Element" (LK1) et est constitué de deux éléments GTB (Fig. I.5) (Kaliakin et Li 1995). En général, la méthode de résolution des éléments sans épaisseur consiste à appliquer une méthode d'adaptation des rigidités; le glissement est obtenu en donnant une valeur très faible à la rigidité tangentielle si la contrainte de cisaillement franchit le seuil donné par un critère de frottement. Par ailleurs, si la contrainte normale est de traction, les deux rigidités (tangentielle et normale) sont annulées afin de rendre compte d'un décollement à l'interface. Certains défauts associés aux éléments sans épaisseur ont été signalés, notamment en termes d'effort normal à l'interface (Sharma et Desai 1992). Le problème des points plastiques singuliers a également été abordé (Van Langen et Vermeer 1991). D'autres auteurs comme Schellekens et De Borst (1993) ont étendu l'approche de Goodman et al. (1968) pour formuler une interface quadrilatère pour les analyses tridimensionnelles. Enfin, Bouzid et al. (2004) ont développé un élément d'interface axisymétrique à épaisseur nulle dont la formulation est compatible avec l'élément triangulaire à 6 nœuds et rectangulaire à 8 nœuds et prend en compte l'inclinaison de l'interface.

$$K = \frac{1}{6} \begin{pmatrix} 2k_s & 0 & k_s & 0 & -k_s & 0 & -2k_s & 0 \\ 0 & 2k_n & 0 & k_n & 0 & -k_n & 0 & -2k_n \\ k_s & 0 & 2k_s & 0 & -2k_s & 0 & -k_s & 0 \\ 0 & k_n & 0 & 2k_n & 0 & -2k_n & 0 & -k_n \\ -k_s & 0 & -2k_s & 0 & 2k_s & 0 & k_s & 0 \\ 0 & -k_n & 0 & -2k_n & 0 & 2k_n & 0 & k_n \\ -2k_s & 0 & -k_s & 0 & k_s & 0 & 2k_s & 0 \\ 0 & -2k_n & 0 & -k_n & 0 & k_n & 0 & 2k_n \end{pmatrix}$$

Figure I-3. Élément d'interface sans épaisseur et la matrice de rigidité correspondant (Goodman, Taylor, et Brekke (1968))

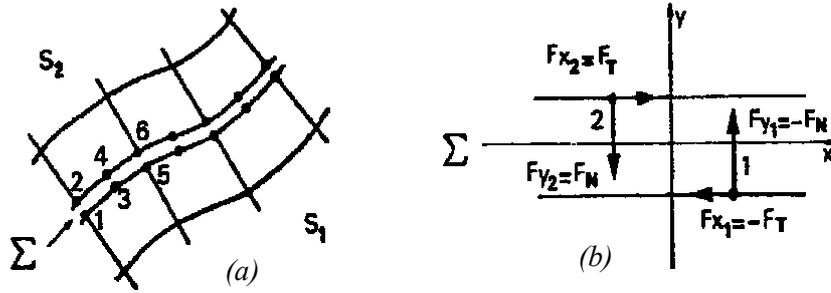


Figure I-4 (a) Surface de discontinuité (b) Eléments d'interface à deux nœuds (Frank et al. 1982)

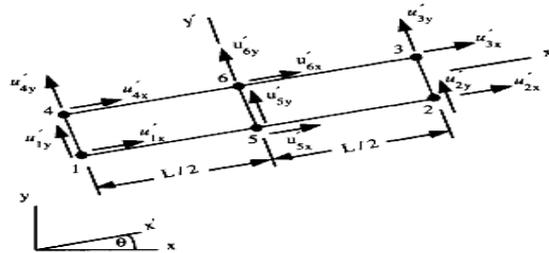


Figure I-5 Elément sans épaisseur (LK1) combinant les avantages des GTB et des LRH composé de deux éléments GTB (Kaliakin et Li 1995)

I.3.5.2. Eléments couche mince

Le concept de couche mince ou "thin layer element" a été abordé par Desai et al. (1984) qui ont considéré que la réponse de l'interface devrait être traitée par un modèle constitutif approprié. La formulation de l'élément type couche mince est basée sur l'hypothèse que l'interface peut être remplacée par un élément de massif équivalent avec une petite épaisseur et une loi constitutive spéciale. L'utilisation de l'élément couche mince est longuement traité dans la littérature (Zienkiewicz et al.1970; Pande et Sharma 1979; Desai et Zaman 1984; Zaman.1985; Desai et Ma 1992; Sharma et Desai 1992; Hohberg et Schweiger 1992; De Gennaro 1999; Karabatakis et Hatzigogos 2001; De Gennaro et Frank 2005). Le problème de contact est modélisé en utilisant des éléments finis de massif isoparamétriques (Fig.I.6). Dans le cas bidimensionnel, les éléments type couche mince isoparamétriques les plus classiques sont à 6 nœuds, et ont pour degrés de liberté les déplacements relatifs entre le sol et la structure. L'élément présente quatre points d'intégration de Gauss.

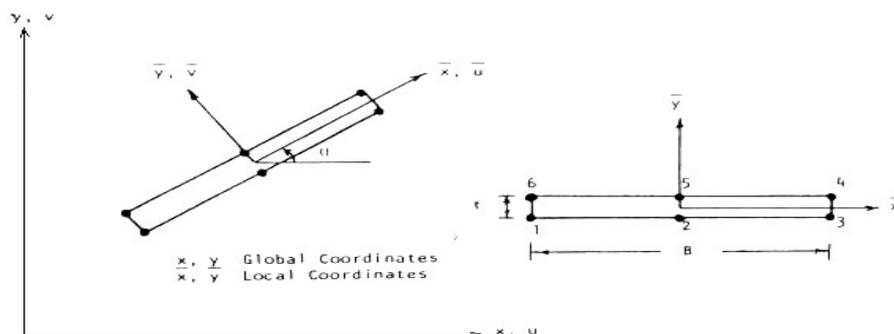


Figure I-6 Elément couche mince à 6 nœuds (Sharma et Desai 1992)

### I.3.6. Modélisation de l'interface dans PLAXIS 3D FOUNDATION

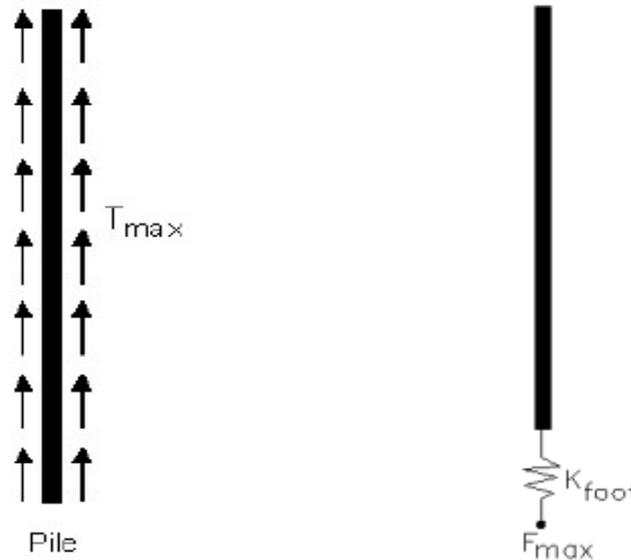
#### I.3.6.1. Introduction

L'interaction sol-pieu est représentée par une soi-disant traction latérale  $T$  (traction en kN /m = force en kN par la circonférence en mètre). A cet effet, un élément d'interface spéciale-conçu a été développée pour connecter l'élément sol et l'élément pieu. La traction  $T$  à l'interface latérale est supposée obéir à la relation suivante constitutive :

$$T_{\text{int}} = K_{\text{int}} \cdot \Delta u_{\text{rel}} \quad \text{I-4}$$

$T_{\text{int}}$  : la force aux points d'intégration;  $K_{\text{int}}$  : la matrice de rigidité du matériau de l'interface;  $\Delta u_{\text{rel}} = u^s - u^p$  est le vecteur de déplacement relatif entre le sol et le pieu. Par ailleurs, l'équation ci-dessus peut être représentée dans le système de coordonnées 3D locaux (n, s, t) comme dans l'équation. (I-5) :

$$\begin{pmatrix} T_n \\ T_s \\ T_t \end{pmatrix} = \underline{\underline{K}} \begin{pmatrix} u_n^p - u_n^s \\ u_s^p - u_s^s \\ u_t^p - u_t^s \end{pmatrix} \quad \text{I-5}$$



(a)-Résistance au cisaillement  $T_{\text{max}}$  le long du pieu      (b)-La force maximum à la pointe du pieu

Figure I-7 Résistance au cisaillement et la résistance de pointe (H.K. Engin et al. 2009)

Il devrait être considéré que la résistance latérale  $T_{\text{max}}$  est définie comme la capacité de l'interface pour soutenir la force de cisaillement  $T_n$  le long du pieu (dans le sens axial du pieu). Pour un comportement élastique au fût, la force de cisaillement  $T_n$  au point particulier doit être

plus petite que la résistance latérale  $T_{\max}$  locale à ce point de ( $T_n < T_{\max}$ ). Par conséquent, le comportement plastique se produit si  $|T_n| = T_{\max}$ .

En plus de la résistance latérale, la résistance de pointe est régie par un ressort non-linéaire à la pointe du pieu (fig. I-7b). La résistance de pointe présente la capacité maximale contre la force agissant sur l'interaction entre la pointe du pieu et le sol. Il peut être formulé dans l'équation ci-dessous :

$$0 \leq F_p = K_p \cdot (u_p^p - u_p^s) \leq F_{\max} \quad I-6$$

Où  $F_p$ : la force à la pointe du pieu;  $K_p$  : la matrice de rigidité à la pointe du pieu;

$u_p^p - u_p^s$  : Le vecteur de déplacement relatif entre le sol et le pieu à la pointe.

On peut voir que la force à la pointe du pieu  $F_p$  est nul en cas de tirant (comportement de tension). La rupture se produit lorsque la force à la pointe du pieu  $F_p$  est égale à la résistance maximale à la pointe du pieu dans le cas de la compression.

### I.3.6.2. Modélisation numérique

Pour l'utilisation de l'analyse numérique avancée des pieux, soit les éléments d'interface sans épaisseur "zero thickness elements" qui doit être placé à côté de fût de pieu. Si l'insuffisance des éléments interfaces sont utilisés, le glissement pieu/sol sera trop raide et la capacité au fût de pieu sera surestimée. Les interfaces sont utilisées pour la modélisation de l'interaction sol-structure dans Plaxis 3D. Interfaces sera nécessaire pour simuler la résistance de frottement finie entre la structure rigide comme le pieu et le souple comme le sol adjacent. Il permet de déplacement relatif glissé et la séparation entre la structure et la masse du sol.

Les interfaces sont modélisées avec des éléments d'interface à 16 nœuds (Fig. I.8). Éléments de l'interface se compose de huit paires de nœuds, compatibles avec le côté quadrilatère à 8 nœuds d'un élément de sol, des éléments d'interface sont composées de six paires de nœuds, compatibles avec le côté triangulaire de l'élément de sol. Chaque interface possède une «épaisseur virtuelle» qui lui est assignée, qui est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés de rigidité de l'interface. L'épaisseur virtuelle est définie comme le facteur d'épaisseur virtuelle multiplié par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage de grossier globale pour la génération de maillage 2D. La valeur par défaut du facteur d'épaisseur virtuelle qui est utilisée égale de 0,1. La matrice de rigidité pour les éléments d'interface quadrilatère est obtenue par le moyen de l'intégration de Gauss en

utilisant des points d'intégration 3×3. La position de ces points d'intégration (ou points de contrainte) est choisie de telle sorte que l'intégration numérique est exacte pour la distribution des contraintes linéaires.

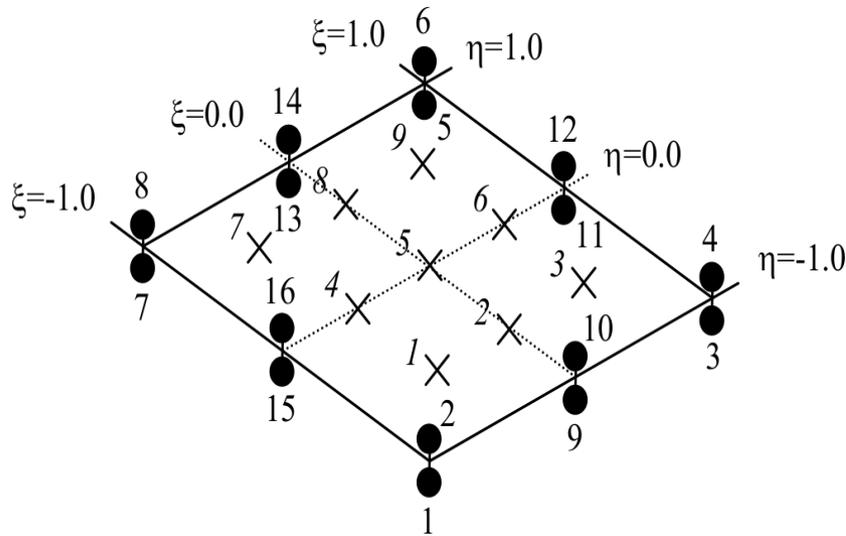


Figure I. 8: Numérotation et positionnement locaux des nœuds (•) et les points d'intégration (×) d'un élément interface de 16 nœud (Plaxis 3D Foundation Manuel, 2006)

La rugosité de l'interaction est modélisée en choisissant une valeur appropriée pour le facteur de réduction de résistance dans l'interface ( $R_{inter}$ ). Un modèle élastoplastique est employé pour décrire le comportement des interfaces pour la modélisation de l'interaction sol-structure. Le critère de Mohr-Coulomb est employé pour distinguer le comportement élastique quand les petits déplacements peuvent se produire dans l'interface et le comportement plastique d'interface quand le glissement permanent peut se produire.

Pour les interfaces dont le comportement reste élastique, la contrainte de cisaillement  $\tau$  est donnée par :

$$|\tau| \leq \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \tag{I-7}$$

Et pour le comportement plastique  $\tau$  est donné par :

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \tag{I-8}$$

Où  $\varphi_i$  et  $c_i$  sont l'angle de frottement et la cohésion (adhérence) de l'interface, respectivement, et  $\sigma_n$  est la contrainte normale du sol. Les propriétés de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol dans l'ensemble des données associées et le facteur de réduction de résistance en appliquant les règles suivantes:

$$c_i = R_{inter} c_s \leq c_{sol} \tag{I-9}$$

$$\tan \varphi_i = R_{inter} \tan \varphi_s \leq \tan \varphi_s \tag{I-10}$$

$$\psi_i = 0^\circ \text{ pour } R_{inter} < 1, \text{ si non } \psi_i = \psi_{sol}$$

La résistance de l'interface peut être réglée en utilisant les options suivantes:

- *Rigide*

Cette option est utilisée lorsque l'interface ne doit pas avoir une résistance réduite par rapport au sol autour du pieu. Ces interfaces doivent être attribuées au paramètre rigide (ce qui correspond à  $R_{inter} = 1,0$ ). En conséquence, les propriétés de l'interface, y compris l'angle de dilatance  $\psi_i$ , sont les mêmes que les propriétés du sol dans l'ensemble des données, sauf pour coefficient de Poisson  $\nu$ .

- *Manuel*

Si la résistance d'interface est configurée manuellement, la valeur de  $R_{inter}$  peut être saisie manuellement. En général, pour de vrai interaction sol-structure de l'interface est plus faible et plus souple que la couche de sol associé, ce qui signifie que la valeur de  $R_{inter} < 1$ .

Des valeurs convenables pour  $R_{inter}$  pour le cas de l'interaction entre les différents types de sols et des structures dans le sol peuvent être trouvées dans la littérature. En l'absence d'informations détaillées.

Suggestions pour  $R_{inter}$

- Interaction Argile/acier :  $R_{inter} = 0.65$  (L. Andresen et al. 2009).
- Interaction Argile/béton :  $R_{inter} = 1.0$  (Y. El-Mossallamy. 2004).

Lorsque l'interface est élastique par suite le glissement (mouvement relatif parallèle à l'interface) et des écartements ou rapprochements (mouvement relatif perpendiculaire à l'interface) on peut s'attendre à se produire.

Les magnitudes de ces déplacements sont:

$$\text{Déplacement d'écartement élastique} = \frac{\sigma_n t_i}{E_{oed,i}}$$

$$\text{Déplacement de glissement élastique} = \frac{\tau t_i}{E_{oed,i}}$$

Où  $G_i$  est le module de cisaillement de l'interface,  $E_{oed,i}$  est le module de compression unidimensionnelle (oedométrique) de l'interface et  $t_i$  est l'épaisseur virtuelle de l'interface générée pendant la création de l'interface dans le modèle géométrique. Les modules de cisaillement et oedométrique sont reliés par l'expression suivante:

$$E_{oed,int} = 2G_i \frac{1-\nu_i}{1-2\nu_i} \tag{I-11}$$

$$G_i = R_{int}^2 G_{soil} \leq G_{soil} \tag{I-12}$$

$$\nu_i = 0.45$$

Le facteur clé dans la rigidité est l'épaisseur virtuelle. Cette valeur est automatiquement choisie de telle sorte qu'une rigidité adéquate est obtenue.

## **I.4. Modélisation du comportement des pieux sous charge axiale**

### **I.4.1. Modélisation numérique de pieu isolé en éléments finis (EF)**

Ellison et al. (1971) ont parmi les premiers utilisés une analyse axisymétrique par éléments finis pour étudier le comportement de pieux isolés sous charge axiale.

Frank, Guenot et Humbert (1980) utilisent la méthode des éléments finis pour modéliser des essais de chargement axial des pieux en vraie grandeur (Cran et Plancoet). Le sol est considéré comme élastique linéaire isotrope. L'interaction sol-pieu est modélisée par des éléments de contacts.

Trochanis et al. (1991a et 1991b) ont étudié l'effet d'un modèle non linéaire du sol sur le comportement des pieux isolés par un calcul élastoplastique tridimensionnel.

De Gennaro (1999) utilise la méthode des éléments finis pour étudier le comportement d'interface entre un milieu granulaire et une structure métallique rugueuse. Cette étude a été réalisée dans le cadre de la théorie de l'élastoplasticité.

El-Mossallamy (2004) utilise le code de calcul en trois dimensions (PLAXIS 3D FOUNDATION) en éléments finis pour modéliser des essais de chargement axial des pieux en vraie grandeur dans un sol argileux surconsolidé, cette étude à modéliser le sol par le critère de Mohr-Coulomb avec comportement drainé et le modèle du pieu considéré comme élastique linéaire isotrope. El-Mossallamy (2004) propose six variantes des maillages pour estimer l'influence de raffinement sur les résultats de calcul.

H.K. Engin et al. (2009) utilisent le code PLAXIS 3D FOUNDATION pour estimer le comportement charge-tassement des pieux isolés dans l'argile. Cette étude à modéliser le sol par le modèle élastoplastique de Hardening Soil avec comportement drainé et le modèle de pieu considéré comme élastique linéaire isotrope, l'interface sol-pieu modélisé par des éléments à 16 nœuds (section I.3.6.2), les interfaces représentent à la fois la rigidité et la solidité du système d'interaction sol-pieu. H.K. Engin et al. (2009) ont étudié l'influence d'élançement de pieu sur le comportement de charge-tassement.

Panich Voottipruex et al. (2011) utilisent le code PLAXIS 3D FOUNDATION pour estimer l'influence de l'interface sol-pieu sur le comportement charge-tassement des pieux isolés dans un sol mou, cette étude à modéliser le sol par le modèle élastoplastique de SSM (modèle des sols mous) avec comportement non drainé et le modèle de pieu considéré comme élastique

linéaire isotrope, l'interface sol-pieu modélisé par des éléments à 16 nœuds (section I.3.6.2). Panich Voottipruex et al. (2011) ont présenté la répartition de charge verticale en fonction de profondeur dans le pieu et étudient l'influence de diamètre de pieu sur le comportement de charge-tassement.

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

#### *I.4.1.1. Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF*

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique et plein. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels. En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module de young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel. Pour la modélisation d'un pieu isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage ( $u = 0$ ) à au moins deux fois la longueur  $L_p$  du pieu et la limite horizontale inférieure à au moins 2,5 fois la longueur  $L_p$  en dessous de la pointe (condition  $v = 0$  ou  $u = v = 0$ ), soit  $3,5 L_p$  depuis la surface (Mestat et Prat 1999). Par ailleurs, le maillage d'un pieu isolé doit être relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût, où des forts gradients risquent d'apparaître tout en respectant des valeurs acceptables du rapport de forme avec l'approche "thin layer" (section I.3.5.2).

Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement en tenant compte de l'interface au contact sol-pieu. Les rares modélisations par éléments finis de l'installation du pieu (fonçage ou battage) ont été

effectuées en considérant le processus de pénétration d'une inclusion en grandes déformations, en imposant des déplacements en tête du pieu (Cividini et Gioda 1988 ; Van Den Berg et al. 1996 ; Huang et al. 2004 ; Lu et al. 2004) ou en imposant des forces (Sikora et Gudehus 1990 ; Mabsout et al. 1995). Certains auteurs ont modélisé l'essai de chargement de pieu ou de modèle de pieu par éléments finis en utilisant des éléments d'interface sans épaisseur (Barbas et Frank 1982; Cabella et Passalacqua 1998; Das Neves et al. 2001b; Wehnert et Vermeer 2004) ou type couche mince avec des caractéristiques spécifiques de rigidité et de frottement (Madabhushi et Haigh 1998; De Gennaro et al. 1999; De Gennaro et Frank 2002b). D'autres auteurs ont modélisé le comportement des pieux sans utilisation d'éléments d'interface (Mohamedzein et al. 1999; Georgiadis et al. 2003). Dans ces cas, l'étude de l'influence de différents paramètres sur le comportement du pieu (la dilatance, la longueur du pieu dans les sols expansifs ; la saturation partielle et les fluctuations du niveau phréatique) a été évoquée. Plusieurs facteurs peuvent influencer les résultats de l'analyse numérique EF du comportement d'un pieu. Citons, l'influence du maillage, l'influence du modèle de comportement du sol adjacent au pieu et l'influence du comportement de l'interface (De Gennaro 1999 ; Das Neves et al. 2001a et b ; Wehnert et Vermeer 2004).

#### *I.4.1.2. Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF*

Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. La modélisation de l'interface entre le pieu et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre de nœuds du maillage. Le calcul est relativement long et d'une durée parfois excessive. Les dimensions adoptées sont celles utilisées Selon Karthigeyan et al. (2006 & 2007), et sont une masse de sol de largeur 40 fois le diamètre du pieu et d'une épaisseur de la couche de sol est deux fois la longueur du pieu. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être effectuée au détriment de la précision des résultats. Pour éviter de telles modélisations grossières, la section du pieu (circulaire ou non, creuses ou non) est fréquemment remplacée par une section polygonale pleine équivalente. Cette approximation est utilisée pour la commodité qu'elle procure dans la réalisation des maillages tridimensionnels. Les essais de chargement de pieux isolés sous chargement axial ont été rarement modélisés par la méthode des éléments finis tridimensionnels et l'interface a été rarement prise en compte.

#### **I.4.2. Modélisation numérique des groupes de pieux en éléments finis (EF)**

La méthode des éléments finis est également utilisée pour l'étude du comportement des

groupes de pieux sous charge verticale. Desai et al. (1974) et Schad (1992) modélisent des groupes de pieux dans une étude bidimensionnelle en déformation plane.

Preesly et Poulos (1986) adoptent une modélisation axisymétrique d'un groupe de 4 pieux reliés en tête par une semelle de liaison. Le sol est assimilé à un matériau ayant un comportement élastoplastique sans écoulement. L'interaction entre le pieu et le sol est modélisée par des éléments de contacts. Cette étude montre, que pour des pieux à faible espacement, le système de rupture du groupe se produit au niveau des faces externes des pieux (rupture du bloc). Alors que pour des espacements plus grands la rupture a lieu au niveau de chaque pieu du groupe.

Ottaviani (1975) réalise la première modélisation tridimensionnelle par éléments finis pour étudier l'influence du contact avec le sol de la semelle de liaison des pieux d'un groupe (3×3 et 5×5).

Jeong et al. (1997) utilisent une modélisation tridimensionnelle pour étudier l'effet d'interaction entre les pieux foncés d'un groupe (fig. I.9). L'étude paramétrique a permis d'obtenir des coefficients d'interaction pour des pieux flottants et des pieux dont la portance est assurée par la pointe; ceci pour deux valeurs d'entraxe ( $S/B = 2,5$  et  $S/B = 5$ ) entre les pieux et pour deux hypothèses de lois de comportement du sol (de l'argile) (élastique linéaire, ou élasto-plastique).

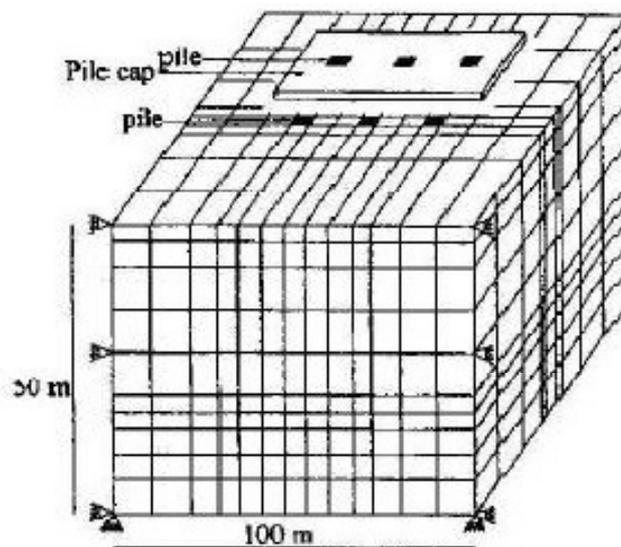


Figure I-9– Maillage tridimensionnel d'un groupe de pieux (Jeong et al. 1997).

Les tableaux I.1 et I.2 montrent respectivement pour un comportement élastoplastique et élastique linéaire les coefficients d'interaction en fonction de la géométrie du groupe, l'entraxe entre les pieux et le type de pieu. Ces coefficients sont appliqués sur la réaction limite transversale du sol pour tenir ainsi compte de l'effet réducteur de l'interaction entre les pieux.

Ces résultats montrent que :

- L'interaction pieu-sol-pieu, pour l'hypothèse d'un comportement élastoplastique, est réduite par rapport à celle déduite d'une hypothèse d'une élasticité linéaire.
- L'interaction est fonction de l'entraxe entre les pieux, le nombre des pieux et la position relative du pieu dans le groupe.

Tableau I.1– Coefficients d'interaction (cas d'un sol élastoplastique, Jeong et al. (1997))

	Pieu dont la portance est assurée par la pointe						Pieux 'flottants'					
	S/D= 2,5			S/D= 5			S/D= 2,5			S/D= 5		
	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.
Isolé	1	-	-	1	-	-	1	-	-	1	-	-
2×2	0,64	-	-	1	-	-	0,65	-	-	1	-	-
3×3	0,58	0,36	0,14	0,91	0,78	0,42	0,58	0,4	0,22	0,93	0,88	0,72
5×5	0,50	0,35	0,10	0,88	0,76	0,38	0,50	0,38	0,19	0,90	0,84	0,65
6×6	0,49	0,34	0,09	0,87	0,75	0,37	0,50	0,38	0,18	0,89	0,82	0,63

Tableau I.2– Coefficients d'interaction (cas d'un sol élastique linéaire, Jeong et al. (1997))

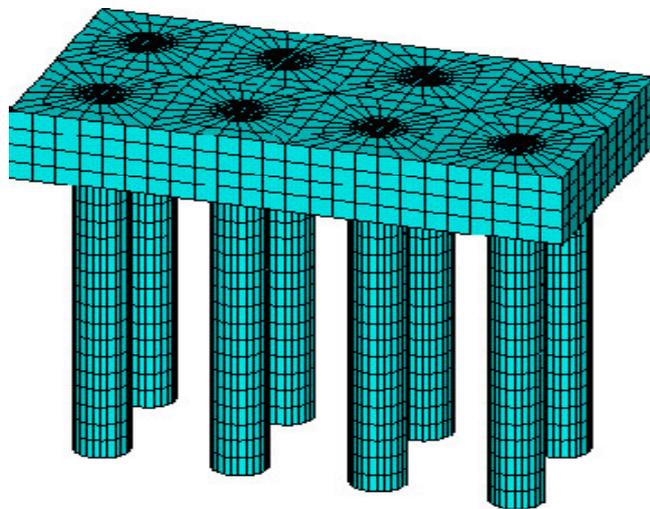
	Pieu dont la portance est assurée par la pointe						Pieux 'flottants'					
	S/D= 2,5			S/D= 5			S/D= 2,5			S/D= 5		
	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.	Pieu du coin	Pieu ext.	Pieu int.
Isolé	1	-	-	1	-	-	1	-	-	1	-	-
2×2	0,41	-	-	0,51	-	-	0,44	-	-	0,57	-	-
3×3	0,35	0,20	0,06	0,48	0,30	0,14	0,40	0,22	0,09	0,54	0,37	0,23
5×5	0,32	0,15	0,03	0,44	0,25	0,09	0,37	0,17	0,06	0,52	0,32	0,18
6×6	0,30	0,13	0,03	0,43	0,24	0,09	0,36	0,17	0,06	0,51	0,32	0,18

Ngoc-Thanh NGUYEN et al.(2006) réalisent une comparaison des modélisations numériques du comportement des groupes de pieux longs, et des fondations mixtes radier -pieux dans les sols cohérents très mous dont la résistance et le module de déformation sont très faibles et augmentent linéairement avec la profondeur. De là, Ngoc-Thanh NGUYEN et al. (2006) cherchent à préciser comment le concept de fondation mixte radier- pieux peut apporter des solutions aux ouvrages dans ces sols. En utilisant le logiciel éléments finis PLAXIS, dans cet article Ngoc-Thanh NGUYEN et al. (2006) ont abordé l'aspect de simulation numérique et ensuite compareront les résultats obtenus en 2D et en 3D. A l'aide de PLAXIS 3D FOUNDATION, on a pu analyser l'interaction sol/structure et sol/pieux.

Ngoc-Thanh NGUYEN et al. (2006) ont en particulier abordé les problèmes suivants:

- l'analyse précise de la manière dont se mobilise l'effet de groupe de pieux au niveau du frottement latéral et de la résistance de pointe pour des pieux installés dans l'argile molle.
- l'analyse des mécanismes d'interaction radier - pieux dans le cas d'une fondation mixte

Fei-ran Li et Zhe Zhang (2009) ont fait une modélisation tridimensionnelle d'un groupe de pieux (5×2) (Fig .I-10) par le code des éléments finis ANSYS, le sol modélise par la loi de Drucker-Prager et le comportement des pieux et de radier considère comme élastique linéaire et l'interaction sol-pieu modélise par des éléments de contact face-à-face. Fei-ran Li et Zhe Zhang (2009) ont étudié l'influence de l'élanement des pieux sur le comportement de charge-tassement de pile de pont.



*Figure I-10 Maillage tridimensionnel de groupe supporte la pile de pont  
(Ngoc-Thanh NGUYEN et al. 2004)*

H.K. Engin et al. (2008) réalisent une modélisation tridimensionnelle par le code de calcul en éléments finis PLAXIS 3D FOUNDATION pour étudier l'influence de l'espacement des pieux sur le comportement de charge-tassement (Fig. I.13) des fondations mixtes radier – pieux (contact sol-radier ; piled raft :PR) et des groupes de pieux avec pas de contact sol-radier (freestanding pile group :FPG). Le sol (argile raide) et les pieux se modélisent avec des éléments solides à 15 nœuds, et le radier modélisé par des éléments plaque triangulaire (Fig. I.11) à 6 nœuds avec six degrés de liberté par nœud: Trois degrés de liberté en translation et trois degrés de liberté en rotation, avec un comportement élastique linéaire. L'étude paramétrique a permis d'obtenir l'effet de groupe de pieux ceci pour les valeurs d'entraxe ( $S/D= 2$  et  $S/D= 4$  et  $S/D= 6$  et  $S/D= 8$ ) entre les pieux (Fig. I.12) et pour loi de comportement élastoplastique du sol (de l'argile).

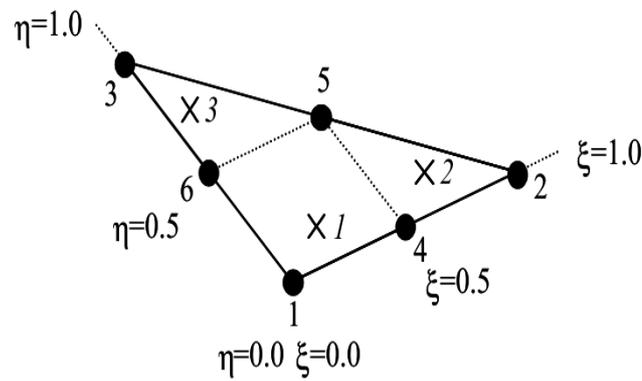


Figure I-11 Numérotation et positionnement locaux des nœuds (●) et des points d'intégration (x) d'un élément plaque de 6 nœuds (Plaxis 3D Foundation Manuel, 2006)

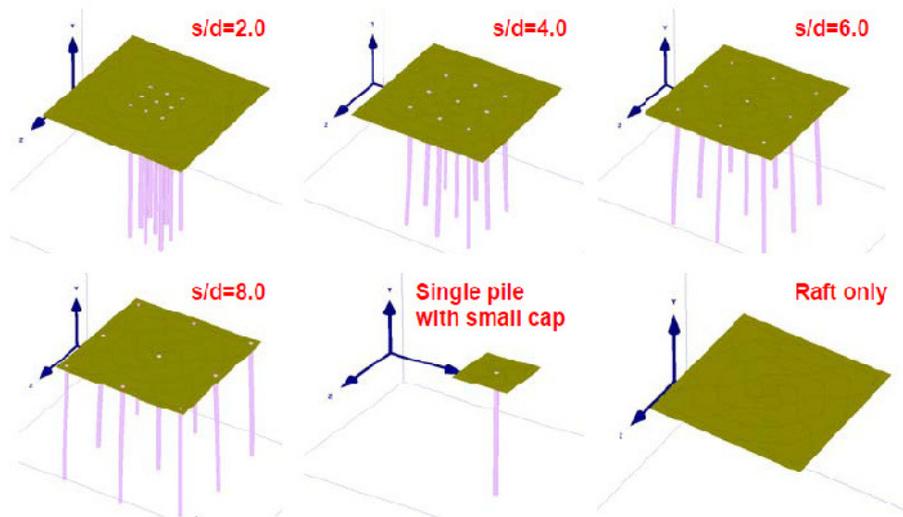
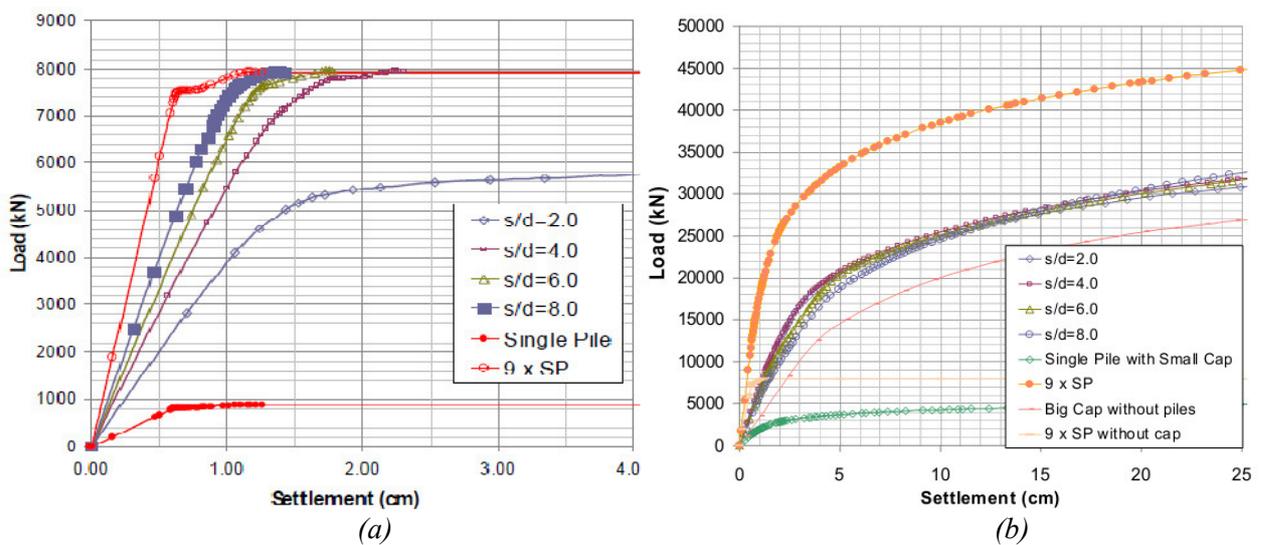


Figure I-12—Les espacements étudiés d'un groupe de pieux (H.K. Engin et al. 2008).



(a) pas de contact sol-radier; (b) contact sol-radier

Figure I-13— Courbes charge-déplacement pour les différents espacements (H.K. Engin et al. 2008)

L'analyse de l'efficacité de pieu intégrée dans le groupe de pieux est étudiée d'abord par la modélisation hypothétique de l'exemple de Poulos pour le cas de 9 pieux (2001). Les détails de l'exemple sont présentés sur la Fig. I.14.

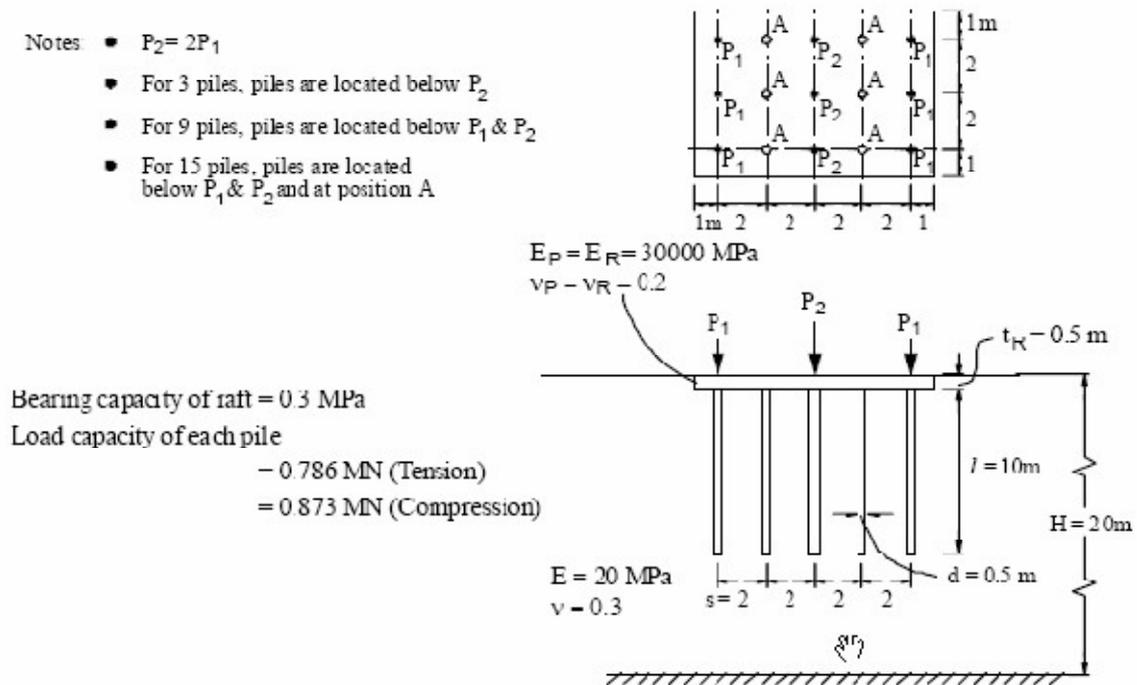


Figure I-14 Exemple d'analysés de groupe de pieux par diverses méthodes (après Poulos, 2001)

Le maillage du modèle 3D de groupe de pieux dans PLAXIS 3D FOUNDATION au (Fig. I.15) et le moment fléchissant dans le radier au (Fig. I.17), en a comparé avec les résultats obtenus par de différentes méthodes dans la figure I.19.

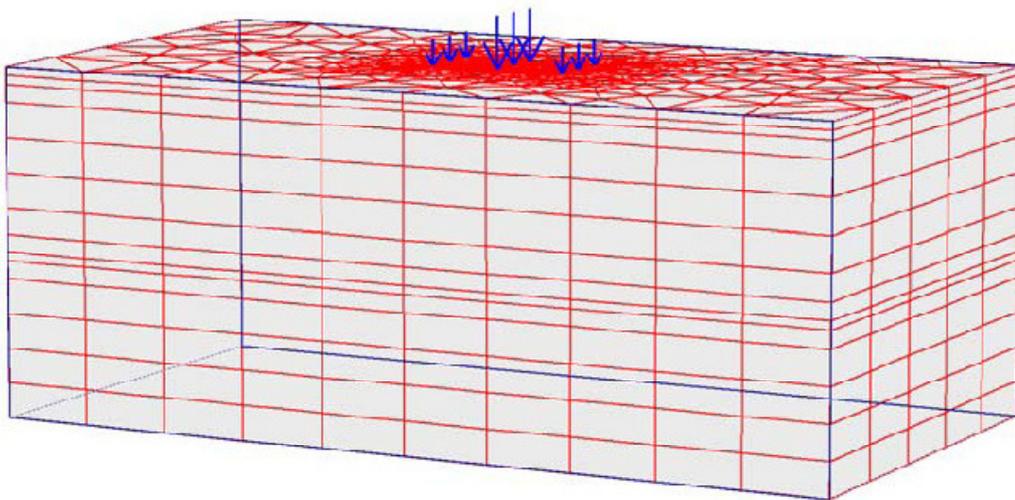


Figure I-15 Maillages du modèle 3D de groupe de pieux dans PLAXIS 3D FOUNDATION.

(H.K. Engin et al. 2008)

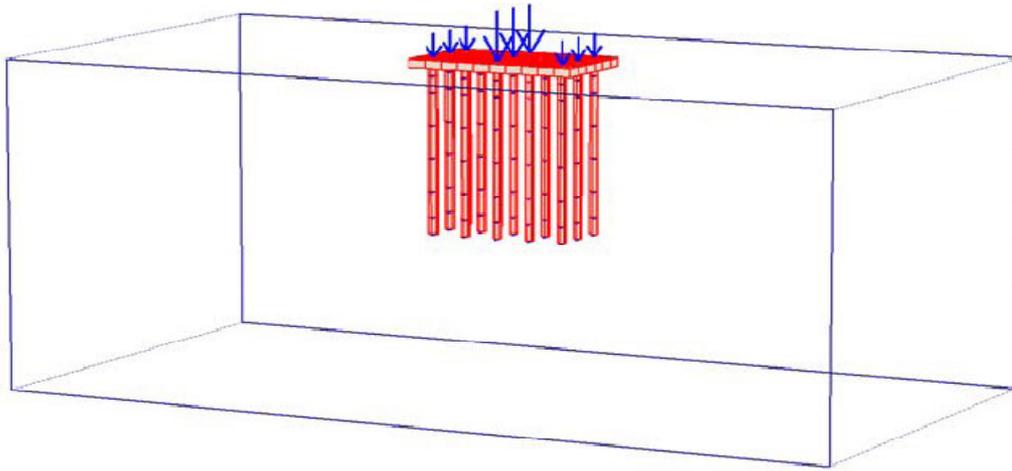


Figure I-16 Vue 3D de groupe de pieux dans PLAXIS 3D FOUNDATION (H.K. Engin et al. 2008)

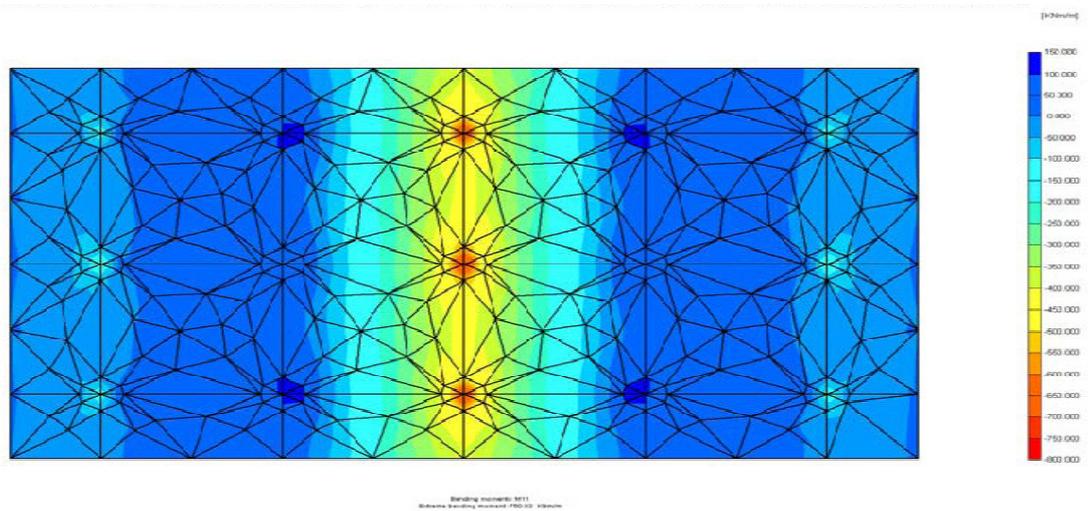


Figure I-17 Le moment de flexion dans le radier d'après PLAXIS 3D FOUNDATION (H.K. Engin et al. 2008)

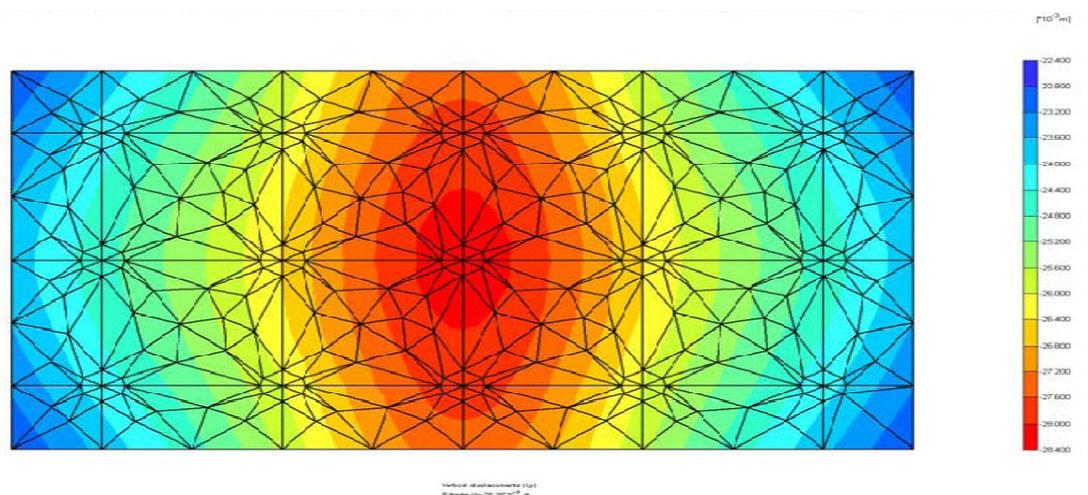


Figure I-18 Les déplacements verticaux à partir PLAXIS 3D FOUNDATION (H.K. Engin et al. 2008)

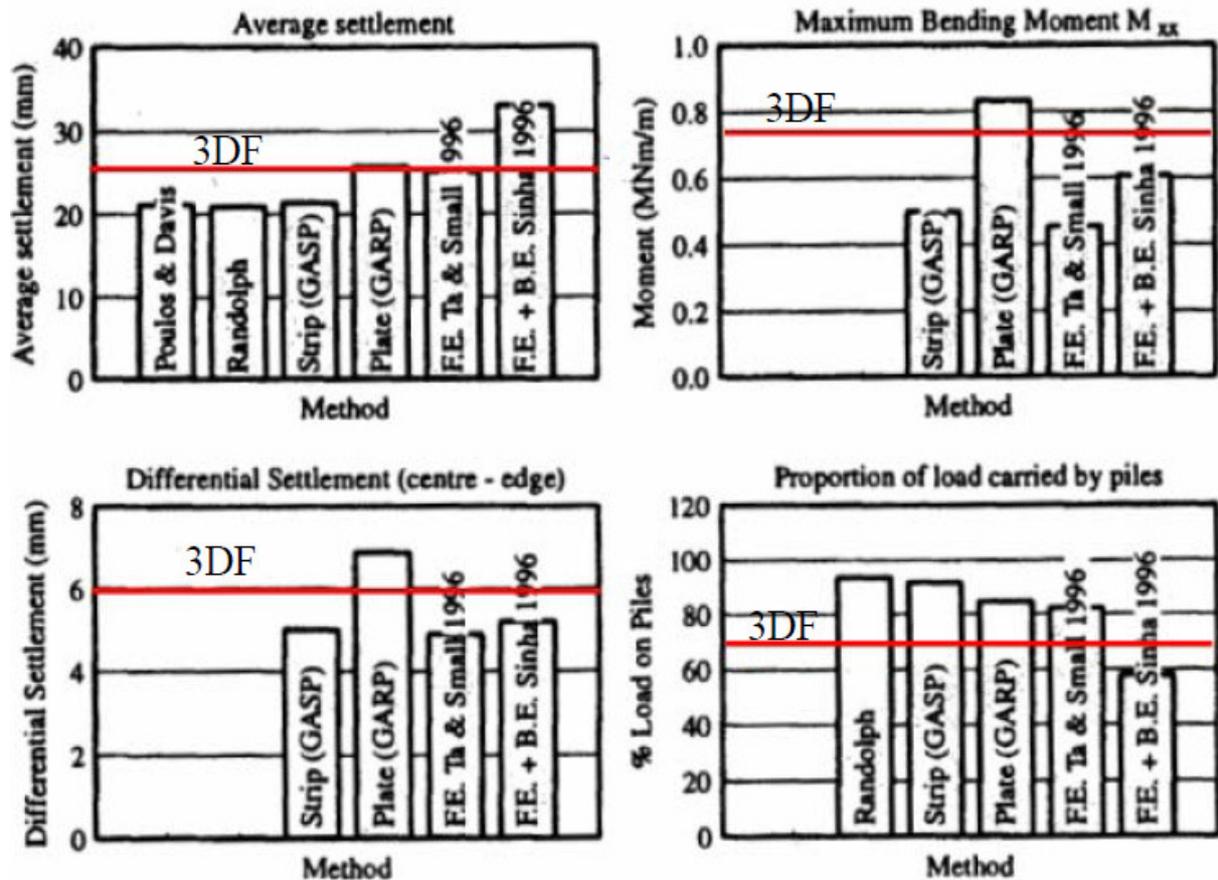


Figure I-19 Comparaison entre différentes méthodes (la ligne rouge représente le résultat de PLAXIS 3D FOUNDATION) (H.K. Engin et al. 2008)

Jinhyung Lee et al. (2010) ont réalisé une étude paramétrique en trois dimensions de comportement des groupes de pieux longs et des fondations mixtes radier-pieux dans les sols cohérents très mous basés sur une étude numérique en 3D et utilisant le code de calcul en éléments finis ABAQUS, cherche à préciser comment le concept de fondation mixte radier-pieux peut apporter des solutions aux ouvrages dans ces sols. On a pu ainsi analyser l'interaction sol/radier et sol/pieux. Basées sur l'étude paramétrique, des comparaisons ont été faites entre les fondations mixtes radier-pieux (piled raft :PR) et groupes de pieux sans contact sol-radier (freestanding pile group :FPG). Les longueurs des pieux et les configurations ont été importantes pour réduire le tassement moyen de radier. Pour tous les cas, le tassement moyen diminue généralement avec une augmentation de la longueur des pieux et de l'espacement.

Les fondations mixtes radier-pieux est un système de fondation composite en géotechnique constitué de pieux, radier et de sol. La Figure I.20 illustre les principes de fondation mixtes radier-pieux et les différentes interactions (pieu/pieu, pieu/radier) qui régissent son comportement. Dans la conception classique des fondations sur pieux, il est supposé que la

charge totale appliquée doit être effectuée uniquement par des pieux avec un certain facteur de sécurité contre la rupture de portance. Les pieux peuvent être conçus dans de tels cas pour transporter des charges à proximité de leur capacité ultime (Burland et al. 1977; Hanisch et coll. 2002).

Le principal critère qui régit la conception des fondations mixtes radier– pieux concerne de la proportion relative de la charge transportée par le radier et les pieux “ $\alpha_L$  ou  $\alpha_{PR}$ ” et l'effet du support de pieux supplémentaires sur le tassement des fondations “ $\alpha_s$ ”

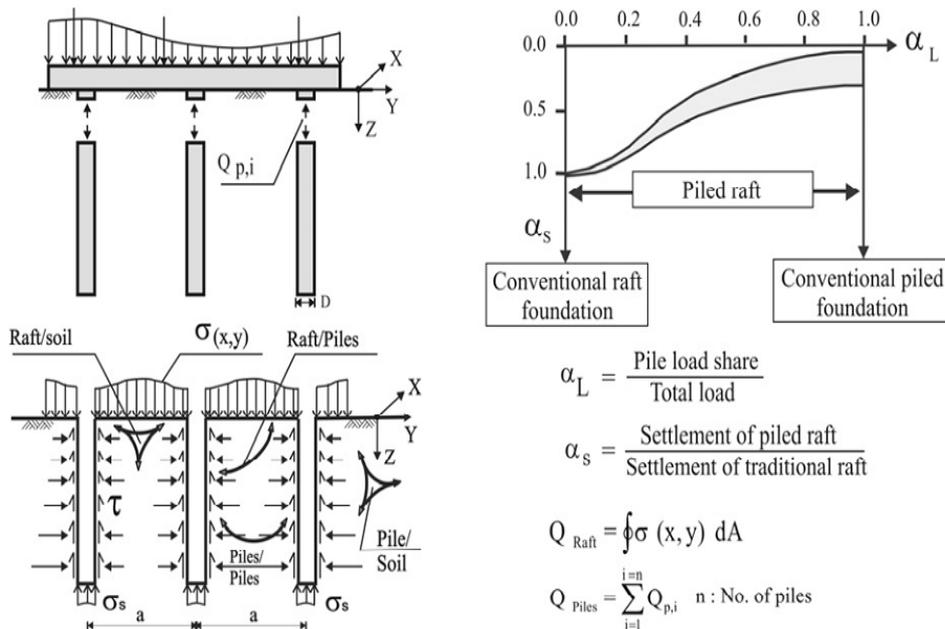


Figure I-20 Principes des fondations mixtes radier– pieux

(Y.M. El-Mossallamy et al. 2009)

La figure I.21 montre un maillage typique 3D par éléments finis utilisés dans ABAQUS. En raison de symétrie, un quart seulement d'un maillage total a été utilisé dans les analyses 3D pour économiser du temps et l'espace de mémoire. Les pieux, radier et le sol ont été modélisées par des éléments (brique) à 27 nœuds. Un maillage relativement fin a été utilisé près de l'interface sol-pieu et un maillage grossier a été utilisé plus éloigné de pieu, dans cette étude les pieux dans le groupe de diamètre  $D=0.5$  m et de longueur  $L_p=16$  m, le radier carré de largeur  $B=10$  m et d'épaisseur 1 m, la charge axiale appliquée comme pression uniforme au surface de radier. La nappe phréatique est située à la surface de sol. A ne pas prendre en considération le changement des contraintes dans le sol lors de l'installation des pieux.

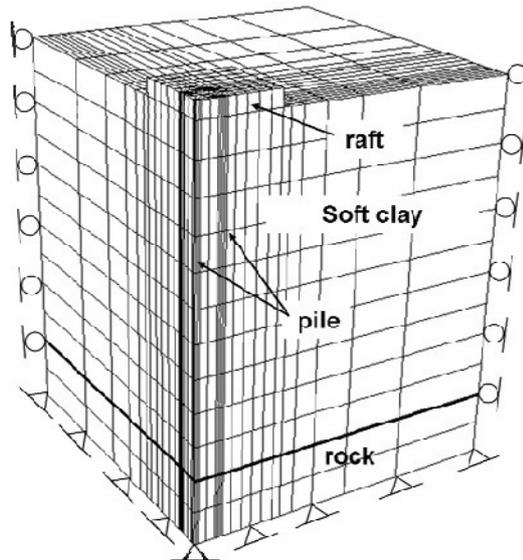


Figure I-21 Maillage Typique en 3D par éléments finis utilisés pour des fondations mixtes radier – pieux (Jinhyung Lee et al. (2010))

Jinhyung Lee et al. (2010) ont modélisé le comportement de l'argile molle et de la roche avec le modèle non associé de Mohr-Coulomb. Le radier et les pieux ont été modélisés avec un modèle linéaire élastique isotrope. Le pieu a été basé sur un paramètre de pieu tubulaire en acier de matériau typique rapporté par Wong et al. (1995), le module de young équivalent utilisé est déterminé par la proposition de K.S Wong 1995 (éq I-13). Le radier a été appliqué avec les paramètres généraux du matériau béton.

$$K = E_{eq}A_{eq} = E_pA_p$$

I-13

$E_{eq}$  : module de Young équivalent pour le pieu solide

$A_{eq} = \pi D^2/4$  section équivalent pour le pieu solide (Fig. I.22)

$E_p$  : module de Young pour le pieu tubulaire

$A_p = \pi (D^2 - D_i^2)/4$  section de pieu tubulaire (Fig. I.22)

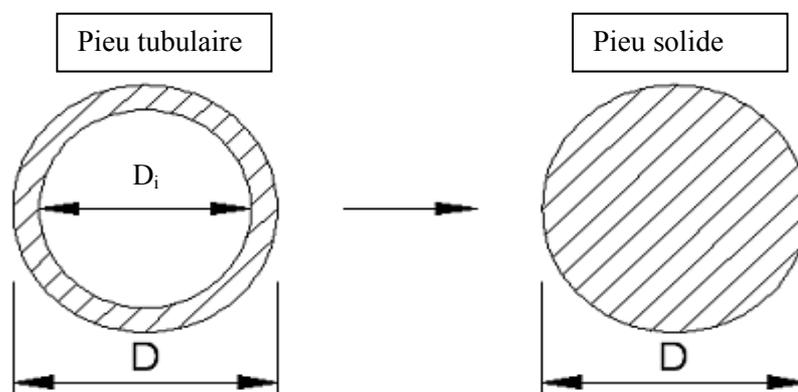


Figure I-22 Section de pieu tubulaire et solide

Les éléments d'interface sans épaisseur ont été composées à des éléments quadratiques 2D à 18 nœuds, chaque élément de deux surfaces de neuf nœuds compatibles avec les éléments solides adjacents (les deux surfaces coïncident initialement).

La figure I.23 montre les courbes de charge-tassement moyen d'un (PR), radier seul (UR) et (FPG). Des analyses ont été effectuées avec des 3x3 ( $s= 3D, 9D$ ) et 5x5 ( $s= 4D$ ), respectivement. Le tassement moyen ( $s_{avg}$ ) a été calculé par l'équation I-14. (Reul et Randolph (2004)).

$$s_{avg} \approx 1/3 \times (2s_{centre} + s_{coin})$$

I-14

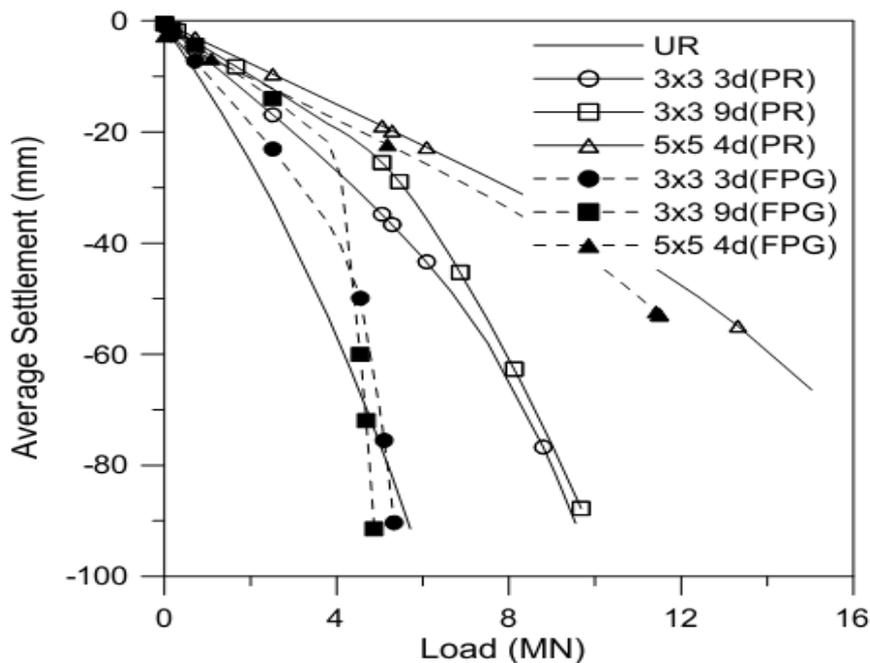


Figure I-23 Courbes Charge-tassement des cas (UR), (PR) et (FPG) avec ( $L_p = 16m$ )  
(Jinhyung Lee et al. (2010))

#### I.4.3. Méthode des fonctions de transfert des charges t-z pour pieux isolés

La méthode de transfert de charge (t-z) est probablement la technique la plus utilisée pour étudier le problème des pieux isolés axialement chargées, et est particulièrement utile quand le comportement du sol est clairement non linéaire, et/ou quand le sol entourant le pieu est stratifié, cette méthode modélisent le sol comme une série de ressorts élastiques non-linéaires à tenir en compte le comportement non-linéaire des sols. Coyle et Reese (1966) donnée la procédure d'analyse itérative, implique la procédure qui repose sur des courbes qui concernent la relation entre la contrainte de cisaillement à la surface latérale des pieux ( $\tau$ ) et le déplacement vertical du pieu ( $z$ ) le long de pieu (courbes de modélisation du frottement latéral). Le pieu est divisé en un certain nombre de petits segments (Fig. I-24). Une

approximation initiale est faite pour le mouvement du segment au bas. Puis, avec l'aide de la courbe appropriée de transfert de charge, un procédé itératif est suivi pour obtenir la charge agissant sur le segment. De ces informations sur la charge et du mouvement du segment inférieur, l'analyse ensuite vers le haut, segment par segment, au dessus du pieu. Ainsi, divers mouvements initiaux au segment inférieur de pieu sont employés pour construire la courbe de charge-déplacement à la tête du pieu. Clairement, de telles méthodes de transfert de charge ignorent la continuité du milieu du sol et ne peuvent pas être appliquées aux groupes de pieux. D'ailleurs, afin d'obtenir la courbe de transfert de charge sur l'emplacement, considérablement plus d'instrumentation est exigée que pour un essai de charge normal de pieux. En outre, pendant que les états du sol changent, horizontalement aussi bien que verticalement, l'extrapolation des essais d'un emplacement à l'autre peut toujours ne pas être entièrement satisfaisante.

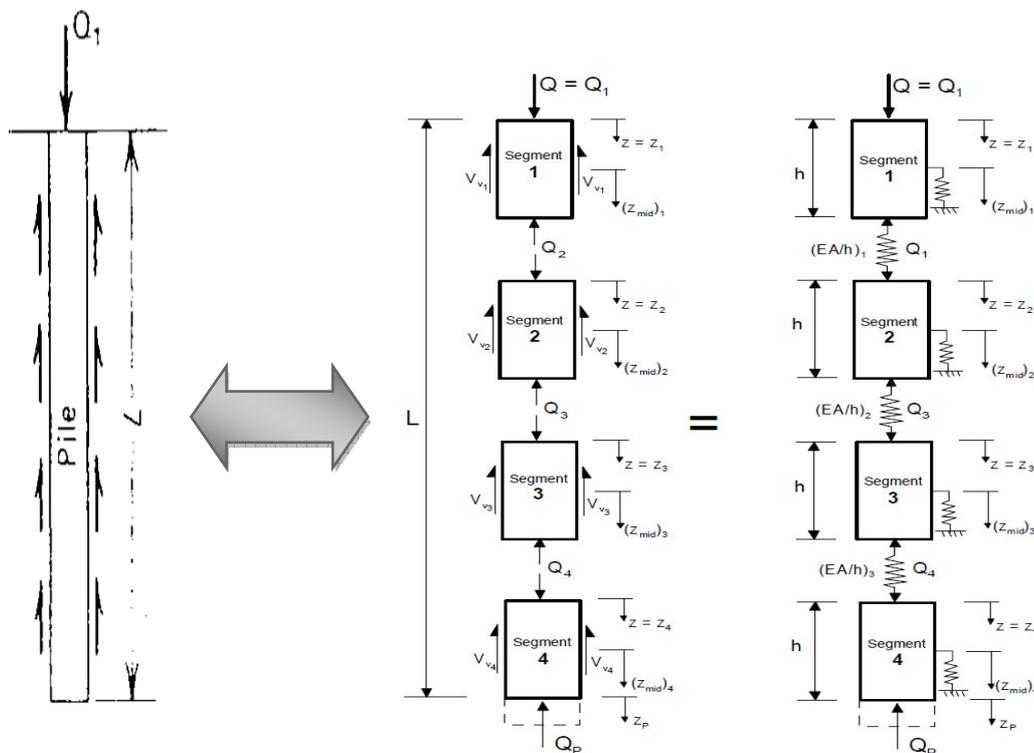


Figure I-24 Analyse de transfert de charge donnée par Coyle et Reese (1966)

Coyle et Reese (1966) ont développé un modèle type de courbes de transfert pour les pieux tubulaires installés dans l'argile qui relie le rapport d'adhérence à la résistance au cisaillement du sol en fonction du déplacement du pieu. Ces courbes sont valables pour des pieux tubulaires dont la profondeur d'encastrement n'excède pas 100 pieds (30 m) (Fig. I.25). La résistance de cisaillement est obtenue par essais de compression simple.

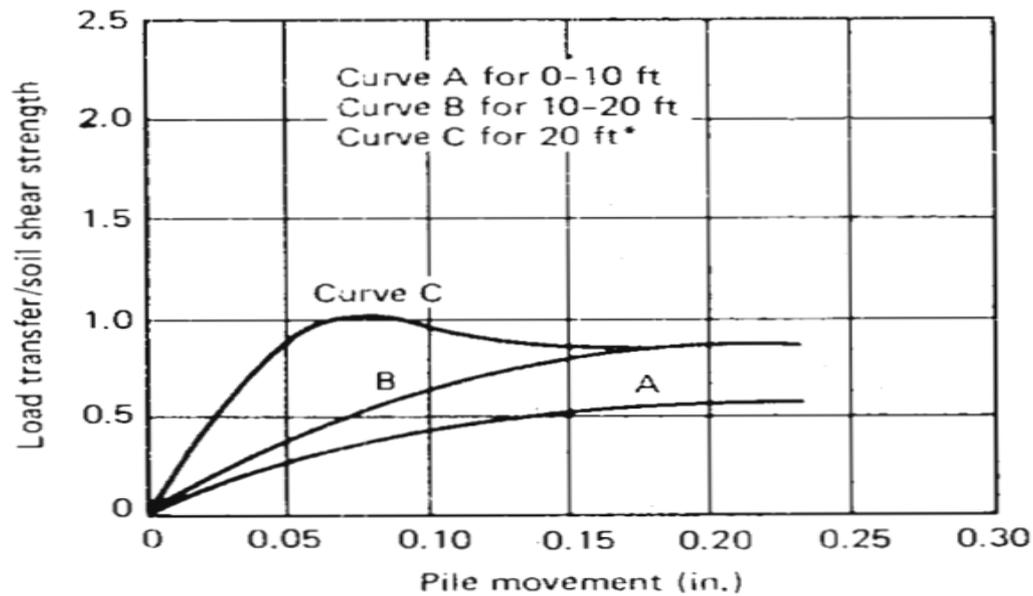


Figure I-25 Courbes de transfert pour les pieux tubulaires dans l'argile.

(Modèle de Coyle et Reese, 1966)

La méthode de transfert de charge a été raffinée par Kraft et al. (1981) qui a suggéré l'utilisation d'expressions théoriques pour les données obtenues à partir des essais sur terrain sur des pieux d'instruments permettant de déterminer les courbes de transfert de charge  $t$  en fonction du déplacement vertical du pieu  $z$  à divers endroits le long des pieux. Plusieurs auteurs ont développé cette méthode théoriquement et dans le calcul pratique des pieux sous charge axiale (Poulos et Davis 1980; Frank et Zhao 1982; Boulon et Foray 1986; Maleki 1995; M. Ashour et al. 2010). Ces courbes  $t$ - $z$  ont ensuite été utilisées le sol support comme des ressorts non-linéaires dans une analyse du comportement de pieux sous charge verticale en utilisant la technique numérique d'élément fini.

La pratique courante de cette méthode fait référence aux méthodes pressiométriques pour la détermination de la partie initiale de la courbe de mobilisation du frottement latéral. L'utilisation des courbes  $t$ - $z$  est associée également à la définition d'une courbe de mobilisation de la résistance en pointe ( $q$ - $z$ ). Dans ce qui suit, on présente la méthode développée par Frank et Zhao (1982). C'est donc une méthode de calcul de la courbe charge-tassement axial d'un pieu isolé, basée sur le principe des fonctions de transfert de charge ou courbes de mobilisation du frottement latéral  $t$ - $z$  et de l'effort de pointe  $q$ - $z$ . Le calcul de la courbe charge-tassement du pieu est basé sur la résolution numérique de l'équation différentielle de l'équilibre d'une poutre en compression ou en traction :

$$EA \frac{d^2 s}{dz^2} - \pi D \tau(s) = 0$$

I-15

Avec  $EA$ : rigidité à la compression du pieu;  $s$ : le déplacement (tassement) axial le long de pieu  $z$ ;  
 $\tau$ : frottement axial unitaire mobilisé;  $D$ : diamètre du pieu.

Le modèle de Frank et Zhao (1982) pour les courbes de mobilisation du frottement axial  $\tau(s)$  et du chargement en pointe  $q(s)$  est trilineaire et il est basé sur les résultats pressiométriques (Fig. I.26). Les pentes initiales  $k_t$  et  $k_p$  sont données respectivement pour les sols fins (argiles et limons) par les relations :

$$K_t = 2E_M / D \quad ; \quad k_p = 11 E_M / D \quad I-16$$

Où  $E_M$  est le module pressiométrique à la profondeur considérée.

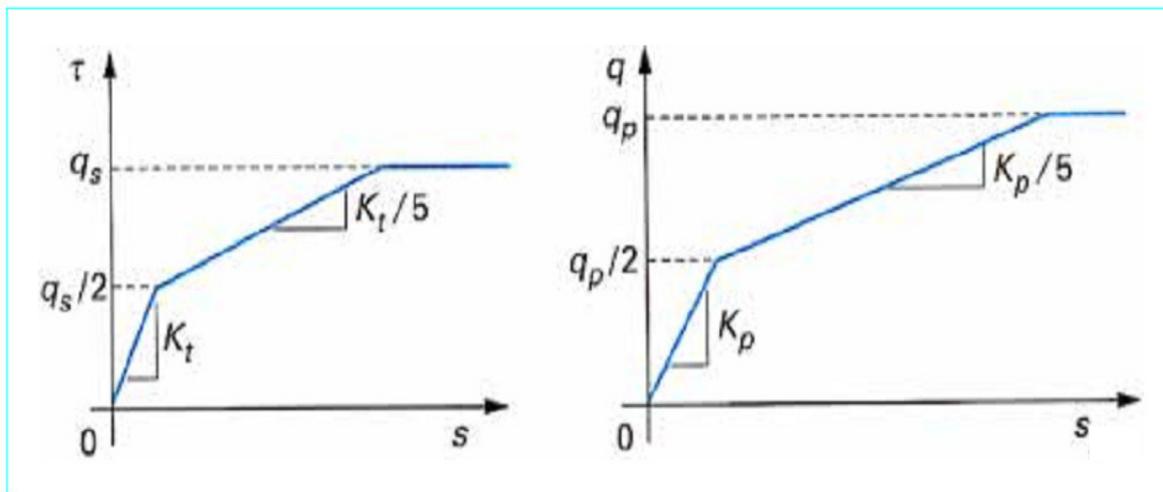


Figure I-26 Lois de mobilisation du frottement axial et de l'effort de pointe unitaires  
 (Frank et Zhao 1982)

Dans le but de résoudre l'équation (I-15), le système sol-pieu est divisé en couches. Pour chaque couche, la rigidité  $EA$  et le périmètre  $P'$  sont constants, et la fonction  $\tau$ - $s$ , également unique, est linéarisée sous la forme  $\tau = a + bs$ . Ainsi une équation différentielle à coefficients constants est obtenue pour chaque couche dont la solution analytique est :

$$s = \alpha \cdot \cosh(nz) + \beta \cdot \sinh(nz) - \frac{a}{b} \quad \text{pour } b \neq 0; \text{ avec } n = \sqrt{\frac{p'b}{EA}} \quad I-17$$

$$s = \alpha z + \beta + \frac{p'a}{EA} \cdot \frac{z^2}{2} \quad \text{pour } b=0 \text{ et } a = q_s$$

Récemment, Liu et al. (2004) ont proposé un modèle  $t$ - $z$  trilineaire plastique avec radoucissement (Fig. I.27).

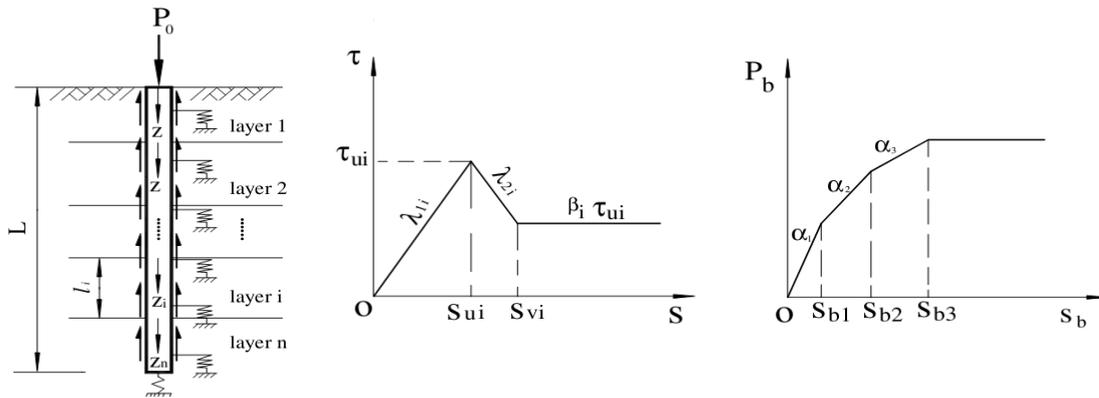


Figure I-27 Méthode simplifiée étudiée le comportement du système sol-pieu basée sur la méthode t-z  
(Liu et al. 2004)

#### I.4.4. Méthode des fonctions de transfert des charges t-z pour groupes de pieux

Si la méthode des fonctions de transfert de charge reste la plus courante pour le calcul du comportement des groupes de pieux chargés verticalement, l'application de cette technique fait toujours appel à d'autres méthodes pour la prise en compte de l'interaction entre les pieux du groupe; d'où l'existence des méthodes mixtes ou 'hybrides' qui basées sur la méthode des fonctions de transfert de charge. La méthode hybride consiste à appliquer aux courbes de réactions (t-z, ou q-z) des coefficients modificateurs calculés à partir d'autres méthodes notamment la méthode du continuum élastique ou des équations intégrales.

L'approche hybride, qui est une combinaison de la méthode de transfert de charge et la méthode du continuum élastique pour évaluer les interactions entre pieux, le comportement du groupe dépend de deux conditions de déformation: la zone de sol à proximité immédiate du pieu est celle où résident les plus fortes sollicitations qui provoqueront de grands déplacements; la zone de sol entre les pieux où se développent des efforts relativement moindres. L'interaction sol-pieu est modélisée par la méthode de transfert de charge avec comportement non-linéaire et l'interaction pieu-sol-pieu est caractérisée par les facteurs d'interactions de Poulos [1971b] pour un milieu élastique.

Chow (1986) introduit les paramètres d'interaction pieu-sol-pieu dans la matrice de rigidité globale du sol, évitant ainsi la modification des courbes de réaction. Afin d'identifier l'interaction entre les pieux, Chow utilise les équations de Randolph et Wroth (1978).

Chin et Poulos (1991) ont utilisé l'approche de Chow(1986) pour étudier le comportement de groupe de pieux dans le sol multicouche. Lee (1993) étend la méthode hybride pour le cas de sol hétérogène (multicouche). Maleki (1995) applique le modèle hybride pour étudier le comportement d'un groupe de 3 pieux sous chargement vertical en tête (essais de Rueil-Malmaison).

### I.4.5. Modélisation numérique par équations intégrales aux frontières

#### (Boundary Element Method)

Cette méthode suppose un matériau élastique linéaire en petites déformations. Une solution fondamentale en déplacement et une solution en contrainte ont été proposées (Garnica-Anguas 1993; Boulon et al. 1995a; Mandolini et Vigiani 1997; D. Basu, M. Prezzi 2007; Valério. S et Joao B. 2007; Z.Y. Ai et J. Han 2009). Le problème d'équilibre se réduit à la solution d'un système d'équations intégrales qui est en fonction des conditions aux limites que l'on pose (en déplacements, en contraintes ou mixtes). Le contact étant considéré entre deux solides élastiques, les non-linéarités du comportement sont alors concentrées à l'interface. Le problème de contact est reproduit en imposant des conditions statiques et cinématiques qui correspondent aux conditions de contact fermé, glissant et ouvert.

Mandolini et Vigiani (1997) ont présenté une méthode numérique pour l'évaluation du tassement d'un groupe de pieux reliés en tête par une semelle de liaison. Cette méthode, basée sur le principe des équations intégrales, consiste à ramener la résolution de ces équations à l'interface pieu-sol.

Z.Y. Ai et J. Han (2009) basent sur la méthode des équations intégrales aux frontières pour évaluer le comportement du tassement des pieux isolés installés dans les sols multicouches (Fig. I-28). Un bon accord est obtenu entre les solutions proposées par Z.Y. Ai et J. Han (2009) et publiées par Butterfield et Banerjee (1971) pour les pieux isolés installés dans un sol homogène et un sol du Gibson (Fig. I-29).

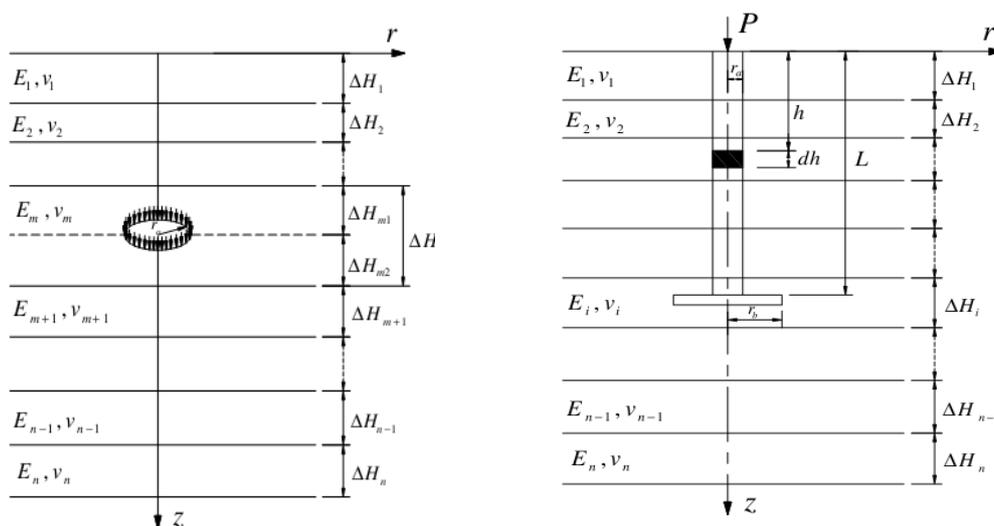


Figure I-28 Pieu intégrée dans le sol multicouche (Ai et Han 2009)

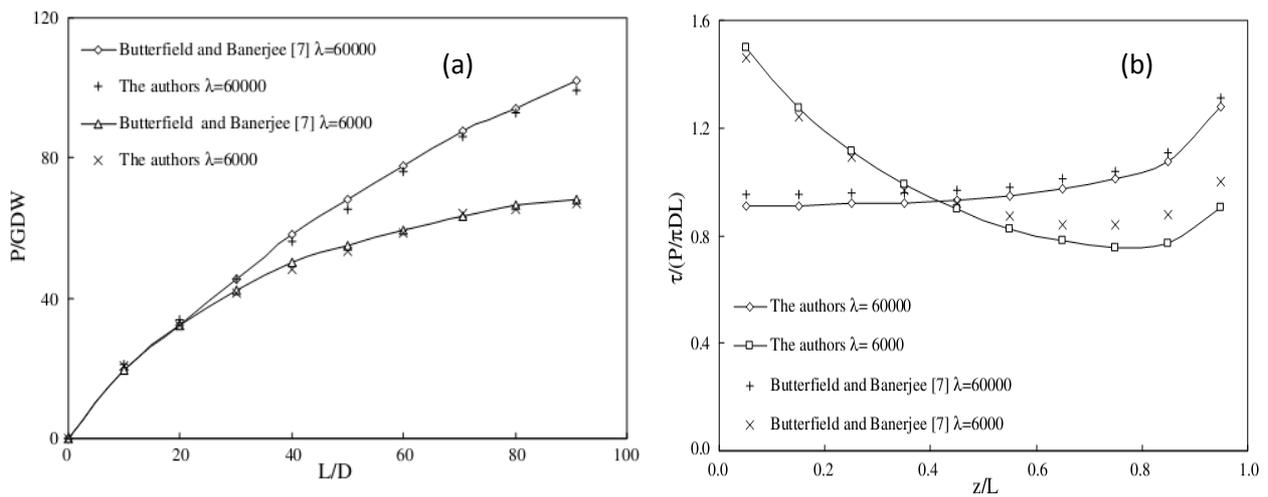


Figure I-29 Les résultats obtenues par Ai et Han (2009) pour les pieux isolés intégrés dans le sol multicouche

(a) Rapport de charge-tassement en fonction de l'élancement du pieu

(b) Répartition des contraintes de cisaillement le long du pieu

## I.5. Conclusions

Dans ce chapitre, on a pu fournir une synthèse des caractéristiques générales de l'interface sol-pieu du point de vue de la modélisation rhéologique. La définition des mécanismes caractéristiques de l'interface a fourni des éléments indispensables pour une modélisation correcte de son comportement. D'autre part, l'analyse du comportement des pieux isolés et groupes de pieux sous charge axiale dans les sols cohérents, les analyses numériques en éléments finis (FEM), éléments aux frontières (BEM) et courbe de transfert des charges (t-z), permet d'avoir une idée globale sur le comportement d'une fondation profonde et montre que l'interface joue un rôle considérable dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage. La modélisation numérique aux éléments finis du comportement d'un pieu ou groupe de pieux sous charge axiale nécessite la prise en compte de l'interface, la formulation d'un modèle de comportement d'interface approprié et la définition d'éléments de contact spéciaux. La validation se fait à partir de résultats d'essais in situ de pieux en vraie grandeur, en s'appuyant sur des données de laboratoire relatif à la caractérisation du sol et de l'interface sol-pieu. Nous détaillerons les étapes de cette démarche dans les prochains chapitres.

## **Chapitre II. Méthodes de calcul analytique des pieux isolés et des groupes de pieux**

### **II.1. Introduction**

Un des premiers objectifs d'une procédure de calcul analytique des pieux est de déterminer les déplacements verticaux de la fondation au niveau de la superstructure. De plus, afin de dimensionner les pieux, la connaissance des contraintes et des déformations dans ces derniers est nécessaire (O'NEILL. 1981).

Dans ce chapitre, on présente les méthodes analytiques existantes pour la prédiction de la réponse axiale des pieux isolés et des groupes de pieux sont présentés. Nous présentons par la suite les méthodes d'estimation de capacité portante des pieux isolés, des groupes de pieux et leurs efficacités dans les sols cohérents.

### **II.2. Estimation de tassement d'un pieu isolé avec les méthodes analytiques**

Des analyses de base élastique ont été utilisées par plusieurs chercheurs: par exemple, D'appolonia et Romualdi. (1963); Thurman et D'appolonia. (1965); Salas et Belzunce. (1965); Nair. (1967); cooke. (1974); Frank. (1974); Baguelin et al. (1975); Randolph. (1977); Randolph et Wroth. (1978); Poulos et Davis. (1980); Kraft et al. 1981; Armaleh et Desai. (1987); Motta. (1994); E.Chaudhry. (1994); Lee et Xiao. (1999); Zhu et Chang. (2002); Seo et Prezzi. (2007); M.Prezzi et al. (2008).

Le problème du déplacement vertical (tassement) d'un pieu isolé sous charge axiale statique est indéterminée: il n'y a pas de solution analytique exacte et disponible en la distribution de contraintes réelles le long du pieu et sont inconnus. Toutefois, Randolph et Wroth (1978) ont produit une solution analytique approchée pour un pieu rigide en considérant séparément la charge soutenue par le fût du pieu et la charge soutenue par la pointe du pieu. Ils ont supposé une distribution uniforme des contraintes de cisaillement le long du fût du pieu, et les contraintes normales au-dessous de la pointe du pieu que ceux qui découlent du poinçon rigide à la surface de demi-espace élastique. Dans le cas d'un pieu rigide, le tassement de la tête du pieu déterminé par une expression analytique simple, sans qu'il soit nécessaire d'évaluer la répartition exacte des contraintes de cisaillement le long de pieu. Dans le même article, Randolph et Wroth (1978) ont également produit des solutions modifiées pour tenir en compte

la compressibilité du pieu et l'hétérogénéité radiale et verticale du sol. Dans ces solutions, un choix judicieux des valeurs de module de cisaillement du sol est très important pour obtenir des résultats sensibles.

### II.2.1 Méthode de Randolph et Wroth (1978) pour un pieu isolé rigide

L'analyse est basée sur la séparation des charges supportées, par le fût et la pointe du pieu. L'approche à l'analyse est représentée sur la figure II-1 (a), où le sol a été divisé par une couche supérieure et inférieure par un plan horizontal AB, au niveau de la pointe de pieu.

Il est supposé que la couche supérieure du sol sera déformée exclusivement par le délestage de charge par le fût du pieu et que la couche inférieure du sol sera déformée exclusivement par la charge de pointe du pieu. La figure II-1 (b) montre les schémas de déformation distincte prévue. Le plan AB a été "explosé" à A<sub>1</sub>B<sub>1</sub> et A<sub>2</sub>B<sub>2</sub>. Les modes de déformation le long de A<sub>1</sub>B<sub>1</sub> et A<sub>2</sub>B<sub>2</sub> ne seront pas compatibles et conduiront à une certaine interaction entre les couches supérieures et inférieures du sol. Les déformations dans le sol autour du fût sont modélisées comme cisaillement des cylindres du sol.

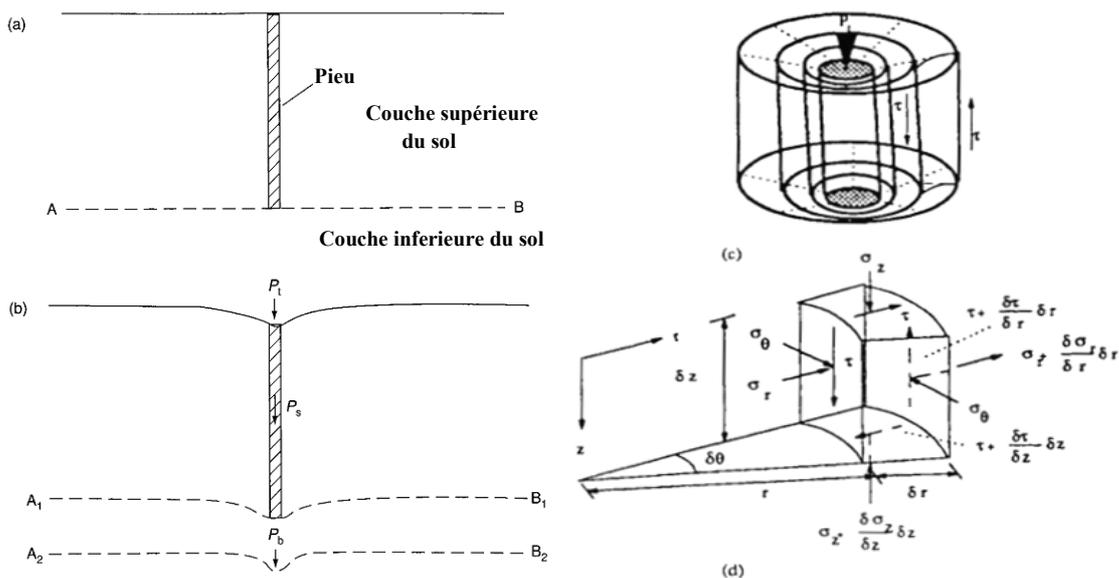


Figure II-1: Analyse du pieu par une séparation des charges supportées par le fût et la pointe (Randolph et Wroth. (1978))

Lorsque le pieu est chargé, l'augmentation de la contrainte de cisaillement  $\tau$ , dans le voisinage du fût du pieu, sera beaucoup plus grande que l'augmentation de la contrainte verticale  $\sigma_z$ . Par conséquent, l'équilibre vertical d'un élément de sol montré à la figure II-1(d) peut être exprimée comme suit:

$$\frac{\partial}{\partial r} ( r \tau ) \approx 0$$

Ignorant le terme  $(\delta\sigma_z/\delta z)$ . Si la contrainte de cisaillement  $\tau_0$  à la face du pieu  $r=r_0$ , l'expression ci-dessus peut être intégrée pour voir que les contraintes de cisaillement autour du pieu en proportion inverse du rayon, tel que  $\tau.r \approx \tau_0.r_0$  est approximativement constant. (Cette relation est valide seulement sous l'hypothèse que le terrain autour du fût du pieu va se déformer indépendamment à partir du reste sol ci-dessous le niveau de base du pieu c.-à-d les déformations dans le sol, autour du fût et au-dessous de la pointe, restera confiné dans les distinctes frontières horizontales.). En utilisant la théorie de l'élasticité, la déformation de cisaillement sera :

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r} \quad \text{II-2}$$

Où  $u$  et  $w$  sont les déplacements radiaux et verticaux du sol respectivement, et  $G$  le module de cisaillement du sol. Le déplacement primaire sera vertical, en ignorant  $\delta u/\delta z$ . L'intégration des résultats des déformations verticales dans l'expression approximative suivante pour le déplacement du fût du pieu:

$$w_s = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{\infty} \frac{dr}{Gr} \quad \text{II-3}$$

$w_s$  : le tassement du fût du pieu ;  $\tau_0$  : contrainte de cisaillement à l'interface sol-pieu;  $r_0$  : rayon de pieu;  $G$  : module de cisaillement du sol; et  $r$  : distance radiale depuis le centre du pieu.

L'équation II-3 donne le déplacement infini pour un pieu rigide qui est physiquement faux. Cette ambiguïté est le résultat direct de l'hypothèse incorrecte (le sol autour du pieu étant séparé en deux couches distinctes qui se déforment indépendamment l'un de l'autre) réalisée dans l'analyse. Pour éviter cette ambiguïté Randolph et Wroth (1978) ont suggéré qu'il existe un certain rayon magique  $r_m$  à laquelle la contrainte de cisaillement dans le sol devient négligeable, par conséquent, le tassement du fût du pieu,  $w_s$  est donné par:

$$w_s = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right) = \zeta \frac{\tau_0 r_0}{G} \quad \text{II-4}$$

Ou 
$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)$$

Théoriquement  $r_m$  n'est pas une valeur unique, mais varie avec la profondeur du pieu. Randolph et Wroth. (1978) ont adopté une valeur constante de  $r_m$  (Fig. II-2) et ont suggéré une relation empirique pour déterminer cette valeur en faisant correspondre la solution analytique.

$$r_m = 2.5L_p\rho(1-\nu)$$

II-5

$$\rho = G(L_p/2)/G(L_p)$$

$L_p$ : Longueur de pieu intégré;  $\nu$ : Coefficient de Poisson du sol; et  $\rho$ : facteur de non homogénéité (c.à.d. rapport du module de cisaillement du sol à la mi-profondeur de pieu et a la base de pieu.)

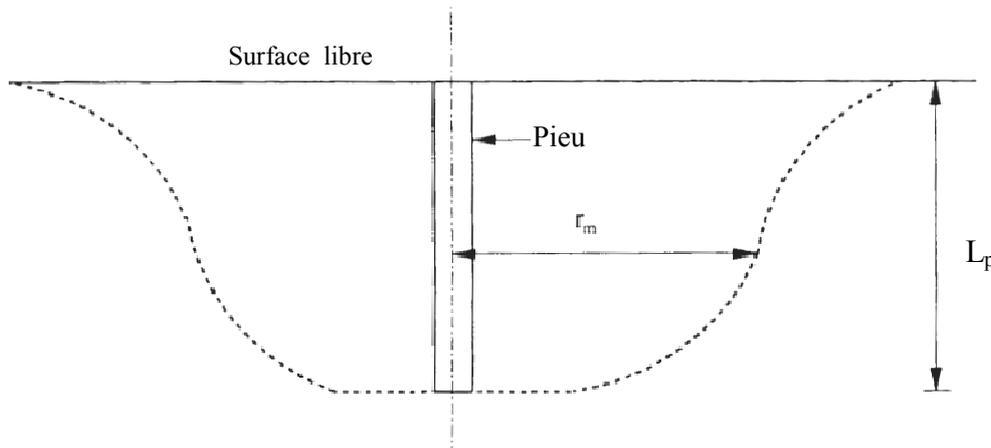


Figure II-2: Variation hypothétique de limite d'influence du pieu (Randolph et Wroth. (1978))

Randolph et Wroth (1978) ont traité la pointe d'un pieu en tant que poinçon rigide. Depuis la solution d'analyse disponible correspond à un poinçon rigide à la surface d'un demi-espace élastique, ils introduisent un facteur de profondeur  $\eta$ , afin de tenir compte de l'effet de rigidité du sol au-dessus au niveau de la surface chargée. Le comportement de charge-tassement a été décrit comme (Timoshenko et Goodier (1970)):

$$w_b = \frac{P_b(1-\nu)}{(4Gr_0)}\eta$$

II-6

Où  $w_b$  est le déplacement de la pointe du pieu.

Le facteur de profondeur  $\eta$  est le rapport de la rigidité d'un poinçon rigide à la surface d'un demi-espace élastique à sa rigidité à une certaine profondeur sous la surface.

La pointe du pieu peut être modélisée avec deux manières possibles. Il peut être traité comme une semelle circulaire rigide au fond du forage ouvert ou comme une zone de chargement circulaire rigide incorporé dans une masse de sol à une profondeur  $h$ . modèle approprié a considéré comme une zone circulaire rigide chargé, intégré à une profondeur  $h$ . Une étude menée par Butterfield et Banerjee (1971) sur la base de ce modèle montre que la valeur limite du facteur de profondeur est de 0,6. Randolph et Wroth (1978) ont suggéré que ce facteur serait supérieur à 0,85 ou près de l'unité pour une approche bilinéaire de comportement du sol.

Ils n'ont soutenu aucun effet de rigidité du sol au-dessus au niveau de la zone chargée parce que la couche supérieure du sol est déjà déformée par l'action de contraintes de cisaillement le long du fût du pieu. Le pieu n'est pas capable d'absorber toute la charge à sa pointe (ce qui serait une colonne de sol) puisque ce sont les moyens par lesquels la charge est transmise à la pointe. En d'autres termes qu'ils considéraient la pointe du pieu en tant que chargée rigide. Le rapport de charge- tassement a finalement été donné par (additionnant de la contribution du fût du pieu et la pointe):

$$\frac{P_t}{Gr_0 w_t} = \frac{P_b}{Gr_0 w_b} + \frac{P_s}{Gr_0 w_s} = \frac{4}{\eta(1-\nu)} + \frac{2\pi L_p}{\zeta r_0} \quad \text{II-7}$$

Où  $P_t$  est la somme des contributions de la pointe  $P_b$  et le fût de pieu  $P_s$ .

La difficulté dans le choix d'un modèle approprié pour la pointe du pieu ne se pose que quand on considère deux couches distinctes du sol, autour du pieu, la déformation indépendante et l'interaction à une frontière commune.

## II.2.2 Méthode de Chaudhry (1994)

### II.2.2.1 Milieu infini

Dans cette section, une nouvelle méthode d'analyse est décrite. Le sol n'est pas considéré comme se déformer séparément dans deux couches distinctes horizontales. Un transfert de charge pyramide est supposé en dessous de la pointe du pieu qui élimine le besoin de considérer le rayon magique  $r_m$  (au cours de laquelle le déplacement est supposé être à zéro). Des limites extérieures du sol sont prises à l'infini. Ce mécanisme de transfert de charge est représenté dans la figure II-3.

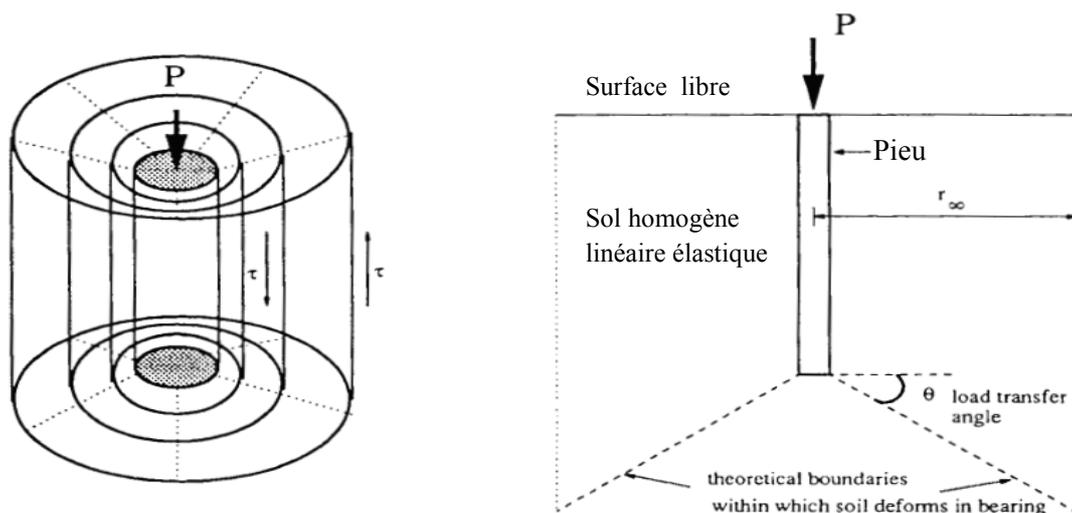


Figure II-3: Le mécanisme de transfert de charge adopté dans le développement de la nouvelle méthode analytique (Chaudhry, (1994))

La ligne de transfert de charge marque la limite entre la déformation du sol dû au cisaillement de cylindres concentriques de profondeur variable (contrairement à la profondeur constante dans la méthode analytique de Randolph et Wroth (1978)) autour du fût du pieu et le sol se déformant dans le portant inférieur au niveau du fût. Cette limite n'est pas fixée mais varie en fonction de l'angle de transfert de charge  $\theta$ .

Chaudhry (1994) considéré un pieu vertical intégré dans un milieu élastique linéaire comme le montre dans la figure II-4. En raison de la symétrie axiale, seule la moitié du pieu et du sol environnant doivent être montrées. La zone A se déforme par cisaillement et si l'on suppose que le chargement du pieu génère des contraintes de cisaillement uniforme le long de la frontière XY à une distance radiale  $r_1$  par rapport à l'axe centrale du pieu, et le sol continue à un rayon infini vers la droite, au-delà XY, lorsque les contraintes de cisaillement sont égales à zéro, il est possible d'estimer la déformation verticale à X comme suit:

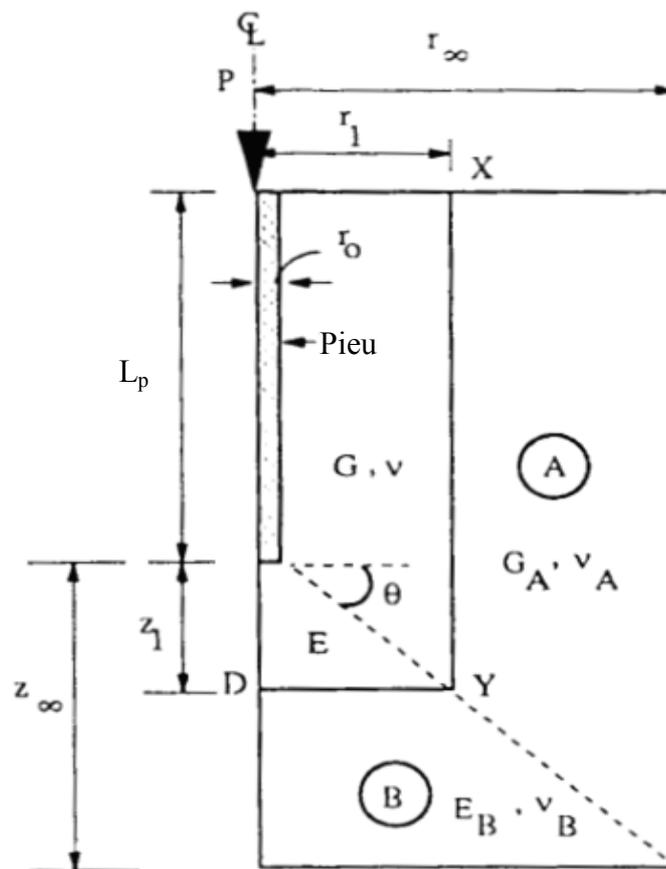


Figure II-4 Zones de sol déformé en cisaillement et portant autour d'un pieu (Chaudhry. (1994))

A partir de la géométrie du problème, l'intégration de l'équation (I-1) d'équilibre approximatif donne la contrainte de cisaillement  $\tau$  au rayon  $r$ , comme:

$$\tau = \frac{\tau_1 r_1 (L_p + (r_1 - r_0) \tan \theta)}{r (L_p + (r - r_0) \tan \theta)}$$

II-8

Où  $\theta$  est l'angle de transfert de charge.

Application de la condition de l'élasticité, le déplacement vertical au point X peut être exprimé sous cette forme d'intégrale:

$$w_X = \int_{r_1}^{\infty} \frac{\tau}{G} dr \quad II-9$$

Évaluer l'intégrale analytique, l'expression suivante est obtenue pour le tassement du point X:

$$w_X = \frac{\tau_1 r_1 (L_p + (r_1 - r_0) \tan \theta)}{G} \left[ \frac{\tan \theta}{L_p \cot \theta - r_0} \cdot \ln \frac{r_1 + L_p \cot \theta - r_0}{r_1} \right] \quad II-10$$

Où l'équation (II-10) représente une forme élaborée de la nouvelle solution améliorée pour le calcul de tassement d'un fût du pieu rigide. Si le point X (voir la Fig. II-4) est situé sur le fût du pieu soit  $r_1 = r_0$  et  $\tau_1 = \tau_0$  à l'équation (II-10), puis à nouveau on obtient l'équation (II-4) pour le déplacement vertical d'un fût du pieu, l'amélioration qui suit:

$$\zeta = \frac{L_p}{L_p - r_0} \ln \left( \frac{L_p}{r_0} \right) \quad \text{pour} \quad \theta = 45^\circ \quad II-11$$

L'amélioration indique que le déplacement vertical d'un fût du pieu dépend du logarithme du rapport d'élançement du pieu et ne dépend pas de rayon magique  $r_m$  qui déterminée empiriquement.

Chaudhry (1994) considéré maintenant un transfert de charge pyramidale sous la base du pieu, comme indiqué dans la figure II-4. La zone B sous la pointe du pieu se déformer dans la portante. Si on suppose une contrainte normale uniforme  $\sigma$ , à une profondeur au-dessous  $z_1$  la pointe du pieu, puis, compte tenu de la géométrie du problème et satisfaisant à la condition d'équilibre, la contrainte verticale normale à une profondeur  $z$ , peut être d'environ et s'écrit:

$$\sigma(z) \approx \frac{\sigma r_1^2}{(r_1 + (z - z_1) \cot \theta)^2} \quad II-12$$

(Il est important de noter que l'expression ci-dessus n'exige pas n'importe quel choix de modèle pour la pointe du pieu comme étant nécessaire au premier travail présenté par Randolph et Wroth (1978).)

Le tassement du point D, en supposant que le sol étendu à l'infini, peut être estimé en évaluant l'expression de l'intégrale suivante:

$$w_D \approx \int_{z_1}^{\infty} \frac{\sigma(z)}{E} dz \quad II-13$$

Où E est le module de young du sol en dessous de la pointe du pieu. L'évaluation analytique

de cette intégrale fournit une rigidité approximative de la zone B :

$$w_D = \frac{\sigma \cdot r_1}{E \cot \theta} \tag{II-14}$$

Le tassement vertical du fût du pieu (équation (II-10)) et la pointe du pieu (équation (II-14)) sont les mêmes pour les conditions ci-dessus quand le pieu est rigide, X point se trouve sur l'interface sol-pieu et D est situé à la base du pieu. Si nous respecterons l'hypothèse selon laquelle  $r_1 = r_0$  et  $\sigma = \sigma_0$ , puis en ajoutant la contribution de la charge portée par le fût du pieu et la pointe à partir des équations (II-10) et (II-11), le rapport charge- tassement de la tête du pieu peut être écrit comme ci-dessous:

$$\frac{P}{Gr_0 w} = \frac{2\pi L_p}{\zeta r_0} + 2\pi(1+\nu) \quad \text{pour } \theta = 45^\circ \tag{II-15}$$

II.2.2.2 Milieu fini

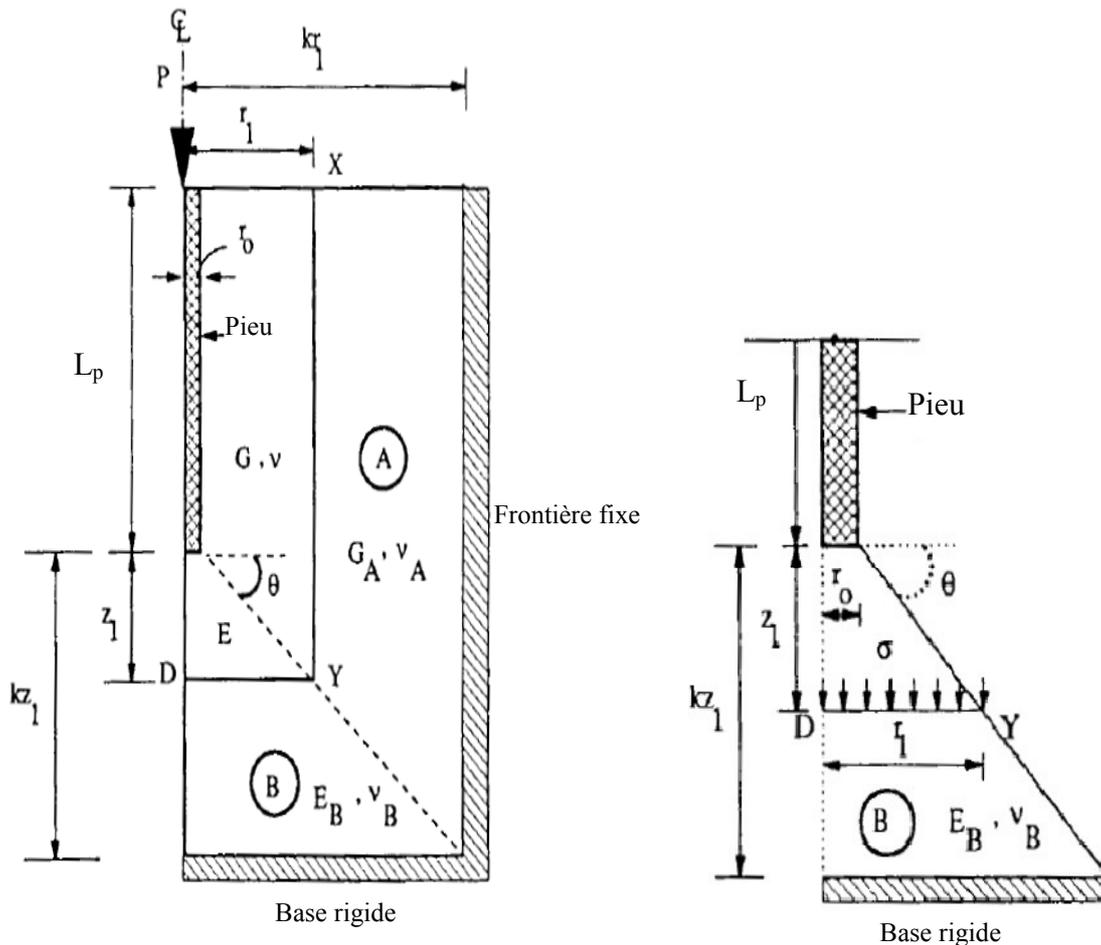


Figure II-5 Zones de sol déformé pour milieu fini (Chaudhry. (1994))

L'expression analytique pour milieu fini est obtenue pour le tassement du point X (fût du pieu):

$$w_x = \frac{\tau_1 r_1 (L_p + (r_1 - r_0) \tan \theta)}{G_A} \left[ \frac{\tan \theta}{L_p \cot \theta - r_0} \cdot \ln \frac{k(r_1 + L_p \cot \theta - r_0)}{kr_1 + L_p \cot \theta - r_0} \right] \quad II-16$$

$$\text{Ou} \quad G_A = G \cdot \ln \frac{k(r_1 + L_p \cot \theta - r_0)}{kr_1 + L_p \cot \theta - r_0} \left[ \ln \frac{r_1 + L_p \cot \theta - r_0}{r_1} \right]^{-1}$$

Le tassement du point D (tassement de la pointe) pour un milieu fini, peut être estimé par l'expression analytique suivante:

$$w_D = \frac{\sigma \cdot r_1}{E_B \cot \theta} \left[ 1 - \frac{r_1}{r_1 + (k - 1) z_1 \cot \theta} \right] \quad II-17$$

$$\text{Ou} \quad E_B = E \left[ 1 - \frac{r_1}{r_1 + (k - 1) z_1 \cot \theta} \right]$$

### II.2.3 Méthode du Poulos et Davis

Poulos et Davis. (1980) proposent une méthode simplifiée basée sur la théorie de l'élasticité du sol. Cette méthode considère le sol comme un massif semi-infini homogène, élastique linéaire, et isotrope.

Poulos et Davis ont développé des relations pour l'estimation des tassements instantanés pour les pieux isolés flottants ou porteurs en pointe :

#### a. Pieux flottants

$$s = \frac{P}{E_s D} I \quad II-18$$

$$I = I_0 R_k R_h R_v \quad II-19$$

#### b. Pieux porteurs en pointe

$$s = \frac{P}{E_s D} I \quad II-20$$

$$I = I_0 R_k R_b R_v \quad II-21$$

Où : s: tassement du pieu (m); P: chargement axial (kN);  $E_s$ : module d'élasticité du sol (kPa);  $E_p$ : module d'élasticité de pieu (kPa);  $I_0$ : coefficient d'influence pour le tassement (Fig. II-8);  $R_k$ : coefficient de correction de compressibilité du pieu (Fig. II-6);  $R_h$ : coefficient de correction de l'effet de profondeur finie de la couche dans laquelle le pieu flotte (Fig. II-9);  $R_v$ : coefficient de correction pour le coefficient de Poisson (Fig. II.7);  $R_b$ : coefficient de correction

pour l'effet de portance en pointe sur une couche plus raide (Fig. II-10);  $h$  : profondeur de la couche du sol;

$$K : \text{rapport de compressibilité} = \frac{R_A \times E_p}{E_s} \qquad R_A = \frac{A_{\text{pieu}}}{\frac{\pi D^2}{4}}$$

$R_A$  : rapport de la section du pieu à la surface limitée par la périphérie extérieure du pieu;

$(L/D)$ : rapport longueur par diamètre de la base du pieu; et  $\nu$ :coefficient de Poisson.

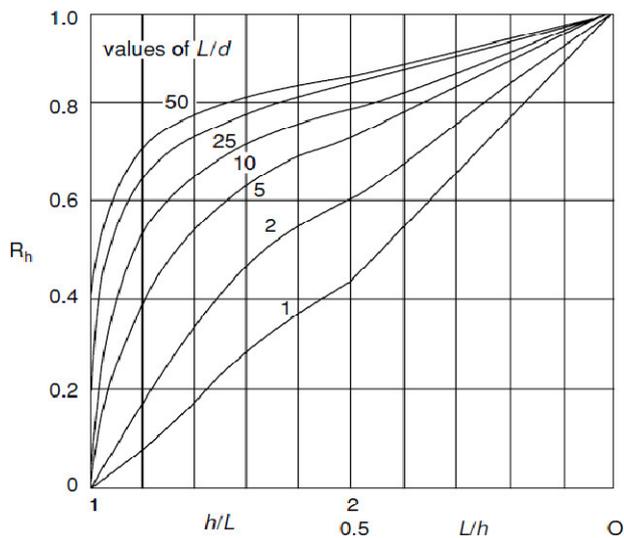


Figure II-6 Coefficient de correction  $R_h$ .

(Poulos et Davis. 1980)

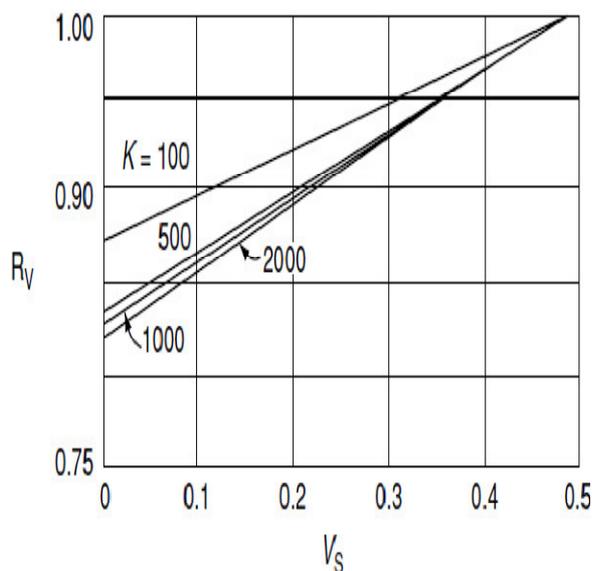


Figure II-7 Coefficient de correction  $R_v$ .

(Poulos et Davis. 1980)

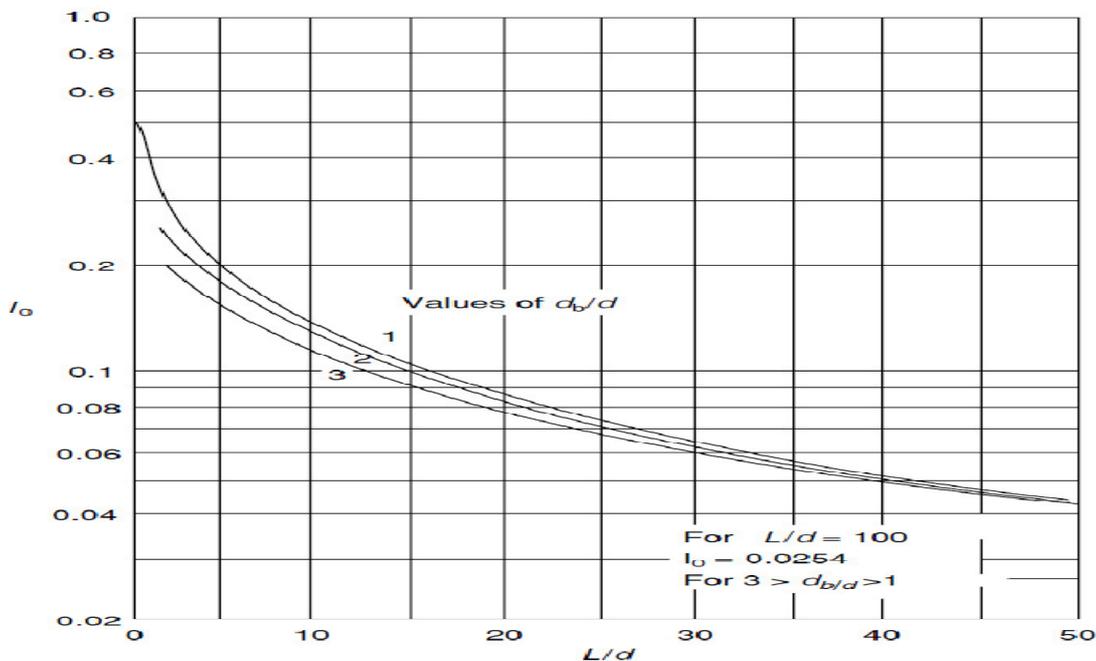


Figure II-8 Coefficient d'influence pour le tassement  $I_0$ . (Poulos et Davis. 1980)

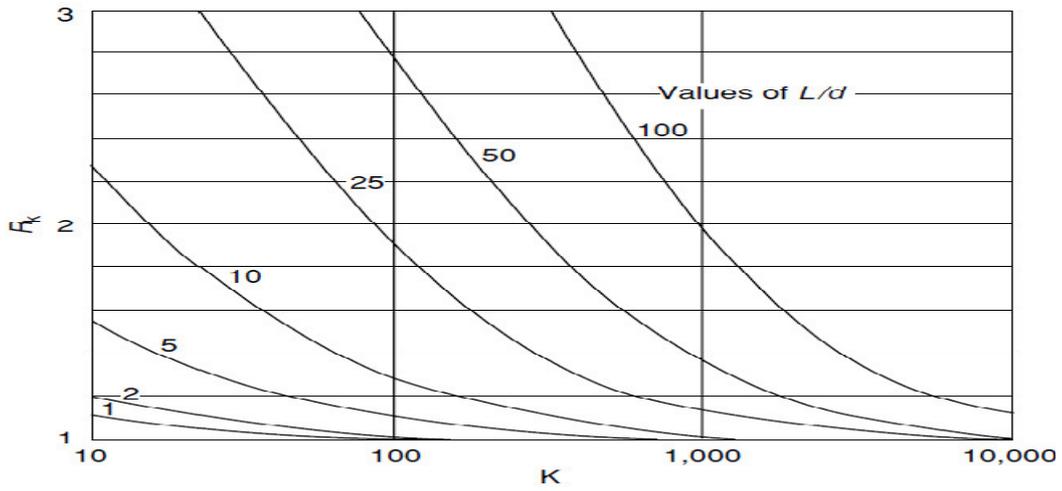


Figure II-9 Coefficient de correction  $R_k$ . (Poulos et Davis. 1980)

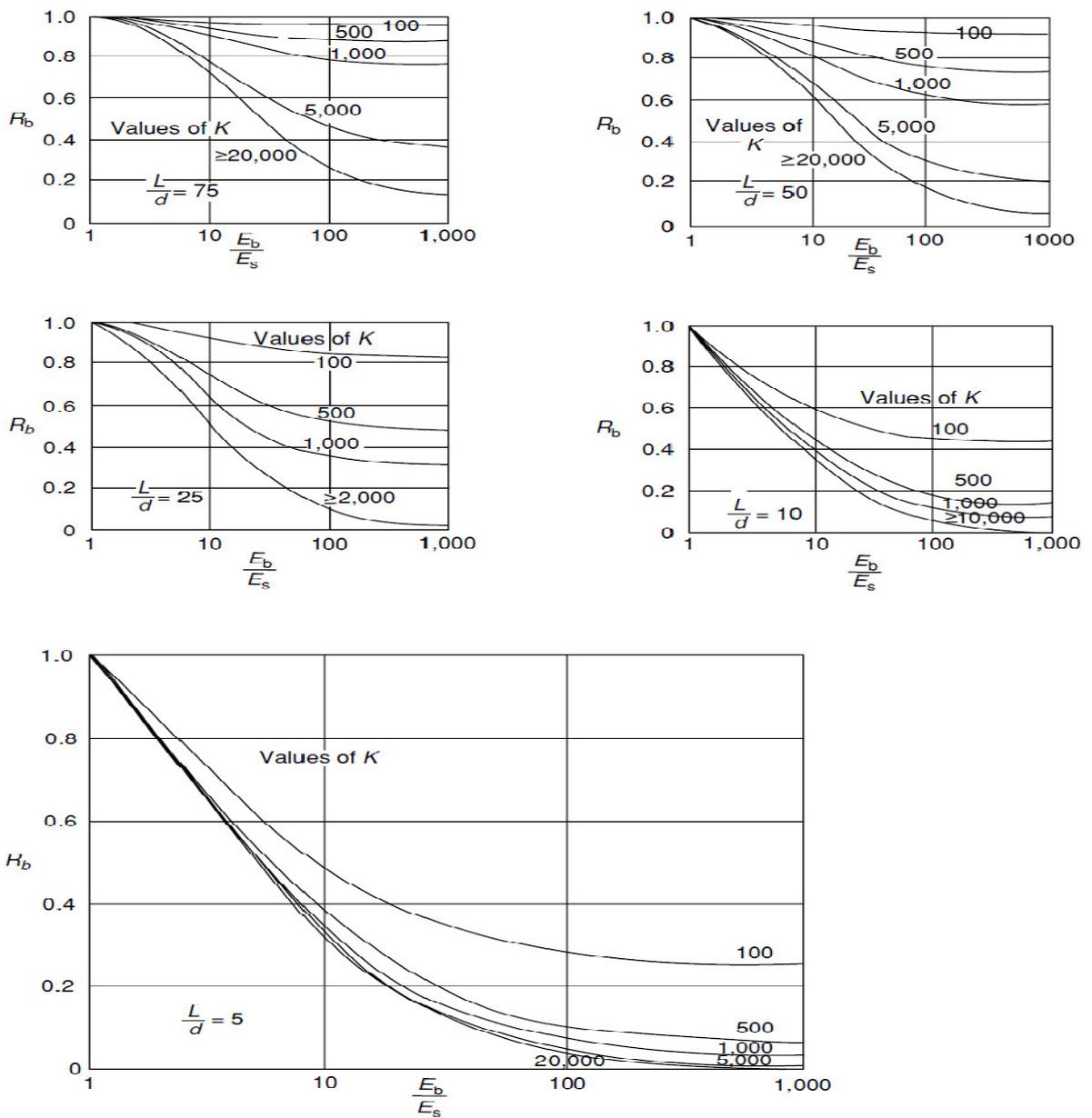


Figure II-10 Coefficient de correction  $R_b$ . (Poulos et Davis. 1980)

La difficulté de cette relation réside dans le choix de  $E_s$ . Idéalement la détermination de  $E_s$  se fait par essai de chargement ou bien à partir de corrélations existantes entre la cohésion non drainée ( $c_u$ ) dans le cas des argiles (Fig. II-11), (Kezdi. 1975; Poulos et Davis. 1980; Frank. 1995).

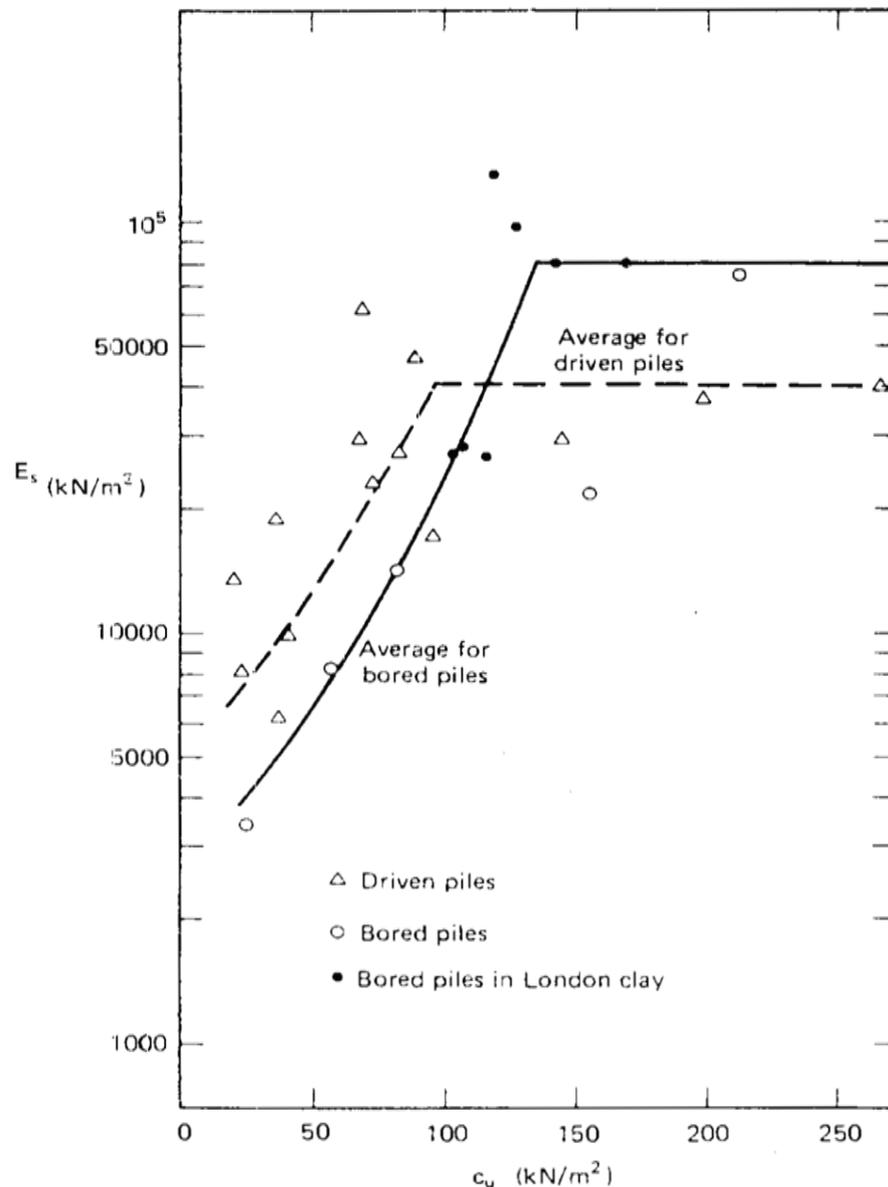


Figure II-11 Module du sol pour les argiles. (Poulos et Davis. 1980)

#### II.2.4 Comparaison entre les résultats de différentes approches

Rapport de charge-tassement en fonction de l'élancement des pieux rigides et flexibles sont tracés dans les figures II.12 et II.13, ainsi que les résultats obtenus à partir des solutions de Randolph et Wroth (1978); Poulos et Davis (1980); et Chaudhry (1994).

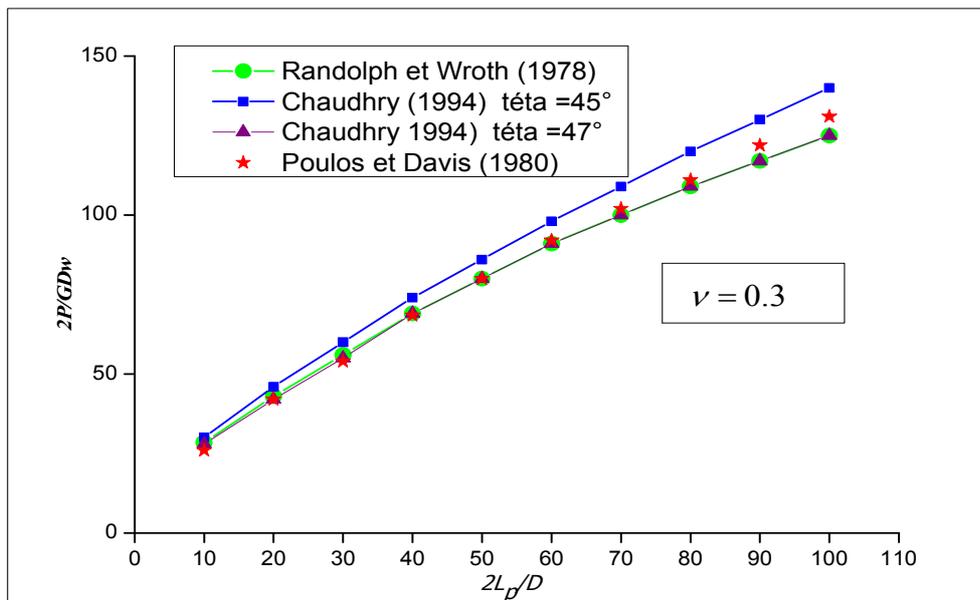


Figure II-12 Rapport de charge-tassement en fonction d'élancement pour les pieux rigides

Les figures II.12 et II.13 montrent que la charge avec angle de diffusion de  $45^\circ$ , l'approche Chaudhry (1994), fournit une réponse de pieu plus rigide par rapport à celui obtenu à partir de solution de Randolph et Wroth (1978), pour les pieux rigides et flexibles. La charge avec angle de diffusion de  $47^\circ$  fournit une correspondance exacte avec la solution de Randolph et Wroth (1978), pour les pieux rigides. On voit donc que l'approche de Randolph et Wroth (1978), est un cas particulier de l'approche de Chaudhry (1994). Néanmoins, pour le cas de pieux flexibles, les résultats de l'approche de Chaudhry (1994) bien semblables aux résultats de Poulos et Davis (1980).

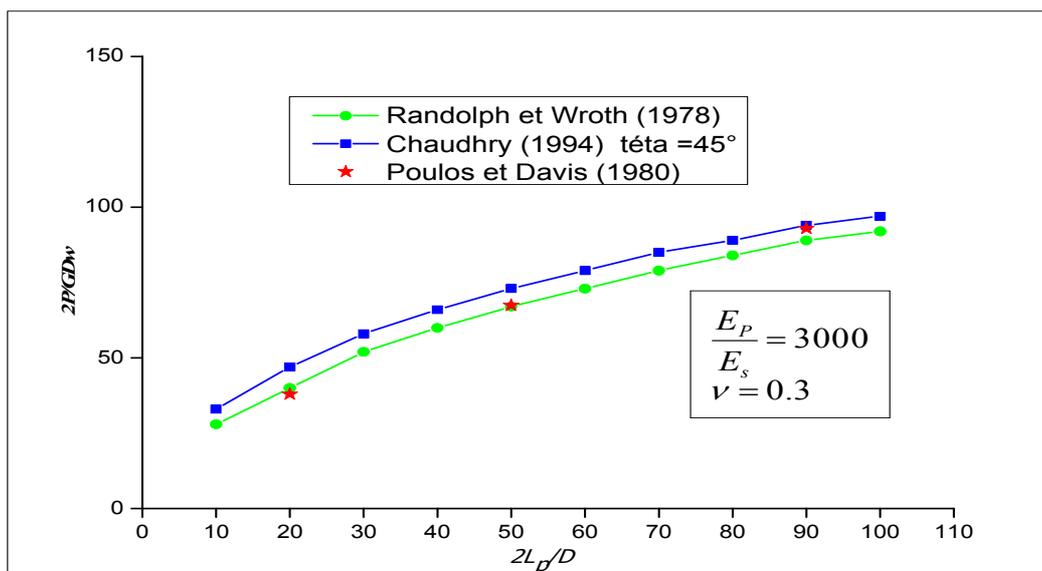


Figure II-13 Rapport charge-tassement en fonction d'élancement pour des pieux compressibles

## II.3. Capacité portante des pieux isolés sous charge axiale

### II.3.1. Formules classiques

La capacité totale du pieu dépend principalement des propriétés du sol et des caractéristiques des pieux. La capacité portante s'écrit dans le cas des pieux qui travaillent en compression :

$$Q_t = Q_p + Q_s - W \quad \text{II-22}$$

$$Q_p = A_p q_p \quad \text{II-23}$$

$$Q_s = \sum_{i=1}^n A_{si} q_{si} \quad \text{II-24}$$

Dans le cas des pieux qui travaillent en arrachement :

$$Q_t = Q_s - W \quad \text{II-25}$$

Où  $Q_t$  : capacité portante de pieu;  $Q_b$  : résistance en pointe;  $Q_s$  : résistance par frottement latéral le long de fût;  $W$  : poids propre au pieu;  $q_b$  : résistance unitaire en pointe;  $q_{si}$  : résistance unitaire de frottement;  $A_p$  : section de pointe;  $A_{si}$  : aire latérale le long du pieu; et  $i$  représente la couche du sol, où le poids du pieu est négligé, par la suite, on considère le frottement positif que lorsque la contrainte de cisaillement est dirigée vers le haut (Fig. II.14).

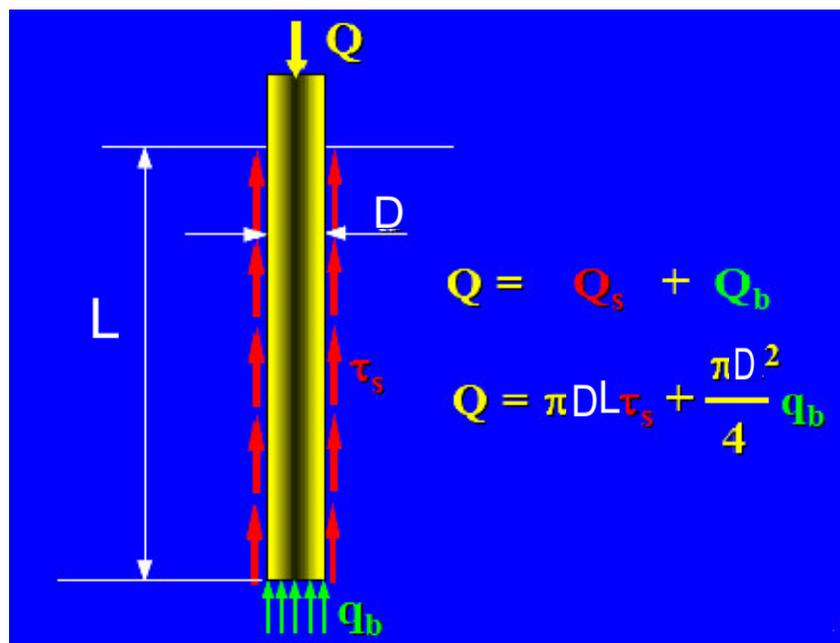


Figure II-14 Capacité portante d'un pieu en compression

Avant de développer les équations (I-23) à (I-24), on va d'abord passer en revue les paramètres influençant la capacité portante. Parmi ces paramètres on s'intéresse en particulier à l'effet de l'installation des pieux, l'effet du temps après l'installation et l'influence du diamètre

### II.3.2. Effet de l'installation aux sols cohérents

Dans la littérature, les effets de l'installation de pieux dans l'argile peuvent être classés en quatre catégories (Seed et Reese. 1955; Teng. 1962; Tomlinson. 1987; Hannigan et al. 1998) :

1. Remaniement du sol autour du pieu;
2. Changement de l'état des contraintes dans le sol au voisinage du pieu;
3. Dissipation d'excès des pressions interstitielles développées autour du pieu;
4. Changement de la résistance du sol à long terme.

Le changement de la résistance et la déformation des propriétés du sol lors d'installation des pieux ont un effet sur la capacité portante et sur le tassement des pieux. Au moment de l'installation du pieu, initialement le volume du sol déplacé est égal au poids du pieu.

Cooke et Price (1973) ont remarqué que le soulèvement de la surface survient pour une faible profondeur d'environ  $5D$  ( $D$  = diamètre du pieu). Pour des profondeurs importantes, le sol se déplace vers l'extérieur d'une manière prédominante dans la direction radiale. Cela a mené les chercheurs à représenter le battage du pieu par l'expansion non drainée d'une cavité cylindrique (Soderberg. 1962; Randolph et al. 1979).

Des investigations sur l'influence de l'effet de l'installation ont conduit les chercheurs à élucider les points suivants :

- Estimation de l'excès de la pression interstitielle et de la distance à laquelle elle va diminuer (ou être nulle);
- Estimation de la zone remaniée du sol autour du pieu.

Des observations in situ montrent que l'excès de pression interstitielle ( $\Delta u$ ) à proximité du fût d'un pieu battu dans les argiles molles saturées peut être de l'ordre de  $5c_u$  à  $7c_u$  (Meyerhof. 1976).

D'autres chercheurs remarquent que ( $\Delta u$ ) est presque nulle quand la distance radiale  $r > 15D$  pour les argiles sensibles et moyennement sensibles,  $r > 2D$  pour argiles normales et  $r > 4D$  pour argiles sensibles,  $\Delta u$  chute rapidement (Prakash et Sharma. 1990; Poulos et Davis. 1980) (voir la figure II-15, où  $r_0$  est le rayon du pieu =  $D/2$ ).

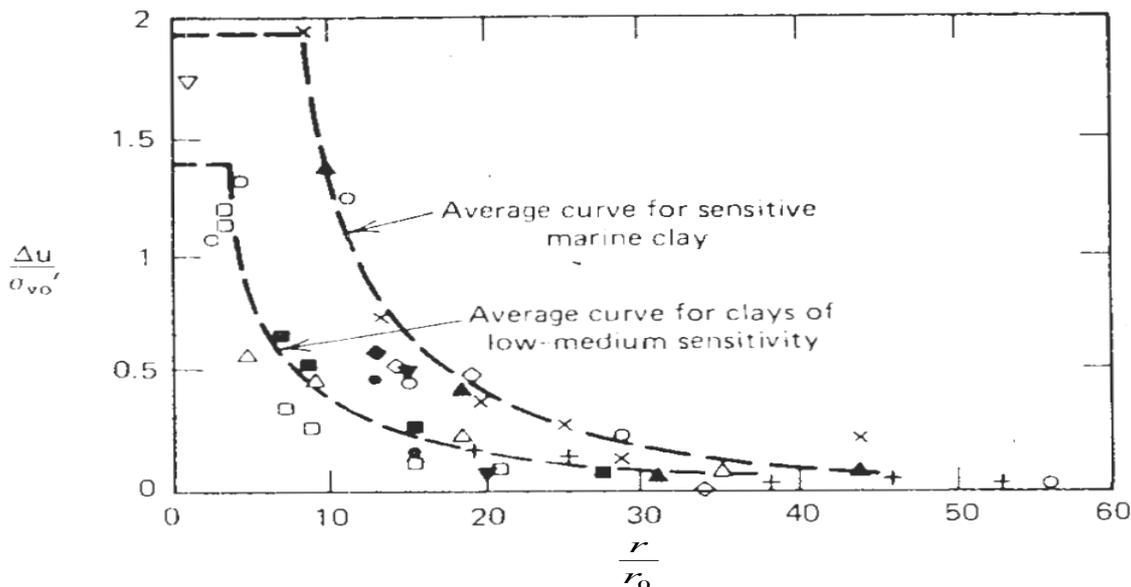


Figure II-15. Résumé des mesures de l'excès de pression interstitielle. (Poulos et Davis. 1980)

Randolph et al. (1979) ont estimé le  $\Delta u$  généré au voisinage d'un pieu battu à l'aide de la théorie d'expansion non drainée de cavité cylindrique sous les déformations planes, soit:

$$\Delta u = 4c_u(0) - \Delta p' \tag{II-26}$$

$c_u(0)$  : la résistance initiale de cisaillement non drainée et  $\Delta p'$  : variation de la contrainte principale due au cisaillement du sol à l'état critique.

Pour les sols normalement consolidés  $\Delta p'$  est négative et sa valeur se situe entre  $1c_u(0)$  et  $1.5c_u(0)$ . Avec les rapports de OCR plus élevés ( $OCR > 2$ ),  $\Delta p'$  devient positive et par intuition  $\Delta u$  diminue. La figure II-16 montre l'excès de pression au voisinage du pieu à  $1.15 r_0$  en fonction de OCR lors du battage du pieu.

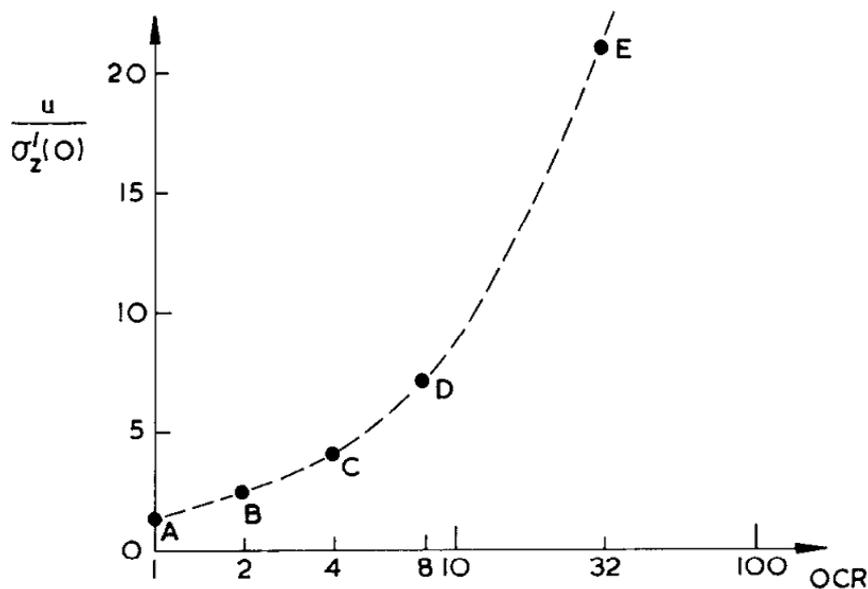


Figure II-16. Excès des pressions interstitielles au voisinage du pieu à  $1.15r_0$  en fonction de OCR. (Randolph et al. 1979)

Broms (1966) a estimé la zone remaniée autour du pieu à environ un diamètre du pieu pour les argiles non consolidées ou molles (Fig. II-17). Meyerhof (1976) a obtenu des résultats similaires pour les argiles saturées.

Le modèle de la théorie d'expansion de cavité a permis à Randolph (1977) d'estimer la zone remaniée du sol autour du pieu à l'aide de distance  $r_m$  dans l'équation II-5.

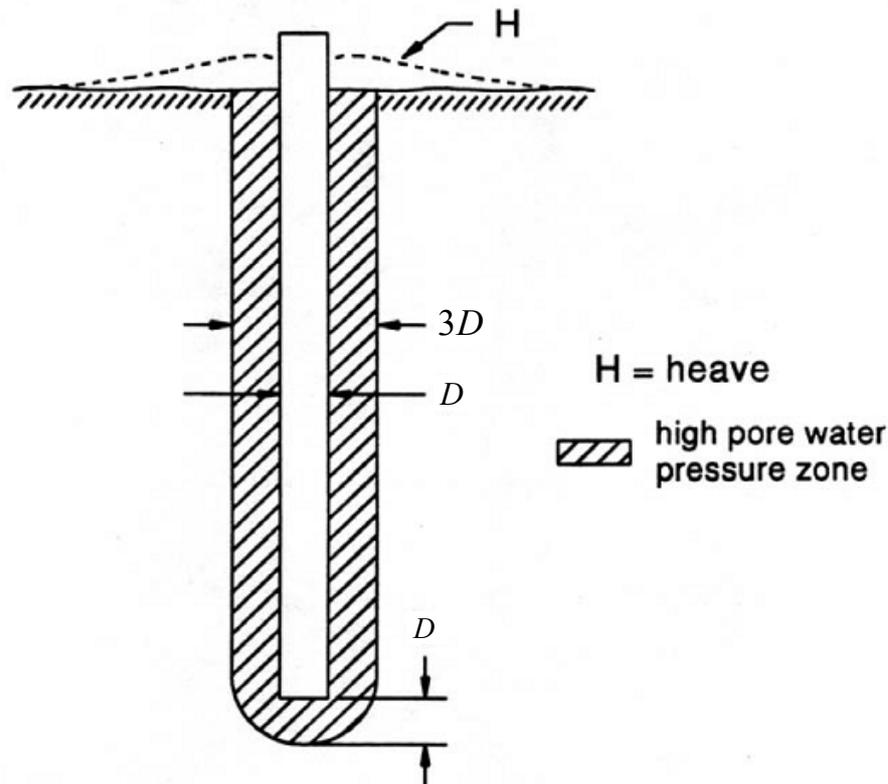


Figure II-17 Zone remaniée dans les sols cohérents lors de battage de pieux.

(Hannigan et al. 1998)

### II.3.3. Effet du temps après l'installation

Lorsque les pieux sont installés dans les sols argileux, le remaniement du sol génère des pressions interstitielles ( $\Delta u$ ) plus élevées. Ces pressions ont tendance à réduire temporairement la résistance de cisaillement du sol ( $c_u$ ) et donc la capacité du pieu. Ces sols ayant une faible perméabilité, les pressions ( $\Delta u$ ) prennent énormément de temps pour se dissiper. Quand la reconsolidation se produit, la teneur en eau diminue. Le changement de la teneur en eau ( $w$ ) a un effet positif sur la résistance ( $c_u$ ) de l'argile (Tableau II-1).

Pour les argiles partiellement saturées, les données disponibles indiquent que lors du battage, il n'y aura pas d'excès de pressions ( $\Delta u$ ), par conséquent le gain de capacité du sol ne sera jamais atteint (Hannigan et al. 1998; Reese et al. 2006).

Tomlinson. (1955) a noté qu'il y a une réduction de la résistance après installation de pieux dans les argiles raides. Cette observation a été confirmée par Woodward et al. (1961). En effet,

ces chercheurs ont développé des coefficients à partir des essais obtenus sur le terrain en tenant compte de la réduction de la résistance de cisaillement (Fig. II-18).

Cependant Chun et al. (1999) ont trouvé un gain de capacité de 99% à 7 jours après l'installation du pieu dans ces argiles (argiles raides). Ces résultats semblent être en discordance; ceci pourrait être dû au fait qu'il y a deux approches différentes qui ont été utilisées pour définir le gain en capacité. Fellenius et al. (2000) attribuent le gain à la résistance du sol, alors que Chow et al. (1998) l'attribuent au frottement latéral.

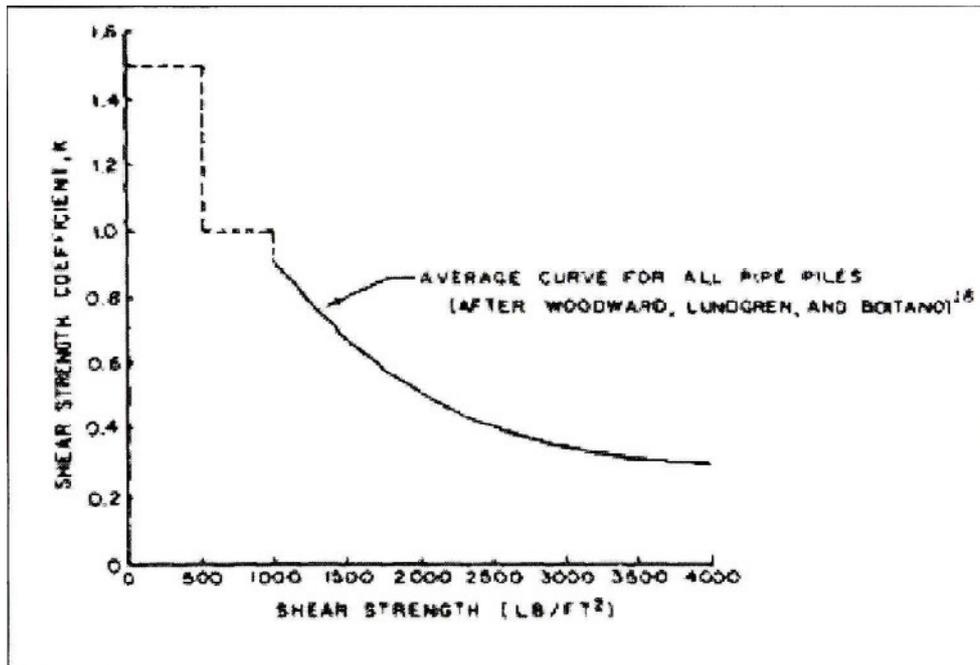


Figure II-18 Coefficient de réduction de la résistance de cisaillement pour l'argile.

(Coyle et Reese. 1966)

Randolph et al. (1979) ont trouvé que la résistance de cisaillement non drainée après l'installation  $c_u(\infty)$  est égale à :

$$1.3 \leq \frac{c_u(\infty)}{c_u(0)} \leq 2 \quad \text{II-27}$$

En définit : M = la valeur de rapport des contraintes à l'état critique (

$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \leq 2 \quad \text{et } \varphi' \text{ est l'angle de frottement interne effectif du sol mesuré à l'aide de l'essai triaxial).}$$

La valeur inférieure (i.e. 1.3) de rapport de l'éq. (II-27) pour les petites valeurs de M et la valeur supérieure pour les grandes valeurs de M. L'éq. (II-27) est valable quel que soit la consistance d'argiles.

Tableau II-1 Mesure et prédiction de changements des ( $c_u$ ) et ( $w$ ) avec le temps après battage  
(Adapté de Seed et Reese. 1955)

Temps après battage	Résistance ( $c_u$ ) essai triaxial (kN/m <sup>2</sup> )			Teneur en eau ( $w$ ) (%)	
	Condition	in situ	analytique	in situ	analytique
0 (initialement)	pic	12	15.5	48.1	48.1
	remaniée	5.5	5.5		
1 jour	pic	16		43.6	42.9
	remaniée	-	11.1		
33 jours	pic	18		41.1	39.4
	remaniée		17.9		

Note : le pieu a un rayon de 76.2 mm, et les essais sont effectués à des profondeurs variant entre 2.75 et 7 m dans une argile organique silteuse. Le site se situe à San Francisco

### II.3.4. Influence du diamètre

Les travaux de Kerisel et Adam (1969) sur des pieux réels ont été menés dans une argile consistante, puis dans un limon (silt) argileux. Les pieux ont été mis en place par fonçage; aussi le sol refoulé joue un rôle important dans la résistance de pointe. Les auteurs ont noté que la résistance de pointe diminue, quand le rayon moyen croît.

#### *Considérations spéciales*

Les pieux tubulaires en acier peuvent être battus avec leur base ouverte ou fermée. La différence entre ces deux types de pieux réside dans l'effet de l'installation. Un pieu à base ouverte cause moins de refoulement (déplacement) du sol comparativement à un pieu à base fermée ayant le même diamètre. De plus, le comportement d'un pieu à base ouverte est souvent lié au rapport de gain de remplissage (IFR) qui est défini comme suit :

$$IFR = \frac{\Delta L_p}{\Delta L} \times 100$$

II-28

Avec  $0 \leq IFR \leq 1$  où:  $\Delta L_p$  : Accroissement en longueur du bouchon du sol (Fig. II-19); et  $\Delta L$  : Accroissement unitaire en profondeur (Fig. II-19).

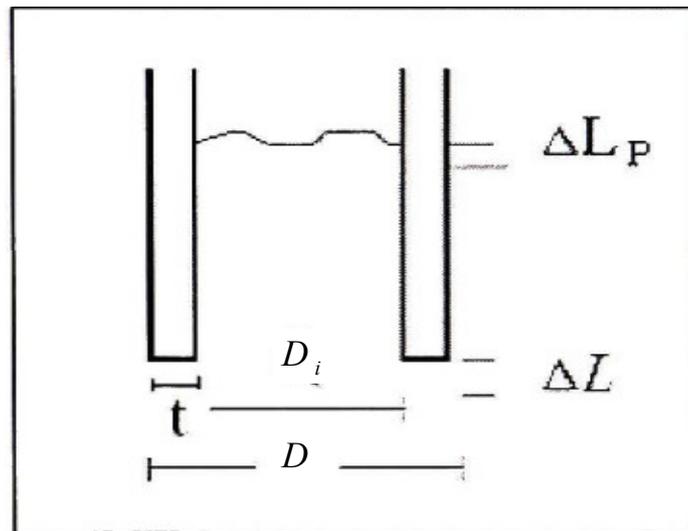


Figure II-19 Pieu ouvert. (Salgado. 2008)

Quand le pieu est sous charge statique, et après que l'installation soit complète, sa capacité dépend du degré du bouchon du sol, en plus de la résistance mobilisée à l'anneau le long du fût du pieu. La capacité  $Q_p$  dans l'équation (II-23) devient alors égale à (Gavin et Lehane. 2003; Salgado. 2008) :

$$Q_p = Q_{plug} + Q_{ann} \quad \text{II-29}$$

Avec  $Q_{plug}$  : capacité développée par le bouchon à l'intérieur du pieu tubulaire et  $Q_{ann}$  : capacité de pointe du pieu calculée en fonction de l'aire de l'anneau.

Si  $t$  est l'épaisseur de l'anneau, et  $D$  et  $D_i$  les diamètres extérieur et intérieur du pieu, alors la résistance de pointe unitaire est donnée par :

$$q_p = \frac{q_{plug} \times D_i^2 + 4 \times q_{ann} \times D \times t}{D^2} \quad \text{II-30}$$

Pour un enfoncement important du pieu la valeur  $q_{ann}$  a été trouvée presque égale à la valeur de la résistance du cône  $q_c$  obtenu par CPT. La résistance  $q_{plug}$  dépend du degré de la formation du bouchon du sol; elle est liée à la valeur de  $L'$ IFR à la fin de battage.

Pour IFR =1 (100%) Lehane et Randolph (2002) ont recommandé de prendre les valeurs de pieux qui ne refoulent pas le sol pour estimer la résistance unitaire en pointe. Ces valeurs sont suggérées par Lee et Salgado (1999) et elles sont conservatrices. Pour un IFR < 1 la résistance unitaire est entre la résistance en pointe des pieux qui déplacent le sol et celle des pieux qui ne déplacent pas le sol.

### II.3.5. Détermination de la capacité portante basée sur le comportement rigide-plastique dans les sols cohésifs

La méthode de calcul de la charge axiale d'un pieu reposant sur l'hypothèse du comportement rigide - plastique du sol considère une certaine zone du sol au voisinage du pieu en état de rupture. Dans cette théorie, les résistances unitaires (résistance de pointe limite ( $q_{pu}$ ), frottement latéral limite ( $q_{su}$ )) ne dépendent que des paramètres de rupture du sol.

#### II.3.5.1. Résistance de pointe

L'équation générale de la capacité portante de fondation superficielle à court terme quand  $\phi=0$ , peut s'écrire (voir Bowles. 1996) :

$$q_{pu} = 5.14 (s_{cu} \times d_{cu}) c_u + q_0 \quad II-31$$

L'équation II.31 est valable seulement quand le rapport de profondeur par largeur est inférieur ou égal à 2.5.

L'équation II.31 peut s'écrire en terme de charge nette avec des valeurs maximales des coefficients de forme et de profondeur ( $s_{cu} = 1.2$ ,  $d_{cu} = 1.5$ ) respectivement comme suit :

$$q_{pu} = 9.25 c_u \quad II-32$$

Skempton (1951) a trouvé que le rapport  $\frac{q_{pu}}{c_u} = 9$

Meyerhof (1951) a trouvé que le rapport varie entre 9.3 et 9.7. Pour le calcul des pieux, on utilise la charge ultime. Hu et Randolph (2002) ont obtenu des valeurs moyennes entre 9.3 et 9.9 pour les fondations pré-installées. On peut donc prendre la moyenne des deux valeurs pour les pieux qui ne refoulent pas le sol (i.e. égal 9.6), et pour les pieux refoulant le sol la valeur moyenne est comprise entre 10 et 12 (Salgado. 2008).

#### II.3.5.2. Résistance le long du fût

Le rapport de la résistance ultime unitaire de pointe à ( $s/D \leq 10\%$ ) à la résistance limite unitaire du fût dans l'argile est dans l'intervalle (10-20), ce qui est presque négligeable par rapport au sable qui est dans l'intervalle (50-200). Cela veut dire que la résistance du fût dans l'argile est plus importante que dans le sable. Le calcul de la résistance du fût peut être effectué par deux approches, par les contraintes totales (méthode  $\alpha$ ) ou par les contraintes effectives (méthode  $\beta$ ). La résistance unitaire le long du fût à l'aide de la méthode ( $\alpha$ ) est :

$$q_{su} = \alpha c_u$$

Où :  $\alpha$  : coefficient d'adhérence empirique qui dépend principalement des facteurs suivants: la nature et la résistance du sol, le type de pieu, la méthode d'installation et effet du temps après l'installation.

La figure II-20 présenté les valeurs de coefficient d'adhérence  $\alpha$  suggéré par Tomlinson (1980).

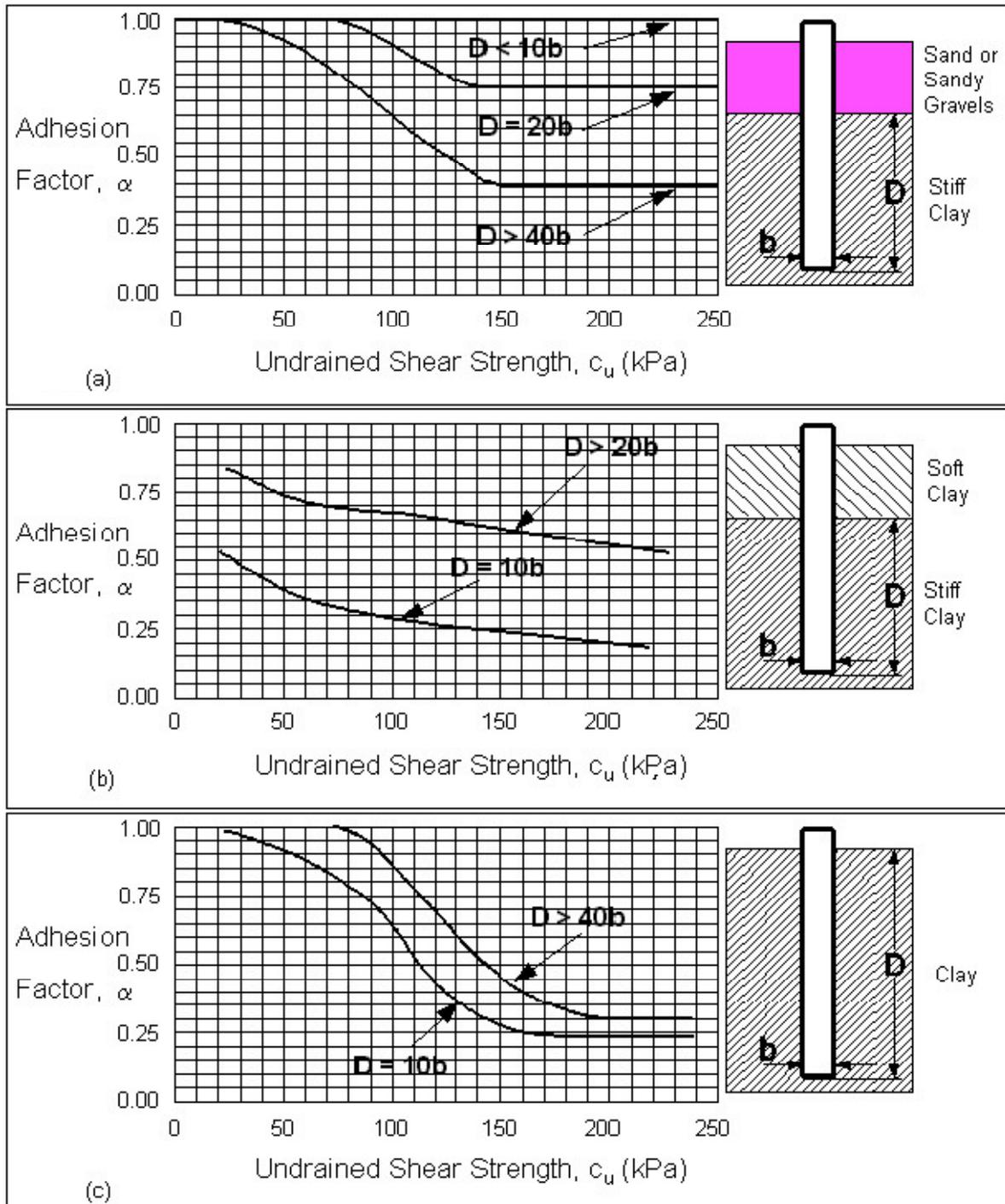


Figure II-20 Coefficient d'adhérence pour les pieux installés dans l'argile (Tomlinson 1980).

Les détails de calcul sont présentés au tableau (II.2) pour les pieux forés et les pieux battus

Tableau II-2  
Méthodes de calcul des résistances unitaires de pointe et le long du fût pour pieux forés et battus dans l'argile  
(Adapté de Salgado. 2008)

$q_{su}$	$q_{pu}$	Type de pieu	Source
$q_{su} = \alpha c_u$ $\alpha = 0.55$	$q_{p,5\%} = \begin{cases} 6.5c_u \Rightarrow c_u \leq 24kpa \\ 8c_u \Rightarrow c_u = 48kpa \\ 9c_u \Rightarrow c_u \geq 96kpa \end{cases}$ interpolation pour les autres valeurs de $c_u$	pieu foré	ONeill et Reese (1999)
$q_{su} = \alpha c_u$ $\alpha = 0.4 \left[ 1 - 0.12 \ln \left( \frac{c_u}{P_A} \right) \right]$ $\Rightarrow 3 \leq OCR \leq 5$ $OCR < 3 (\text{conservative})$	$q_{p,10\%} = 9.6c_u$	pieu foré	Hu et Randolph (2002); Salgado (2006a)
$q_{su} = \alpha c_u$ $\alpha = \begin{cases} \sqrt{\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)_{NC}} \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0.5} \Rightarrow \frac{c_u}{\sigma'_v} \leq 1 \\ \sqrt{\left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)_{NC}} \left(\frac{c_u}{\sigma'_v}\right)^{-0.25} \Rightarrow \frac{c_u}{\sigma'_v} > 1 \end{cases}$	$q_{p,10\%} = 10c_u$	pieu battu	API (1993); Randolph et Murphy (1985); Salgado (2006a)

### II.3.6. Détermination de la capacité portante à partir des essais CPT et SPT dans les sols cohésifs

Dans la pratique, lors de l'utilisation des essais de CPT et SPT, il est impératif de subdiviser le sol en plusieurs couches. Celles-ci doivent être du même type (du sable ou de l'argile). De plus, il est préférable d'avoir la même mesure de SPT ou CPT dans une même couche (i).

#### Équations générales

Les équations basées sur CPT pour exprimer la résistance ultime unitaire de pointe ( $q_{p,ult}$ ) et la résistance limite unitaire le long du fût ( $q_{sLi}$ ) ont la forme générale suivante :

$$q_{p,ult} = c_p \times q_{cp} \quad \text{II-34}$$

$$q_{sLi} = c_{si} \times q_{ci} \quad \text{II-35}$$

Où :  $c_p$  et  $c_{si}$  sont des coefficients qui dépendent du type de sol et du type de pieu;

$q_{cp}$  : représente la résistance du cône en pointe du pieu;

$q_{ci}$  : représente la résistance du cône dans la couche (i)

Pour les équations basées sur l'essai SPT  $q_{p,ult}$  et  $q_{sLi}$  s'écrivent comme suit :

$$\frac{q_{p,ult}}{P_A} = n_p \times N_p \quad \text{II-36}$$

$$\frac{q_{sLi}}{P_A} = n_{si} \times N_{si} \quad \text{II-37}$$

Où :  $P_A$  (pression atmosphérique);  $n_p$  et  $n_{si}$  sont des coefficients qui dépendent du type de sol et du type de pieu, et  $N_p$  et  $N_{si}$  représentant le nombre de coups autour de la pointe du pieu et dans la couche (i).

Les tableaux II-3 et II-4 récapitulent les méthodes basées sur les deux essais.

Tableau II-3 pour les pieux forés dans l'argile et le silt (Adapté de Salgado, 2008)

$$\text{Valeurs de } c_s = \frac{q_{sL}}{q_c} \text{ (CPT) et } n_s = \frac{q_{sL}}{P_A (N_s)_{60}} \text{ (SPT)}$$

Valeur	Fondement sur	Source
$c_s = \begin{cases} 0.8\% \Rightarrow \text{argile sableuse avec silt} \\ 1.1\% \Rightarrow \text{argile silteuse} \\ 1.7\% \Rightarrow \text{argile} \\ 0.86\% \Rightarrow \text{argile silteuse avec sable} \\ 0.69\% \Rightarrow \text{argile sableuse} \end{cases}$ Pour pieu battu et pieu foré ( $0.5 \times c_s$ )	essais de chargement non instrumentés des pieux	Aoki et Velloso, (1975) Aoki et al. (1978)
$c_s = \frac{q_{sL}}{q_c - u} = \begin{cases} 5.0\% \Rightarrow \text{argile} \\ 8.0\% \Rightarrow \text{argilesensible} \\ 2.5\% \Rightarrow \text{argileraide} \end{cases}$ pieux en acier et pieux en béton	essai de chargement. correction sur la valeur de $q_c$	Eslami et Fellenius. (1997)
$n_s = \begin{cases} 2\% \Rightarrow \text{argile sableuse avec silt} \\ 2.1\% \Rightarrow \text{argile silteuse} \\ 2.9\% \Rightarrow \text{argile} \\ 2.4\% \Rightarrow \text{argile silteuse avec sable} \\ 2\% \Rightarrow \text{argile sableuse} \end{cases}$ Pour pieux battus et pieux forés ( $0.5 \times n_p$ )	essais de chargement non instrumentés des pieux	Aoki et Velloso, (1975) Aoki et al. (1978)
$c_s = 1.1 - 1.7\%$ ; pieux en béton $c_s = 0.8 - 3.3\%$ ; pieux en acier	expérience. $15 \leq q_{sL} \leq 20 \text{kPa}$	Bustamante et Gianeseni, (1981, 1983)

Tableau II-4 pour les pieux forés dans l'argile et le silt (Adapté de Salgado. 2008)

$$\text{Valeurs de } c_p = \frac{q_{p,ult}}{q_{cp}} \text{ (CPT) et } n_p = \frac{q_{p,ult}}{P_A (N_P)_{60}} \text{ (SPT)}$$

Valeur	Fondement sur	Source
$c_p = \begin{cases} 0.35 \Rightarrow \text{pieux battus} \\ 0.3 \Rightarrow \text{pieux foncés} \end{cases}$	essais de chargement et CPT dans l'argile de London (argile raide)	Pricde et Wardle (1982)
$n_p = 2.7$ pour le silt	expérience	Meyerhof, (1976,1983)
$n_p = \begin{cases} 0.95 \Rightarrow \text{arg ile} \\ 1.9 \Rightarrow \text{silt} \\ 2.6 \Rightarrow \text{silt sabloneux} \\ 2.1 \Rightarrow \text{silt sabloneux avec argile} \\ 1.2 \Rightarrow \text{silt argileux avec sable} \\ 1.1 \Rightarrow \text{silt argileux} \end{cases}$ Pour pieu battu et pieu foré ( $0.5 \times n_p$ )	essais de chargement non instrumentés des pieux	Aoki et Velloso, 1975 Aoki et al, 1978

#### II.4. Estimation de tassement d'un groupe de pieux avec les méthodes analytiques

Randolph et Wroth (1979) ont appliqué leur approche analytique dans l'analyse des groupes de deux pieux présentés des expressions simples pour l'interaction élastique entre les pieux. L'interaction est quantifiée par des facteurs d'interaction. Ces facteurs d'interaction, qui dépendent de l'espacement entre les pieux, ont ensuite été utilisés dans l'analyse des groupes de pieux placés symétriquement autour d'un cercle, où chaque pieu a répondu de manière identique. Les solutions proposées par Randolph et Wroth (1978, 1979) sont excellents pour le comportement du sol idéalisé élastique linéaire (c'est-à-dire qu'il ne considère pas la non-linéarité du sol, plasticité du sol), il fonctionne très bien pour la plupart des situations pratiques où les pieux sont installés à des intervalles assez larges pour les interactions entre les pieux pour rester dans un régime élastique et le principe de superposition pour rester valide. Toutefois, dans le cas de pieux rapprochés, en particulier dans un environnement offshore, ce principe n'est pas applicable.

Lee (1993) a présenté une approche qui a été modifiée à partir d'expressions employées par Randolph et Wroth (1978). L'expression pour approcher le comportement charge-tassement d'un pieu a été modifié pour un pieu compressible incorporé dans un sol où la rigidité

augmente linéairement avec la profondeur. Les facteurs d'interaction ont été évalués directement à partir du modèle approximatif fermé forme analytique pour les pieux compressibles. Le tassement des groupes de pieux pourrait alors être obtenu par le principe de superposition.

Lee et Xiao (2001) ont présenté une approche pour l'analyse non linéaire des groupes de pieux en sols multicouches. L'approche a employé la solution présentée par Randolph et Wroth (1979) pour simuler l'interaction entre les deux pieux et une fonction hyperbolique de la fonction de transfert de charge afin de modéliser le comportement non-linéaire entre la contrainte de cisaillement et le déplacement du fût du pieu le long de l'interface sol-pieu. Le déplacement non-linéaire a été approché comme une discontinuité de déplacement pour modéliser le déplacement non-linéaire de cisaillement local développé au sol perturbé autour du fût du pieu.

#### II.4.1. Méthode élastique de Poulos et Davis

Dans cette méthode, le comportement du sol est considéré comme élastique et la longrine n'a aucune influence sur le sol (i.e. ne charge pas le sol). Cette méthode a été décrite brièvement par Frank (1995) et en détail dans Poulos et Davis (1980).

##### II.4.1.1 Analyse de l'interaction entre deux pieux

Cette approche a été présentée par Poulos (1968-b), et Poulos et Mattes (1971-b) pour les pieux flottants et les pieux porteurs en pointe.

##### a- Cas où les deux pieux sont identiques

Pour un groupe de deux pieux identiques et chargés tous les deux par une charge (P) identique. Ces deux pieux sont reliés par une longrine rigide, le tassement d'un pieu ( $s_1$ ) dépend du pieu voisin. Cette interaction crée un tassement additionnel, d'où le facteur d'interaction  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{\Delta s}{s_{is}} \quad II-38$$

Où:  $\Delta s$  : tassement additionnel causé par pieu adjacent; et  $s_{is}$  : tassement de pieu isolé.

Le tassement est calculé à partir de l'équation :

$$s_1 = s_{is}(1 + \alpha) \quad II-39$$

Le facteur  $\alpha$  dépend de :

- La position de la base (flottant ou porteur en pointe) ;
- Le rapport de rigidité pieu-sol (  $K = \frac{E_{\text{pieu}}}{E_{\text{sol}}}$  ) ;
- Le coefficient du Poisson du sol ( $\nu_s$ ) ;
- Le rapport  $D/S$  (  $\frac{\text{diametre}}{\text{espacement}}$  ) des pieux ;
- Le rapport  $L/D$  des pieux ; et  $h/L$  (  $\frac{\text{Epaisseur de la couche}}{\text{longueur du pieu}}$  ).

Des abaques ont été établis pour la détermination de  $\alpha$ . Dans le cas de pieux flottants dans une couche homogène semi-infinie, le facteur  $\alpha$  est en fonction de ( $\alpha_F$  et  $N_h$ ) est égale à ( $\alpha = \alpha_F \times N_h$ ),  $\alpha_F$  est un facteur d'interaction pour la couche semi-infinie et  $N_h$  est un coefficient de correction facteur d'interaction pour la couche semi-infinie ( $h = \infty$ ) voir les abaques (Figures II-21 et II-22).

L'abaque  $\alpha_E$  est spécifique aux pieux reposant sur une couche rigide (Fig. II-23).

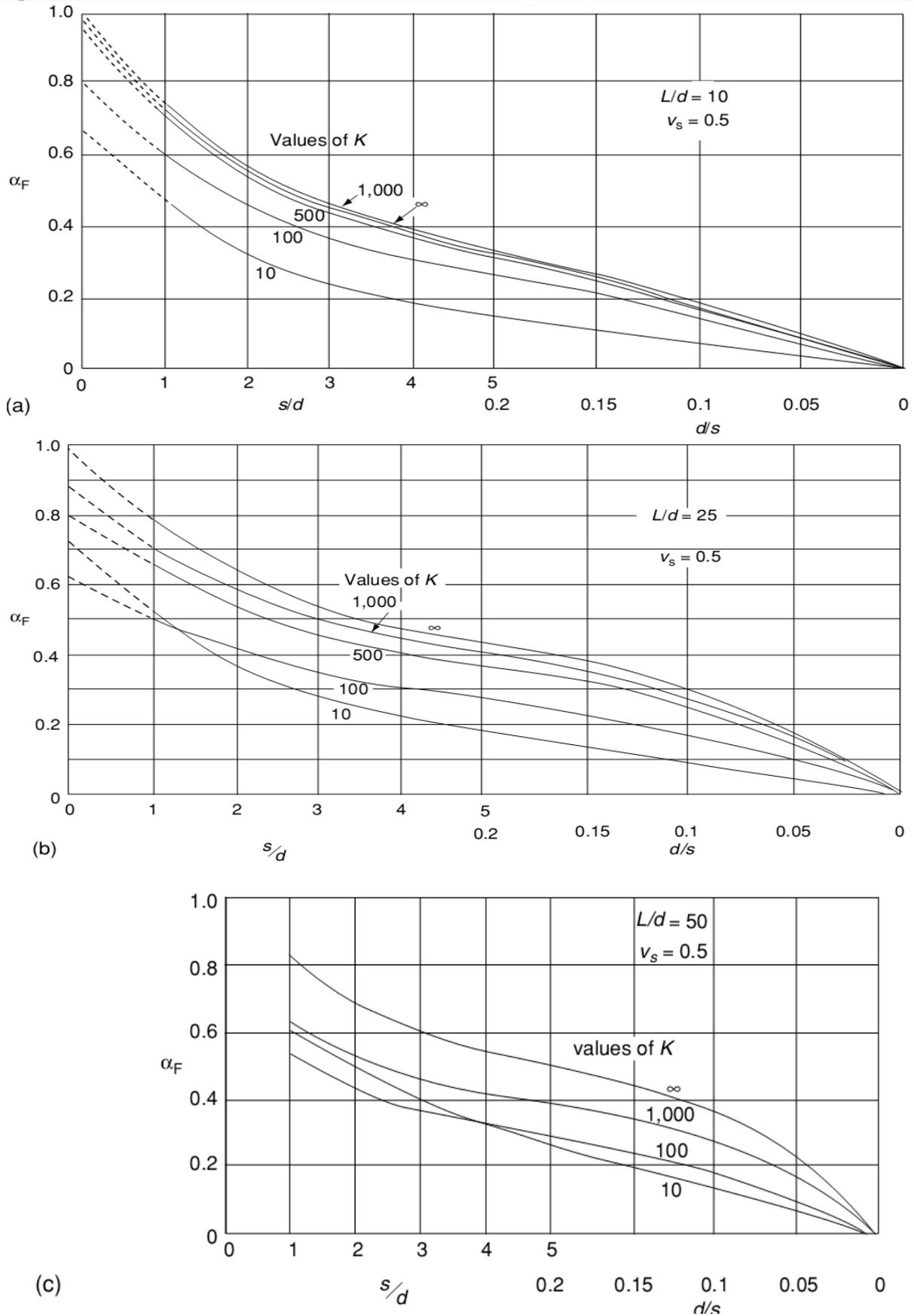


Figure II-21 (a)  $L/d = 10$ ; (b)  $L/d = 25$ ; et (c)  $L/d = 50$  : Coefficient d'interaction pour pieux flottants.

(Poulos et Davis. 1980)

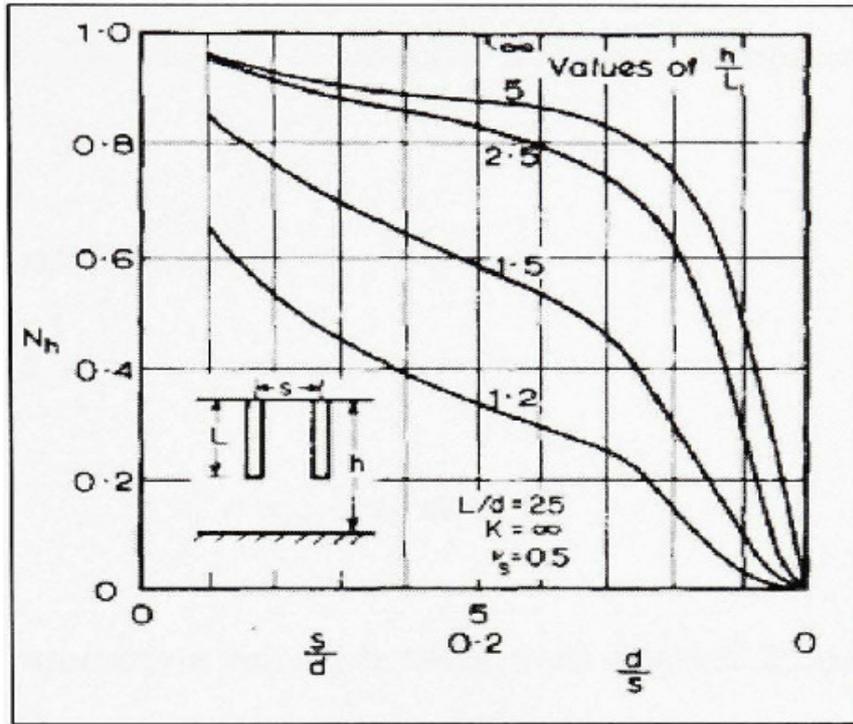
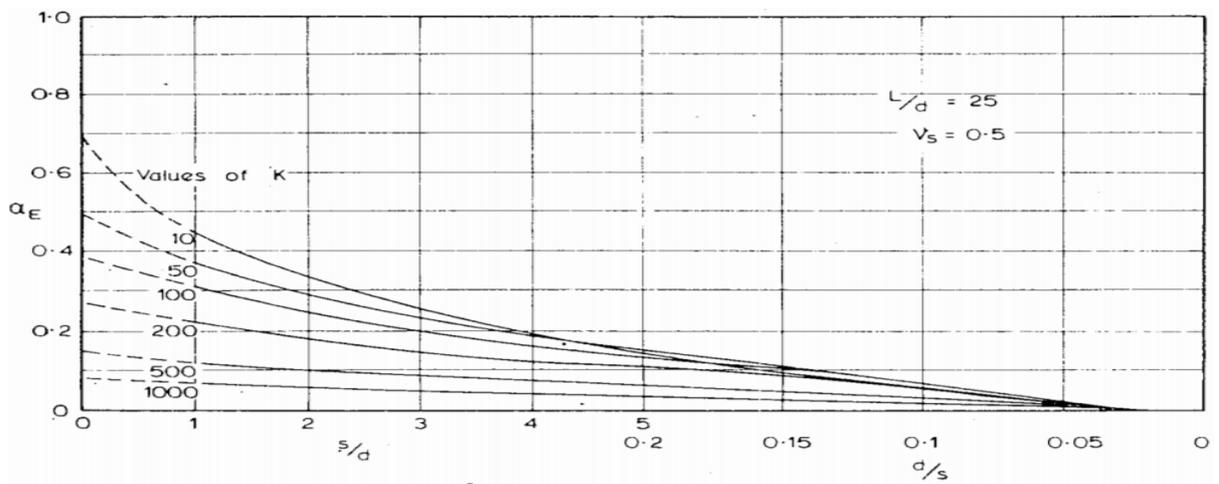
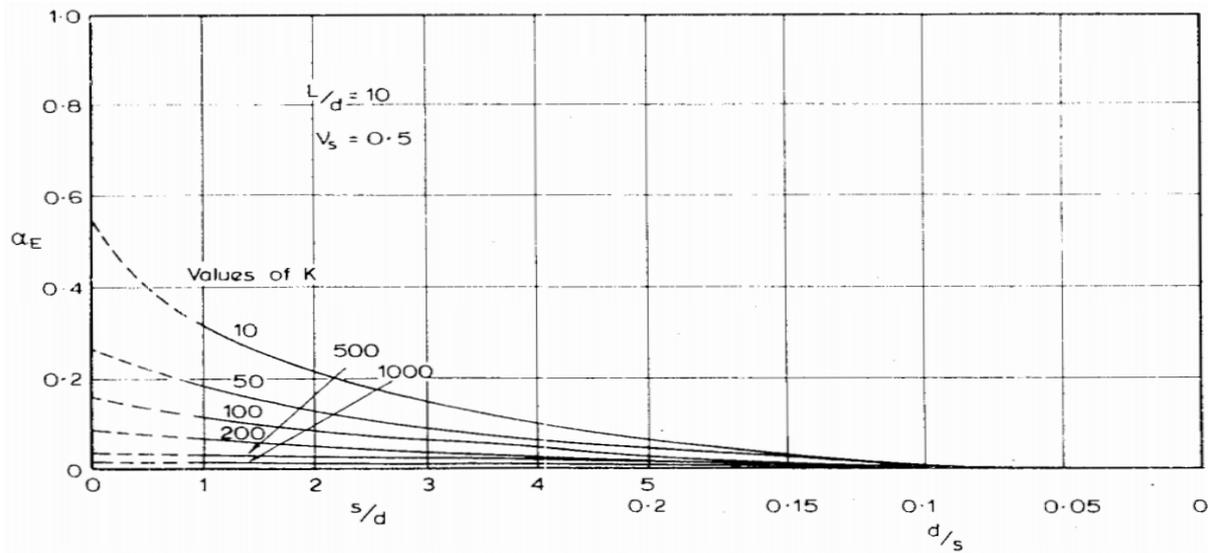


Figure II-22 Coefficient de correction pour la couche semi-infinie. (Poulos et Davis. 1980)



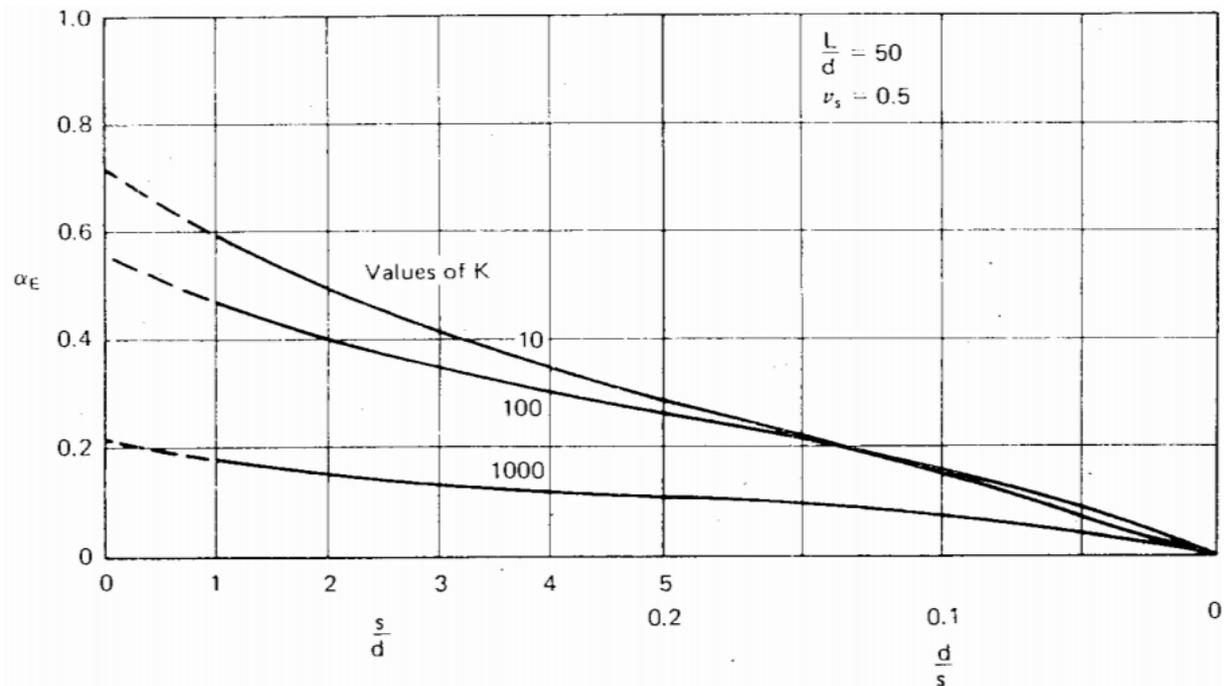


Figure II-23  $L/d = 10$ ;  $L/d = 25$ ; et  $L/d = 50$  : Coefficient d'interaction pour pieux porteurs en pointe. (Poulos et Davis. 1980)

D'autres cas ont été également étudiés, comme par exemple les pieux à base élargie, le glissement à l'interface sol-pieu, et la couche porteuse compressible. (Poulos et Davis. 1980).

#### b- Cas où les deux pieux sont différents

L'équation (II-39) devient :

$$s_2 = s_{1,is} + s_{2,is} \alpha_{12} \quad \text{II-40}$$

Où :  $\alpha_{12}$  : coefficient d'interaction reliant le tassement du pieu 2 au chargement sur le pieu 1 (ce coefficient est calculé avec les paramètres du pieu 2).

#### I.4.1.2 Analyse d'un groupe quelconque

On suppose que l'on peut superposer les facteurs d'interaction individuels.

##### a- Cas de n pieux identiques

Si on suppose que chaque pieu est chargé par  $Q$  et  $s_{(1)}$  est le tassement du pieu isolé sous charge unitaire, alors le tassement du groupe est :

$$s_G = s_{(1)} \times Q \left( 1 + \sum_{j=2}^n \alpha_j \right) \quad \text{II-41}$$

$\alpha_j$  : Coefficient d'interaction pour l'espacement  $S_j$  et  $S_j$  : espacement entre les pieux

Cas particulier d'un groupe carré de 4 pieux identiques ( $n = 4$ ) :

$$s_G = s_{(1)} \times Q(1 + 2\alpha_1 + \alpha_2) \quad I-42$$

Où  $\alpha_1$  : facteur d'interaction pour l'espacement ( $S$ ) et  $\alpha_2$  : facteur d'interaction pour l'espacement ( $S\sqrt{2}$ ) (Fig. II-24).

b- Cas de  $n$  pieux différents et différemment chargés

Si  $s_k$ , est le tassement d'un pieu, et  $Q_k$  la charge sur le même pieu, alors on a :

$$s_k = s_{(1)k} \times Q_k + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq k}}^n s_{(1)j} Q_j \alpha_{kj} \quad II-43$$

La charge verticale totale du groupe s'écrit :

$$Q_G = \sum_{j=1}^n Q_j \quad II-44$$

Où :  $\alpha_{kj}$  : coefficient d'interaction pour l'espacement entre pieux  $k$  et  $j$ .

Donc on a  $(n+1)$  équations à résoudre pour les deux conditions suivantes :

- cas où la longrine est flexible: les charges sur les pieux sont identiques. Donc  $Q_j = \frac{Q_G}{n}$  et il reste à déterminer les  $(s_k)$ .
- cas où la longrine est rigide: les tassements  $(s_k)$  sont identiques et les  $(n+1)$  inconnus sont  $(s_G$  et  $Q_j)$  (Poulos et Davis. 1980).

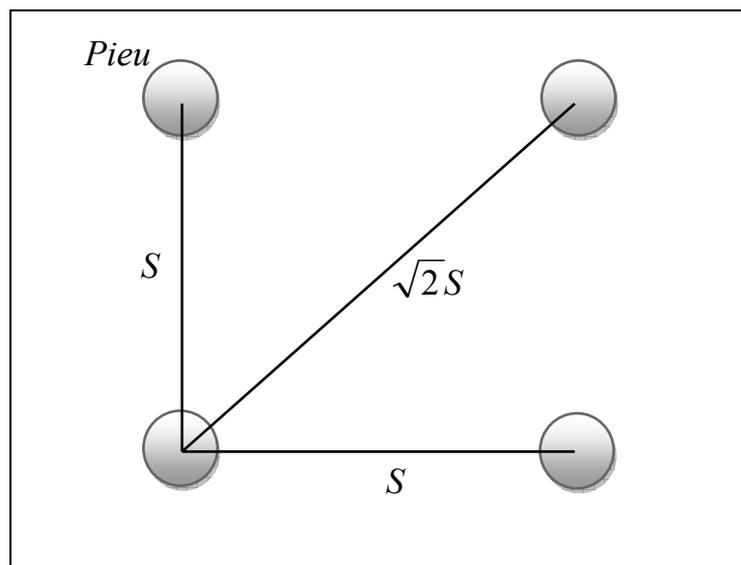


Figure II-24 Groupe de 4 pieux identiques. (Poulos et Davis. 1980)

### II.4.2. Méthode empirique de Terzaghi et Peck pour les argiles

Ces méthodes sont utilisées dans le cas d'absence des données d'essais de chargement sur le groupe de pieux. Ce sont des méthodes conservatrices.

Terzaghi et Peck ont proposé les méthodes suivantes pour prédire le tassement d'un groupe de pieux flottants dans l'argile. La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (Prakash et Sharma, 1990) :

- la contrainte admissible est égale à  $q_{adm} = \frac{(Q_{vG})_{adm}}{L_G \times B_G}$  et est transférée au  $2/3$  de la longueur des pieux ( $L$ ), le tassement est supposé négligeable au-dessus de cette valeur.
- $q_{adm}$  : est calculée en considérant une semelle fictive et le tassement de cette semelle est calculé en prenant une répartition de contrainte en profondeur 1 pour 2.
- $q_{adm}$  : appliquée sur une couche d'épaisseur de  $(H - 2/3 L)$ , avec  $H$  : épaisseur de la couche (Fig. II-25).

Enfin, le calcul se fait :

- soit par la méthode oedométrique si l'argile est molle et la consolidation est importante;
- soit par la méthode pressiométrique, si l'argile est raide et surconsolidée.

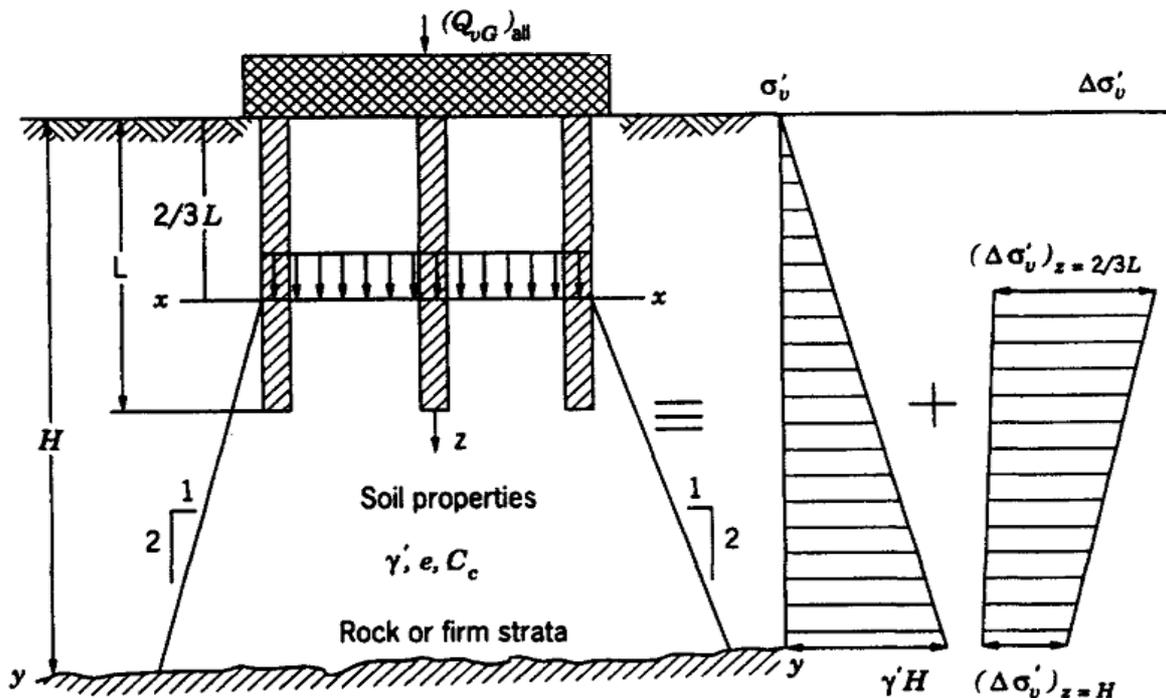


Figure II-25 Répartition des contraintes pour pieux flottants dans une argile homogène.

(Prakash et Sharma, 1990)

Le tassement  $\Delta H$  peut être calculé à partir de la relation suivante :

$$\Delta H = [C_c / (1 + e_0)] \left[ H - \frac{2}{3} L \right] \times \log_{10} \left[ (\sigma'_v + \Delta \sigma'_v) / \sigma'_v \right]$$

II-45

Il convient de noter que la charge  $Q_{vG}$  pourrait augmenter en présence du frottement négatif sur les pieux. Cette méthode peut être utilisée dans le cas des pieux flottants dans un sable lâche par sécurité. Si les pieux sont encastrés dans une couche de sol sableux et par crainte de tassements sous la pointe des pieux, on peut calculer ces tassements en plaçant la semelle fictive au niveau de la pointe de ceux-ci.

## II.5. Capacité portante de groupe de pieux sous charges axiales

### II.5.1 Comportement d'un groupe de pieux

Dans la pratique, les pieux sont très souvent installés en groupe. Les pieux isolés sont également utilisés notamment pour des structures spéciales comme les tours de transmissions et les poteaux électriques. Le comportement d'un pieu faisant partie d'un groupe est différent de celui d'un pieu isolé. Cette différence s'explique par l'effet de l'installation et celui de l'interaction entre les pieux. En effet, le battage des pieux provoque une altération des paramètres du sol qui est différent de celui qui est produit dans le cas d'un pieu isolé. La charge appliquée sur un pieu a une influence directe sur le comportement des autres pieux en termes d'efforts et de déplacements. Cette interaction peut être évaluée à partir de méthodes théoriques, semi-empiriques, ou à partir de la méthode numérique (MEF). L'application de cette dernière doit tenir compte des lois de comportement du sol qui sont souvent mal connus et de l'état initial du sol après l'installation des pieux.

### II.5.2. Coefficient d'efficacité et capacité portante basée sur $C_e$

La théorie et les essais ont montré que la charge limite du groupe  $Q_G$  peut être inférieure à la somme des charges limite  $Q_a$ , pour les pieux flottants installés dans l'argile.

Le coefficient d'efficacité concernant la capacité portante du groupe ( $C_e$ ) est le rapport de la capacité portante ultime du groupe et de la capacité portante du pieu isolé multipliée par le nombre total de pieux dans le groupe. Cette valeur est souvent prise en pratique égale à 1 pour un entraxe de 8 diamètres et à 0,7 pour un entraxe de 3 diamètres. (Frank, 1999)

On peut définir le coefficient d'efficacité  $C_e$  d'un groupe de  $n$  pieux comme suit :

$$C_e = \frac{Q_G}{n \times Q_a} \quad \text{II-46}$$

Le coefficient  $C_e$  permet de calculer la capacité portante de l'un des pieux du groupe. Parmi les formules de calcul de celui-ci on trouve la formule de Converse-Labarre, soit :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan\left(\frac{D}{S}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n_c}\right) \quad \text{II-47}$$

Où : D : diamètre d'un pieu; S : entre-axes des pieux (espacement entre deux pieux centre à centre) et m et  $n_c$  : nombre de lignes et de colonnes du groupe, respectivement.

Le coefficient  $C_e$  dépend des paramètres du sol, de la taille et de la forme du groupe, de la longueur du pieu et des entre-axes (Whitaker. 1957).

### II.5.3. Groupe de pieux dans les sols cohérents

Les règles présentées au tableau I-5 sont plus souvent utilisées (Whitaker, 1957).

Tableau II-5

Valeurs de  $C_e$  selon essais de chargement sur pieux flottant en vraie échelle

Entre axe	$C_e$	$Q_G$
$S = 3D$	70%	$0.7 \times n \times Q_a$
$S = 4D$	75%	$0.75 \times n \times Q_a$
$S = 5D$	85%	$0.85 \times n \times Q_a$
$S = 6D$	90%	$0.90 \times n \times Q_a$
$S = 8D$	100%	$1 \times n \times Q_a$

Pour des valeurs de l'entre-axes  $S < 3D$ , la capacité portante est calculée en assimilant le groupe de pieux à un bloc monolithique ayant pour périmètre celui du groupe et pour longueur la longueur des pieux (voir Fig. II-26) (Meyerhof, 1976). La capacité portante limite du groupe est donnée par :

$$Q_G = B_G \times L_G \times q_{bu} + 2(B_G + L_G)L \times q_{su} \quad \text{II-48}$$

Avec

$$q_{bu} = 5.14 \times c_u \times \left(1 + 0.2 \frac{B_G}{L_G}\right) \left(1 + 0.2 \frac{L}{B_G}\right) \quad \text{II-49}$$

$$q_{su} = c_u \quad \text{II-50}$$

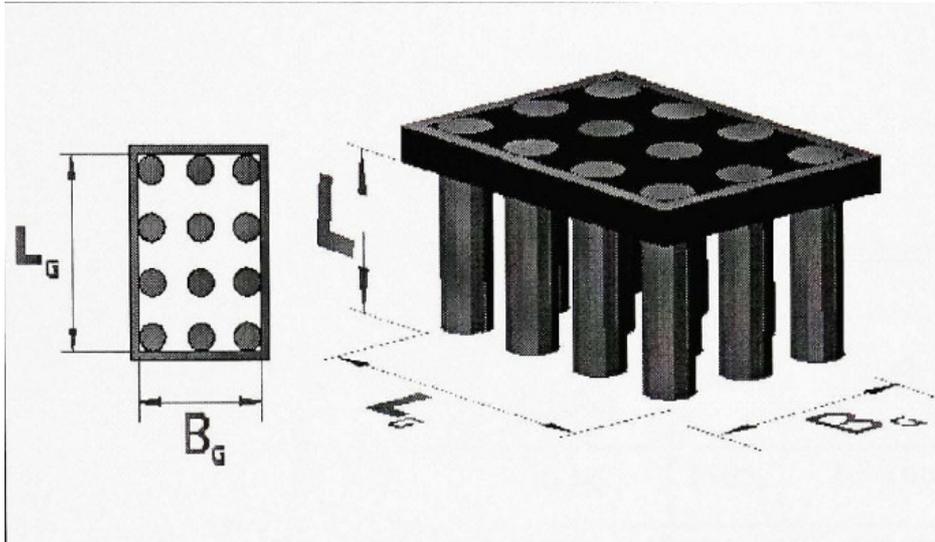


Figure II-26 Dimensions du bloc monolithique. (Meyerhof, 1976)

Où :  $q_{bu}$  et  $q_{su}$  sont les résistances unitaires de pointe et le long du fût du bloc monolithique.

La capacité limite à retenir pour le groupe est la plus petite valeur entre la capacité du bloc monolithique et le produit de  $n$  fois la capacité d'un pieu isolé. Cette méthode doit être néanmoins vérifiée dans le cas de pieux installés dans une couche compressible reposant elle-même sur une couche rigide.

## I.6. Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu fournir une synthèse sur les méthodes de calcul analytiques simplifiée qui est basée sur la mécanique de milieu continue pour les pieux isolés et les groupes de pieux. Toutefois, dans les groupes de pieux non espacés, les conditions d'interactions élastiques ne sont plus applicables, et donc l'élasticité linéaire n'est pas adaptée pour modéliser le comportement du sol (Chaudhry 1994). Il s'ensuit que l'approche analytique donnée par Randolph et Wroth (1978), (1979) pour le comportement de pieu isolé et groupe de pieux ne sont plus satisfaisantes. Dans les prochains chapitres, nous comparons les résultats de cette approche avec l'approche de la méthode des éléments finis la plus précise.

## **Chapitre III. Analyse numérique simplifiée du comportement des pieux isolés et des groupes de pieux**

### **III.1. Introduction**

Ce chapitre est consacré à l'analyse numérique simplifiée du comportement non linéaire de pieux isolés et groupes de pieux en charge verticale avec adhérence parfaite sol-pieu (absence d'élément spécial pour l'interface). Les analyses des pieux isolés effectuées par la méthode de transfert de charge(t-z) qui est utilisée pour résoudre les problèmes d'interaction sol-pieu en configuration unidimensionnelle. Les analyses des groupes de pieux effectués par une méthode hybride. L'approche hybride, qui est une combinaison de la méthode de transfert de charge et la méthode du continuum élastique pour évaluer les interactions inter-pieux, le comportement du groupe dépend de deux conditions de déformations : la zone du sol à proximité immédiate du pieu est celle où résident les plus fortes sollicitations qui provoqueront de grands déplacements ; la zone du sol entre les pieux où se développe des efforts relativement moindres. L'interaction sol-pieu est modélisée par la méthode de transfert de charge avec comportement non-linéaire et l'interaction pieu-sol-pieu est caractérisée par les équations de mindlin pour un milieu élastique. L'effet de l'installation de pieu isolé et de groupe de pieux est à ne pas prendre en considération dans cette analyse.

Le calcul non-linéaire de réponse de pieux isolés et de groupes de pieux se comparé favorablement aux résultats mesurés à partir des essais de chargement sur terrain, et avec des calculs analytiques de Poulos et Davis (1980), et par la suite en comparant avec la méthode des équations intégrales.

### **III.2. Analyse unidimensionnelle de pieu isolé en charge axiale**

#### **III.2.1 Introduction**

Dans cette approche de la modélisation numérique unidimensionnelle (Smith et Griffiths (1988)) en utilisant la méthode de transfert de charge (t-z) est probablement la technique la plus largement utilisée pour étudier le problème des pieux isolés axialement chargés, dans cette représentation unidimensionnelle du système sol/pieu, le pieu est divisé en un certain nombre d'éléments barres 1D (Fig. III.1), chaque élément est caractérisé seulement par la longueur L, et la rigidité axiale  $E_p A$ . Une barre est un élément de structure dont les dimensions transversales

sont petites par rapport à la longueur et qui ne travaille qu'en traction-compression le long de son axe. Les barres sont utilisées pour la modélisation des structures articulées car, ne reprenant ni moments ni efforts tranchants, elles sont naturellement rotules à leurs deux extrémités, une barre est définie par deux nœuds, chacun d'entre eux possédant 1 degré de liberté.

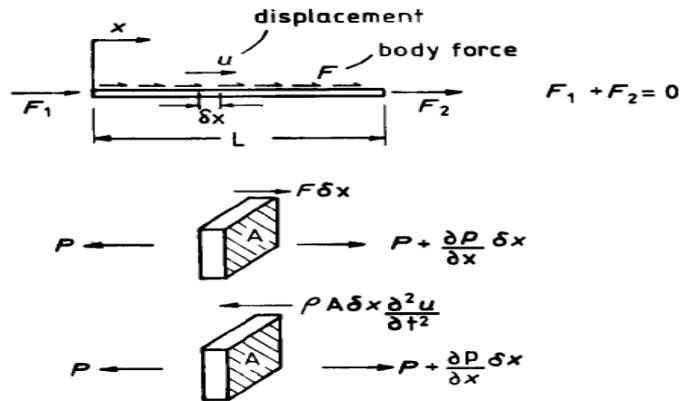


Figure III-1 Elément fini barre (Smith et Griffiths (1988))

Le comportement non linéaire du sol modélisé par un nombre de ressorts indépendants répartis le long du fût du pieu ainsi que sous sa base, le comportement de chaque ressort définit par la courbe charge-déplacement caractérisent par la (Fig. III.3). Ces ressorts sont simplement attachés aux nœuds des éléments finis, comme le montre la (Fig. III.2).

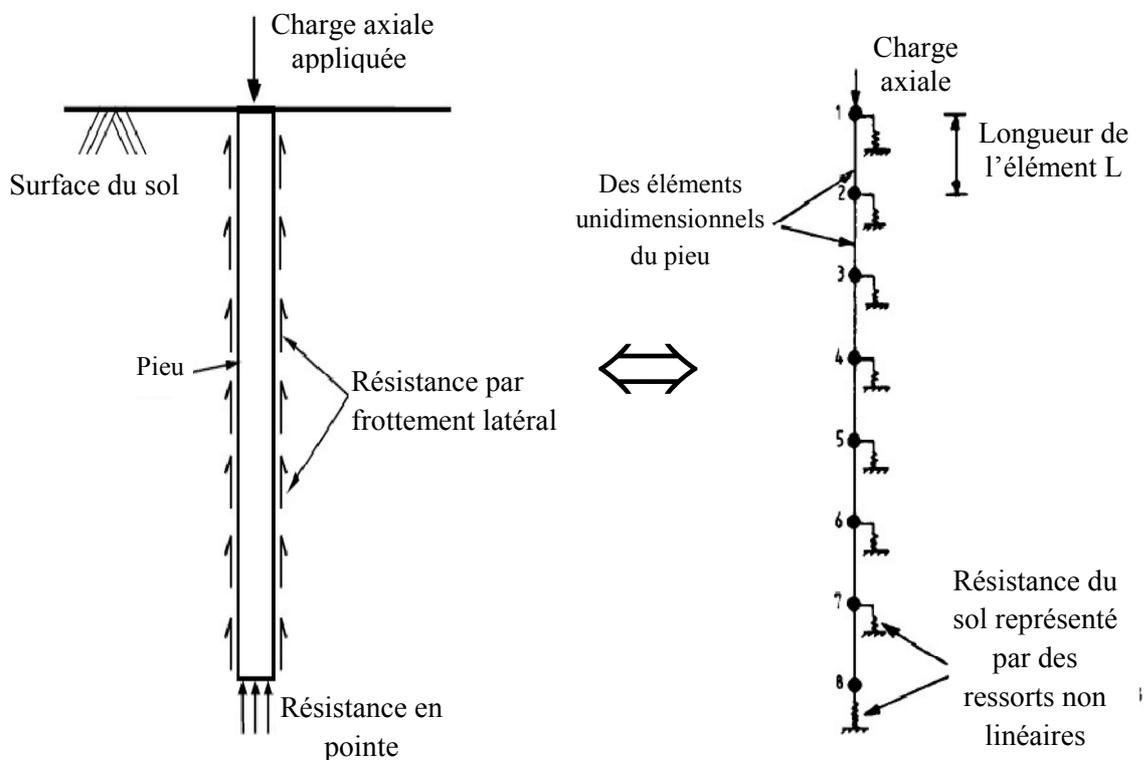


Figure III-2 Représentation de système sol/pieu

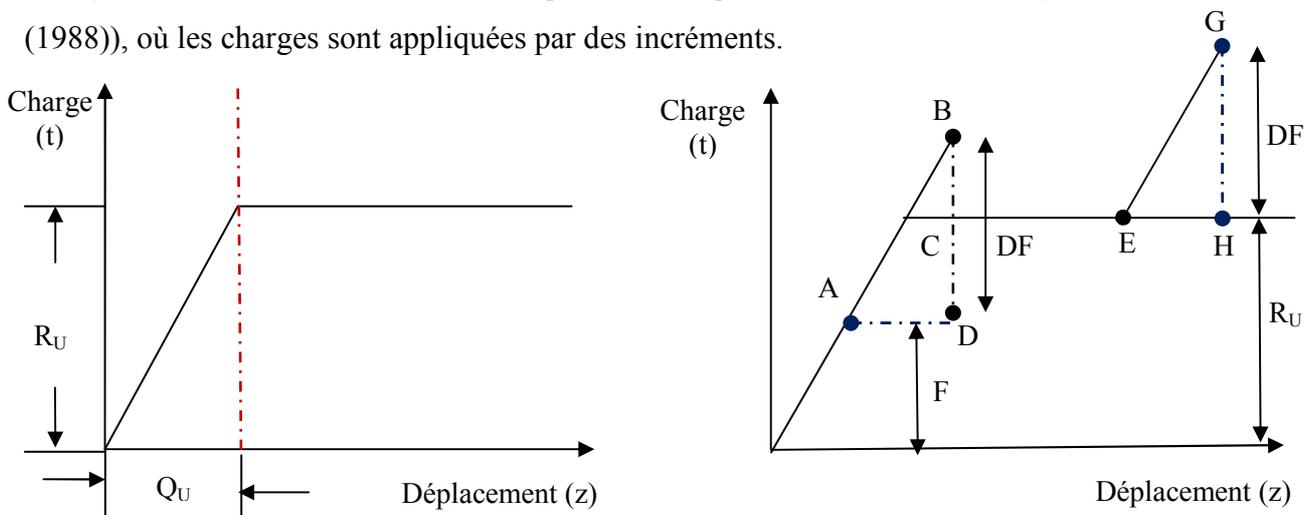
### III.2.2 Méthode d'analyse de programme PI

L'équation d'équilibre d'un pieu isolé intégré dans un sol modélisé à l'aide du transfert de charge ou la méthode de module de réaction du sol est donnée par :

$$-E_p A \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + kw = 0 \quad k = \frac{R_u}{Q_u} \quad \text{III-1}$$

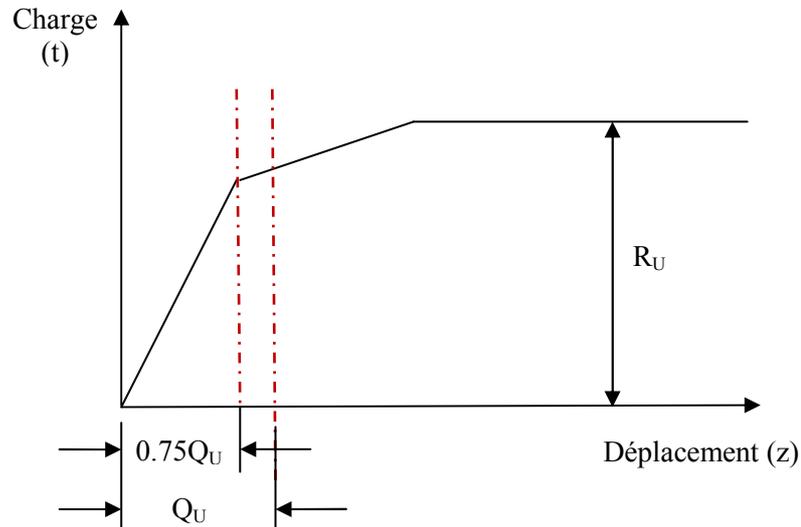
$E_p A$  : rigidité à la compression du pieu;  $w$  : le déplacement (tassement) axial le long du pieu;  $z$  : profondeur de coordonnée ;  $R_u$  : La charge ultime au ressort ;  $Q_u$  : le déplacement maximum au ressort et  $k$  : module de réaction du sol en unités de force/longueur (Butterfield et Banejee 1971). Les courbes de transfert de charge seront supposés linéaires ou non linéaires, et  $k$  est la pente de courbe associée à une unité de longueur du fût d'un segment dans le pieu. L'équation différentielle régissant (équation III-1) est résolue en utilisant l'approche des éléments finis jusqu'à l'écoulement des matrices de rigidités pour le pieu, et le sol (voir par exemple, Smith et Griffiths (1988)). Bien que la formulation consiste dans une matrice d'éléments de sol est plus exacte, un équivalent localisé dans lequel la rigidité du sol est fondu au niveau des nœuds de pieu suffit dans la plupart des problèmes pratiques.

Les courbes de transfert de charge utilisée dans l'analyse décrivent la relation entre la mobilisation de frottement au fût et le déplacement du pieu. Dans l'industrie offshore, ils sont communément appelés courbes t-z. Les formes les plus populaires utilisent des courbes de transfert de charge (t-z), elles sont approchées par la forme bilinéaire (Fig. II.3.a). La charge ultime au ressort  $R_u$  et le déplacement à laquelle elle est atteinte  $Q_u$ , le soi-disant "tremblement". Lorsque le déplacement dépasse  $Q_u$ , la charge fictive supplémentaire, CB ou HG dans la (Fig. II.3.b), est redistribuée à d'autres ressorts par la technique de contrainte initiale (Smith et Griffiths (1988)), où les charges sont appliquées par des incréments.



(a) courbe charge-déplacement utilise pour les ressorts

(b) redistribution de charge dans les ressorts



(c) Courbe trilineaire de rigidité pour les ressorts

Figure III-3 Traitement du comportement du sol au **PI**

Dans ce programme **PI** (Smith et Griffiths (1988)), la relation t-z légèrement plus général de la (Fig. III.3.c), est autorisée. Lorsque le déplacement dépasse  $0.75Q_u$ , la rigidité est réduite à  $0.1 R_u/Q_u$  jusqu'à ce que la force ultime  $R_u$  soit atteinte. En particulier dans l'industrie offshore de suivre les travaux de Coyle et Reese (1966) et Vijayvergiya (1977). Cependant, ces courbes sont essentiellement de nature empirique, et elles sont fondées sur des données d'essai limité. Les travaux récents de Kraft et al. (1981) indiquent que les courbes de transfert de charge peuvent être construites suivant les travaux théoriques de Randolph et Worth (1978) est plus rationnel, il formera la base du présent travail.

La relation charge-déplacement au fût du pieu est donnée par Randolph et Worth (1978) (section II.2.1) :

$$w = \tau_0 r_0 \int_{r_0}^{r_m} \frac{dr}{Gr} \tag{III-2}$$

$\tau_0$  : contrainte de cisaillement le long du fût du pieu;  $r_0$  : rayon de pieu;  $G$  : module de cisaillement du sol;  $r_m$  : une certaine distance empirique à laquelle la contrainte de cisaillement dans le sol devient négligeable (Fig. III-4) et  $r$  : distance radiale depuis le centre du pieu.

Pour un pieu intégré dans un demi-espace élastique isotrope, Randolph et Worth (1978) ont adopté une valeur de  $r_m$  :

$$r_m = 2.5L_p \rho(1 - \nu) \tag{III-3}$$

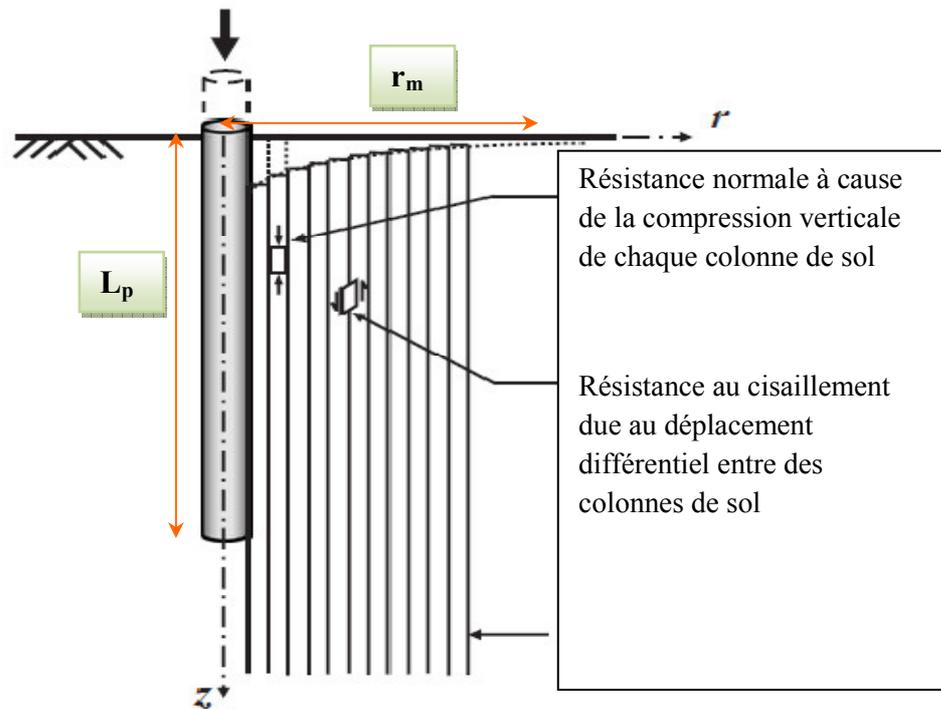


Figure III-4 Illustration de deux sources de résistance de sol

Le sol dans lequel le module de cisaillement augmente linéairement avec la profondeur peut être traité à l'aide de ce facteur de non homogénéité. La modification du facteur  $\rho$  pour traiter la non homogénéité générale du sol a été suggérée. (Randolph et Worth 1978)

Si le module de cisaillement du sol varie linéairement avec la profondeur  $z$ ,  $G(z)$ , l'équation (III-2) conduit à l'expression suivante pour le cas des courbes du transfert de charge  $t-z$  à comportement élastoplastique bilinéaires, la rigidité du sol pour chaque nœud  $i$  localisé au fût de pieu «ressorts» :

$$k_i^s = \frac{2\pi G(z) L_i}{\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)} \quad \text{III-4}$$

$L_i$  : longueur du segment (barre) au pieu associée au nœud  $i$ . L'influence de l'installation des pieux, en cas particulier dans l'argile peut être modélisée en considérant la variation radiale du module de cisaillement du sol (Kraft et al. 1981). En général, les effets de l'installation sont considérés comme moins importants par rapport aux effets de non-linéarités, particulièrement aux déformations du sol qui sont élevées. Cependant, quand les résultats de l'installation des pieux dans les changements cruciaux des propriétés in situ de sol, l'ampleur de cette influence doit être déterminée.

La relation charge-déplacement du sol à la base du pieu est supposée être donnée par celui d'un poinçon rigide sur un demi-espace élastique. La rigidité du sol élastique est donnée par :

$$k^b = \frac{4G_b r_0}{1-\nu} \quad \text{III-5}$$

$k^b$  : Rigidité initiale du sol élastique à la base du pieu;

$G_b$  : La valeur du module de cisaillement du sol à la base. La précision de cette approche pour le calcul de la réponse des pieux isolés a été démontrée par Kraft et al (1981).

$$\{P\} = [K_p] \{w\} \quad \text{III-6}$$

$[K_p]$  : Matrice de rigidité du pieu.

La matrice de rigidité de pieu  $[K_p]$  obtenue par l'assemblage des matrices de rigidité des éléments barres.

La matrice de rigidité du pieu est ensuite assemblée avec la matrice de rigidité du sol (ressorts) pour obtenir la matrice de rigidité totale du système sol/pieu :

$$[K] = [K_p] + [K_s] \quad \text{III-7}$$

$[K_s]$  : Matrice de rigidité du sol (ressorts).

L'ensemble complète la relation charge-déplacement pour le système sol /pieu est :

$$\{P\} = [K] \{w\} \quad \text{III-8}$$

La structure du programme est montrée sur la Figure III-5 et les noms des variables sont énumérés au tableau III-1 ci-dessous.

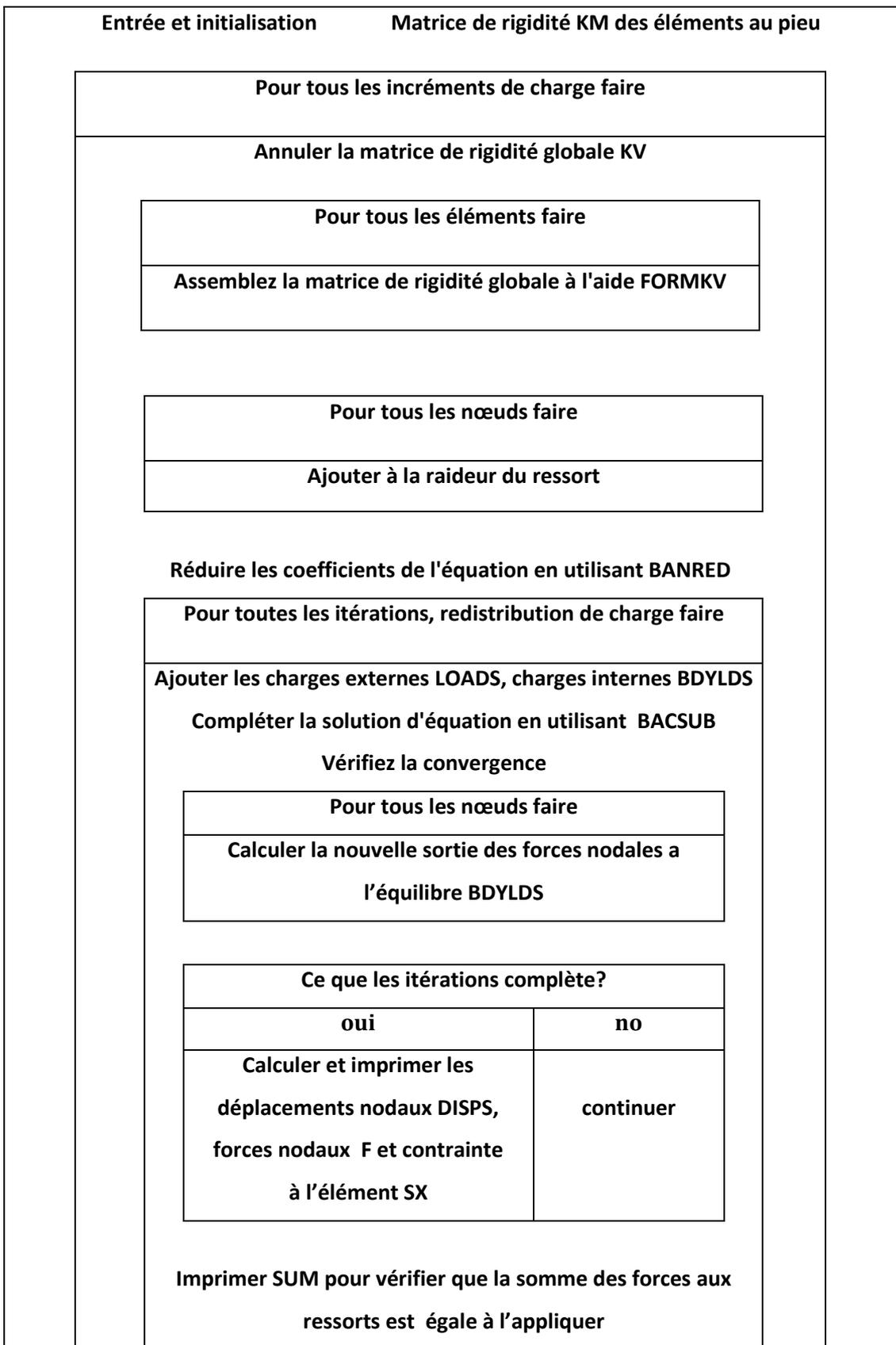


Figure III-5 Structure de programme (PI) d'analyse des pieux isolés sous charge verticale

Les données de programme :

Tableau III-1 Les variables données au programme **PI**

Pieu	NXE	N	NN	NR
	CSA	E	ELL	ITS
Resistance ultime aux ressorts $R_u$	$R_u(I), I=1,N$			
Déplacement maximum $Q_u$	$Q_u(I), I=1,N$			
Incréments de charge $QINC(I)$	$INCS, QINC(I), I=1,INCS.$			

Les variables simples :

NXE : nombre d'éléments

N : nombre de nœuds avec degré de liberté non nul

NN : nombre de nœuds

NR : nombre de nœuds encastres

CSA : section d'éléments

E : module d'élasticité des éléments

ELL : longueur des éléments

ITS : le nombre maximum des itérations autorisé

KM : matrice de rigidité élémentaire

KV : matrice de rigidité globale (vecteur)

LOADS : incrément courant de charge/déplacement

$R_u$  : la force ultime dans le ressort

$Q_u$  : déplacement élastique limité

QINC : incréments de charge

### **III.3. analyse de groupe de pieux chargés verticalement**

#### **III.3.1 Introduction**

Cette approche est présentée pour l'analyse de réponses linéaires et non linéaires de groupes de pieux chargés verticalement. Le comportement du sol autour des pieux individuels est modélisé à l'aide de courbes de transfert de charge  $t-z$  et l'interaction pieu-sol-pieu est déterminée à partir de la solution des équations de Mindlin (Y. K. Chow 1986). Un bon accord est observé entre la méthode d'analyse actuelle et la méthode d'équations intégrales dans ce chapitre pour le calcul de la réponse de groupes de pieux intégrés dans un massif semi-infini homogène, élastique isotrope. Le calcul non-linéaire de réponse de groupes de pieux se compare favorablement aux résultats mesurés à partir des essais de chargement sur terrain.

Diverses méthodes théoriques sont disponibles pour l'analyse des groupes de pieux chargés verticalement. La plus puissante de ces méthodes est probablement la méthode d'éléments finis. En principe, la méthode est capable de traiter l'hétérogénéité et la non-linéarité du sol avec une manière compatible. Cependant, l'analyse en trois dimensions du problème rend la méthode coûteuse, même pour l'hypothèse de comportement du sol linéaire (Ottaviani. 1975).

Le problème du groupe de pieux est plus maniable en utilisant la méthode des équations intégrales (aussi connue la méthode d'éléments aux frontières). Puisque la méthode implique seulement une discrétisation de frontières, le nombre d'équations à résoudre est généralement plus petit que dans la méthode d'éléments finis. Conceptions graphiques sont disponibles pour le calcul de la réponse du groupe pour la configuration de divers groupes de pieux (Butterfield et Banejee. 1971; Poulos. 1979). Bien que la méthode a été prolongée pour inclure la non homogénéité du sol et la non-linéarité du sol, la discrétisation de couches de sol et l'introduction d'éléments de volume pour les calculs non linéaires (Banerjee et Davies. 1980). Augmenter rapidement la taille du système d'équations à résoudre, rendre la méthode moins attractive. Il est à noter qu'une procédure approximative a été suggérée par Poulos (1979). À traiter l'hétérogénéité du sol et la non-linéarité du sol, tout en conservant l'utilisation de la solution de Mindlin pour principe.

Randolph et Wroths (1979) ont introduit un modèle analytique approché pour le calcul de la déformation verticale de groupes de pieux. La méthode est basée sur la superposition de champs de déplacement de pieux individuels dans le groupe. Le sol peut être homogène ou sa rigidité peut augmenter linéairement avec la profondeur. Cependant, la méthode est limitée à l'hypothèse de comportement du sol élastique linéaire.

O'Neill et al. (1977) ont proposé un modèle hybride dans lequel la réponse des pieux individuels est modélisé à l'aide de méthode de transfert de charge (t-z), et l'interaction entre les pieux, à travers le sol, est effectuée en utilisant la solution de Mindlin (R. D. Mindlin 1936) pour une charge ponctuelle dans un massif semi-infini homogène, isotrope élastique. En bref, l'approche est la suivante:

- 1- Déterminer la réponse des pieux individuels dans le groupe, en ignorant les effets de l'interaction.
- 2- En utilisant les réactions du sol déterminé à partir de l'étape 1, on ajoute le calcul des déplacements du sol au niveau des nœuds d'autres pieux dans le groupe en utilisant la solution de Mindlin. Les effets d'interaction entre les nœuds dans le même pieu sont ignorés. (Ceci est l'essence de la méthode de transfert de charge.).
- 3- Les courbes de transfert de charge (t-z) pour les nœuds de pieu individuel sont ajustées en utilisant les additionnels déplacements du sol pour tenir compte des effets de groupe.

Avec la modification des courbes de transfert de charge, les étapes 1-3 sont répétées, et les recettes d'une solution d'une manière itérative. La limitation principale de cette méthode est la vraie interaction pieu-sol-pieu n'est pas considérée directement, et la convergence de la procédure itérative n'est pas généralement démontrée. Des solutions types présentées, impliquent généralement un (O'Neill et al. 1977&1979) ou trois (O'Neill et Ha. 1982) itérations. On peut noter que même si les courbes de transfert de charge sont linéaires, les itérations sont encore nécessaires. Dans ce chapitre, un raffinement de la procédure de solution pour le modèle hybride est décrit, dans lequel la vraie interaction pieu-sol-pieu est considérée comme une interaction directe. La précision de cette approche est examinée par la comparaison avec la méthode d'équations intégrales et la méthode d'éléments finis en chapitre 4. Enfin, des essais de chargement sur terrain à grande échelle appliqués sur les groupes de pieux sont étudiés.

### III.3.2. Méthode d'analyse de programme GP

Dans ce programme **GP** (Smith et Griffiths (1988)) d'analyse, le comportement non linéaire du sol autour du pieu modélisé avec une relation hyperbolique entre la contrainte de cisaillement et la déformation de cisaillement a été suggéré à rapprocher le comportement non-linéaire du sol (Kraft et al. 1981 et Randolph 1977). La résultante du module de cisaillement sécant est donnée par :

$$G = G_i \left( 1 - \frac{\tau R_f}{\tau_f} \right) \quad \text{III-9}$$

$G_i$  : le module de cisaillement initial;  $\tau$  : contrainte de cisaillement;  $R_f$ : constante d'ajustement de courbe hyperbolique et  $\tau_f$ : contrainte de cisaillement à la rupture. En considérant la variation de la contrainte de cisaillement mobilisée,  $\tau$ , avec la distance radiale à partir du pieu, et en utilisant les équations (III-2) et (III-9), les suivants de relation de transfert de charge (t-z) (Kraft et al. 1981; Randolph. 1977) ont obtenue :

$$w = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \left\{ \frac{\frac{r_m}{r_0} - \frac{\tau_0 R_f}{\tau_f}}{1 - \frac{\tau_0 R_f}{\tau_f}} \right\} \quad \text{III-10}$$

L'utilisation de l'équation (III-10) nécessite l'application de l'approche de rigidité sécante pour la solution de pieu isolé. Cette approche est généralement considéré comme moins efficace que la méthode de rigidité tangente ou la méthode de 'contrainte initiale' utilisée au premier programme. Pour les dernières méthodes, il peut être plus commode de travailler avec le module de cisaillement tangente donnée par :

$$G_t = G_i \left( 1 - \frac{\tau R_f}{\tau_f} \right)^2 \quad \text{III-11}$$

Avec le module de cisaillement tangent dans l'équation (III-11) et la relation charge-déplacement dans l'équation (III-2), il peut être montré que la rigidité tangente du sol localisée au fût du pieu est donnée par :

$$k_t^s = \frac{2\pi G_t L_i}{\ln \left( \frac{r_m - \beta}{r_0 - \beta} \right) + \frac{\beta(r_m - r_0)}{(r_m - \beta)(r_0 - \beta)}} \quad \text{III-12}$$

Avec 
$$\beta = \tau_0 r_0 \frac{R_f}{\tau_f}$$

L'expérience limitée suggère que  $R_f$  d'environ 0.9 (Poulos. 1979). Le comportement élastique parfaitement plastique (bilinéaire) des courbes t-z peuvent être obtenues en fixant les constantes hyperboliques  $R_f = 0.0$  {équations (III-12) et {III-13}}.

La réponse non-linéaire du sol est approchée par une relation hyperbolique pour le comportement charge-déplacement. La rigidité tangente résultante a la base des pieux est donnée par :

$$k_t^{base} = \frac{4G_b r_0 \left(1 - \frac{P_b R_f}{P_f}\right)^2}{1 - \nu} \quad \text{III-13}$$

$P_b$  : la charge mobilisée au basse ;  $P_f$  : charge ultime au base.

### III.3.2.1 Groupe de pieux dans un massif semi-infini homogène, élastique isotrope

Le problème d'interaction pieu-sol-pieu peut être représenté schématiquement à la (Fig. III-6) pour un groupe de pieux intégrés dans un massif semi-infini, homogène, élastique et isotrope. Le chargement de n'importe quel pieu induira des déplacements additionnels à d'autres pieux dans le groupe. Le tassement global de n'importe quel nœud  $i$ ,  $w_i$ , est dû à son propre chargement en plus des chargements d'autres nœuds de pieux dans le groupe.

Cet effet peut être exprimé mathématiquement comme :

$$w_i = \sum_{j=1}^n f_{ij} P_j \quad \text{III-14}$$

$f_{ij}$  : Coefficient de flexibilité (souplesse) dénotant le tassement au nœud  $i$  dûe à une charge unitaire au nœud  $j$ ;  $P_j$  : chargement au nœud  $j$  et  $n$  : nombre total de nœuds dans le groupe. Des relations similaires charge-déplacements peuvent être écrites pour le reste des nœuds, ce qui donne l'équation matricielle suivante :

$$\{w\} = [F] \{P\} \quad \text{III-15}$$

$\{w\}$  : Vecteur de déplacement pour les  $n$  nœuds dans le groupe de pieux;  $[F] = [K]^{-1}$  : matrice de souplesse;  $\{P\}$  : vecteur de chargement.

La relation charge-déplacement du sol pour le pieu isolé a été discutée dans la section précédente. Le coefficient de flexibilité,  $f_{ii}$  (déplacement au nœud  $i$  à cause de la charge unitaire au nœud  $i$ ) pour les nœuds du fût du pieu est la réciproque de la rigidité du sol dans l'équation (III-4), c.à.d.

$$f_{ii} = \ln(r_m/r_0)/(2\pi Gl) \quad \text{III-16}$$

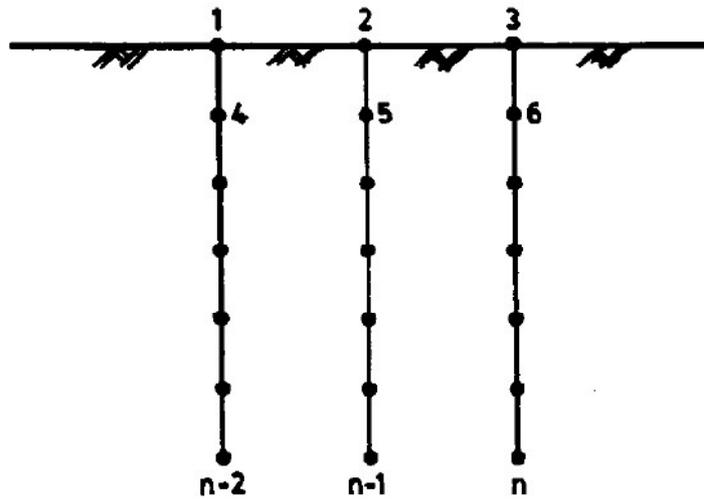


Figure III-6. Modèle de groupe de pieux intégrés dans un massif semi-infini homogène, élastique isotrope

De même, le coefficient de flexibilité pour le nœud à la base du pieu est obtenu à partir de l'équation (5), donnant :

$$f_{ii} = (1 - \nu) / (4 Gr_0) \quad \text{III-17}$$

Inhérente à la méthode de transfert de charge pour la modélisation de comportement du sol dans le cas de pieu isolé est l'hypothèse que les réactions du sol sont découplés, c'est-à-dire le déplacement à un nœud particulier n'affectera que la réaction du sol à ce nœud. Ainsi, les valeurs des coefficients de flexibilité  $f_{ij} = 0$ , pour les chargements effectués à nœuds  $j$  qui sont associés au même pieu que le nœud  $i$ , et pour  $i \neq j$ . Pour déterminer l'interaction entre les pieux, les charges distribuées continuellement au fût du pieu et la pointe des pieux sont remplacées par des charges ponctuelles agissant au niveau des nœuds de pieu; le raisonnement étant que, à quelque distance, leurs effets sur les déplacements du sol sont indiscernables. Numériquement, il est plus commode de déterminer les coefficients d'influence à cause des charges ponctuelles. La précision de cette approche est vérifiée dans une section subséquente où les solutions sont comparées avec les solutions de la méthode d'intégration au frontière la plus rigoureuse. Les coefficients d'influence de flexibilité due à l'interaction entre les pieux peuvent être déterminées se basant sur la solution de Mindlin (R. D.Mindlin. 1936) pour une charge ponctuelle verticale dans un milieu semi-infini homogène, isotrope élastique (L'origine des équations de Mindlin est présentée plus en détail dans l'annexe A.)

$$f_{ij} = FACT1 * \left\{ \frac{FACT2}{R_1} + \frac{8 * FACT3 - FACT2}{R_2} + \frac{(z - c)^2}{R_1^3} + \frac{FACT2 * (z + c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6zc(z + c)^2}{R_2^5} \right\} \quad \text{III-18}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{FACT1} &= \frac{1}{16\pi G(1-\nu)} \\ \text{FACT2} &= (3-4\nu) \\ \text{FACT3} &= (1-\nu)^2 \end{aligned} \right\} \text{ termes dans l'équation de Mindlin.}$$

$$R_1 = [r^2 + (z-c)^2]^{1/2} \quad R_2 = [r^2 + (z+c)^2]^{1/2} \quad r = [x^2 + y^2]^{1/2}$$

$z$  : coordonnées de profondeur du nœud  $i$  (où le déplacement est évalué)

$c$  : coordonnées de profondeur du nœud  $j$  auquel la charge unitaire est appliquée

$x$  : abscisse du nœud  $i$  à partir de nœud  $j$

$y$  : l'ordonnée du nœud  $i$  à partir de nœud  $j$

En effet, cette approche ne considère que l'interaction entre les différents pieux, mais pas dans le même pieu. La matrice du sol résultant de souplesse dans l'équation (III-15) est inversée pour donner à la relation charge-déplacement du sol pour le groupe de pieux

$$\{P\} = [K_s]\{w\} \quad \text{III-19}$$

$[K_s]$  : Matrice de rigidité du sol. La matrice de rigidité du sol est ensuite assemblée avec les matrices de rigidité d'un individuel pieu pour obtenir la matrice de rigidité totale

$$[K] = [K_s] + [K_p] \quad \text{III-20}$$

$[K_p]$  : Assemblage des matrices de rigidité des pieux.

L'ensemble complet des relations charge-déplacement pour le système de groupe de pieux est :

$$\{P\} = [K]\{w\} \quad \text{III-21}$$

Si chaque pieu dans le groupe supporte la même charge, on peut bénéficier de la symétrie des forces de réaction, et de la procédure de solution qu'on doit impliquer uniquement à un pieu isolé. Toutefois, pour des groupes de pieux en charge général, la formulation générale doit être retenue, bien que la symétrie du chargement et la symétrie des pieux dans le groupe puissent être prise en compte.

Une condition à la limite d'un intérêt pratique correspond à l'utilisation d'une longrine rigide pour le groupe de pieux. Ceci aura comme conséquence une déformation uniforme des pieux dans le groupe. Mathématiquement, cela peut être fait en appliquant un déplacement imposé au groupe spécifié, et obtenir les déplacements des nœuds de pieux restants par élimination.

Toutefois, cela peut être fait convenablement en utilisant la technique numérique du «Big Spring» (I. M. Smith. 1982).

### **III.3.2.2 Extension au sol non homogène**

L'interaction entre les pieux dans le groupe est effectuée par l'utilisation de la solution de Mindlin qui est strictement valide pour un massif semi-infini, homogène, élastique et isotrope. Les effets d'interaction dans les sols non homogènes peuvent être estimés en utilisant la moyenne du module de cisaillement du sol au nœud  $i$  (où le déplacement est évalué) et le nœud  $j$  (où la charge unitaire est appliquée) dans la solution de Mindlin. Des solutions raisonnablement précises ont été rapportées par Poulos (1979) en utilisant une approche similaire.

### **III.3.2.3 Extension au comportement non linéaire de sol**

L'utilisation des courbes de transfert de charge préconisées par Kraft et al (1981) pour le pieu isolé en fournissant une transition naturelle de calcul élastique linéaire à un calcul de réponse non linéaire du groupe de pieux. La déformation du sol est élevée au niveau d'interface sol-pieu aux pieux individuels dans le groupe, le glissement commence à se produire. Cette non-linéarité est limitée uniquement à une zone étroite du sol adjacent au fût du pieu, alors que le volume du sol entre les pieux est soumis à des niveaux de déformation relativement faible, et par conséquent reste essentiellement élastique. Ainsi, à cette phase, la réponse non-linéaire du groupe est dominée par les comportements non-linéaires des pieux individuels alors que les effets d'interaction demeurent essentiellement élastique (caractérisés par l'utilisation de  $G_i$  dans la solution de Mindlin). Toutefois, lorsque la résistance au cisaillement du sol est totalement mobilisée à un nœud particulier, le glissement s'effectue complètement au niveau du nœud. Une nouvelle augmentation de charge agissant sur le groupe de pieux n'augmentera pas la réaction du sol à ce nœud. Par ailleurs, augmenter encore les charges au niveau des nœuds restants dans le groupe ne cause pas de nouvelle augmentation de déplacements, ce nœud particulier en raison de la discontinuité résultant de glissements complète se déroule. Ainsi, il n'y a aucune interaction dans le sol entre ce nœud et les nœuds restants dans le groupe de pieux. On peut noter alors que la manière dont la réponse non linéaire du groupe de pieux est obtenue est approximative. Avant le glissement complet d'un nœud particulier a eu lieu, le comportement non-linéaire du sol adjacent au fût du pieu en introduisant une discontinuité dans la propriété de matériau. Ainsi, l'utilisation de la solution de Mindlin pour déterminer les effets d'interaction est seulement approximative.

La procédure de solution pour chaque incrément peut être décrite comme suit:

1. Évaluer les coefficients de la matrice de souplesse dans l'équation (III-15). La réponse non-linéaire du sol pour le pieu isolé est obtenue à partir des valeurs tangentes de coefficient de flexibilité (réciproques des équations (III-12) et (III-13)).
2. Pour les nœuds auxquels la résistance au cisaillement est totalement mobilisée, ce sont les lignes correspondantes et les colonnes de la matrice de flexibilité à zéro.
3. Inverser la matrice de flexibilité pour obtenir la matrice de rigidité pour le sol.
4. Assemblez la matrice de rigidité du sol et de pieux.
5. Applique un déplacement imposé sur le groupe de pieux.
6. Résoudre les équations de rigidité pour obtenir la charge supportée par le groupe et les charges supportées par les pieux individuels.

La structure du programme est montrée sur la Figure III-7 et les variables sont données dans le programme **GP** Tableau III-2 sont énumérés ci-dessous.

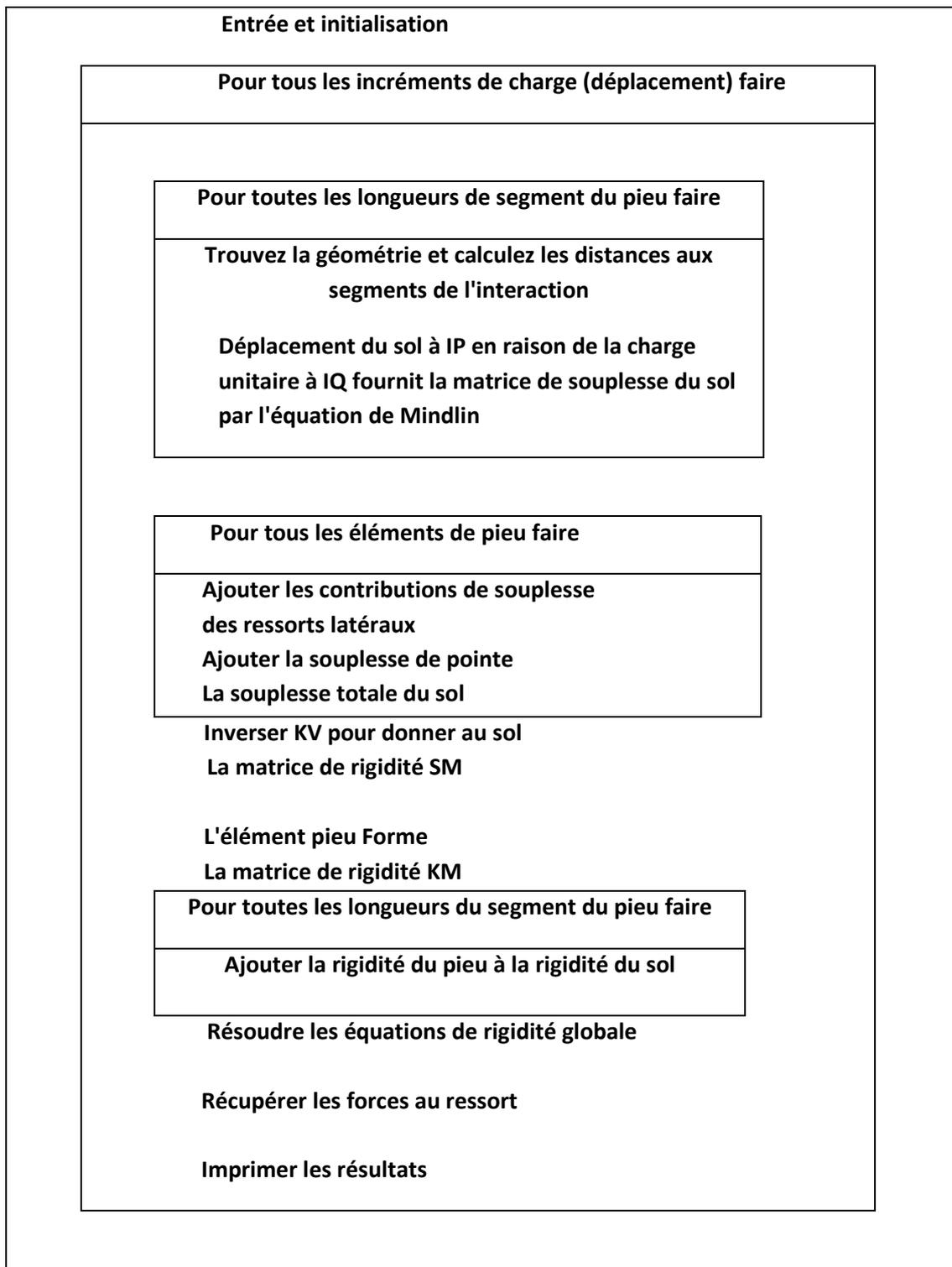


Figure III-7 Structure de programme (GP) d'analyse de groupes de pieux sous charge verticale

Les données de programme :

Tableau III-2 les variables données au programme GP

Sol et pieu	NXE	E	PILEN	RO	GSURF	GRATE
	VSOIL	RHO	NPILE	INCS	IGROUP	

La géométrie du plan des pieux	(COORD(I,J),J=1,2), I=1,NPILE
Résistance ultime du sol	FMAX(I), I=1,NXE+1
Déplacement imposé	NL (NO(I), VAL(I), I=1,NL)

Les variables simples

NXE : nombre d'éléments par pieu

NN=NXE+1 : nombre de nœuds par pieu

E : module des pieux

PILEN : longueur de chaque pieu

RO : rayon de chaque pieu

GSURE : module de cisaillement du sol à la surface

GRATE : taux d'augmentation de G avec la profondeur

VSOIL : Nombre de Poisson du sol

RHO : facteur de manque d'homogénéité

NPILE : nombre de pieux dans le groupe

INCS : nombre d'incrément de déplacement

IGROUP : commutateur-si zéro, aucune interaction

FMAX : force maximum dans les ressorts (t-z)

VAL : valeurs des déplacements imposés

### III.4 Comparaison avec des essais sur terrain

La démarche décrite dans cette partie a été utilisée pour analyser des essais de chargement sur terrain réalisée sur des pieux isolés et groupes de pieux intégrés dans les sols cohérents.

#### III.4.1 Partie 1

##### III.4.1.1 L'analyse de pieu isolé à partir de programme PI

Une extension de programme de recherche liée aux pieux forés dans l'argile surconsolidés a été menée par Sommer & Hambach (1974) pour optimiser la conception des fondations d'un pont routier en Allemagne. Le sol composé de sédiments tertiaires jusqu'aux grandes profondeurs. Ces sédiments tertiaires sont formés d'argile plastique semblable à l'argile dite de



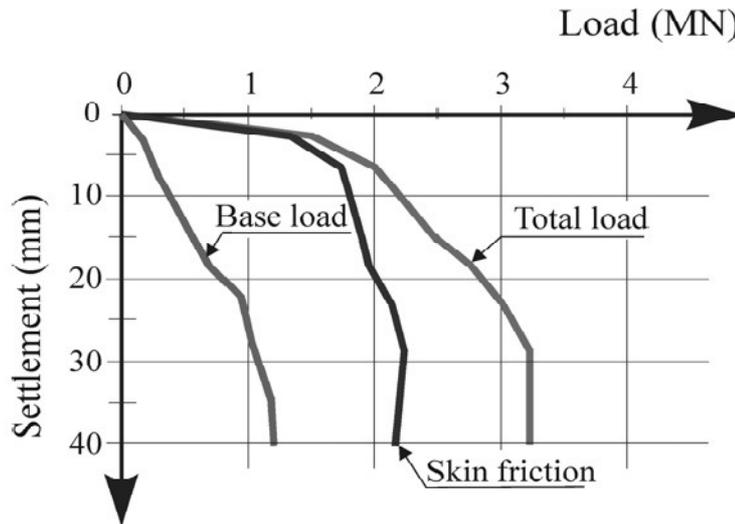


Figure III-9 La courbe de charge Mesure- tassement et de la distribution des charges entre la résistance de pointe et le frottement latérale

Le pieu est divisé en dix-neuf éléments barres, le sol est une seule couche d'argile et modélisé par vingt ressorts indépendants répartis le long du fût du pieu ainsi que sous sa base (Tableau III-3) et les valeurs de  $R_u$  et  $Q_u$  estimées à partir des courbes de résistance de pointe et de frottement latéral (Fig. III-9) dans chaque ressort.

-Ressorts au fût du pieu

$$R_u = 2 \pi r_0 L_i q_{su}$$

$$Q_u = \frac{R_u}{k_i^s} \quad k_i^s = \frac{2\pi L_i G}{\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)} \quad r_m = 2.5L_p\rho(1-\nu) = 16.625 \text{ m}$$

-Ressort à la pointe du pieu

$$R_u = A_p q_{pu} \quad k^b = \frac{4G_b r_0}{1-\nu} \quad Q_u = \frac{R_u}{k^b}$$

Les données du modèle sont ainsi au (Tableau III-3)

Tableau III-3 Les variables données au programme GP

Pieu	NXE=19	N=20	NN=20	NR=0
	CSA=1.326m <sup>2</sup>	E <sub>p</sub> =3 10 <sup>7</sup>	ELL=0.5 m	ITS=100
Resistance ultime aux ressorts $R_u$ (KN)	118 (19 fois)		1200	
Déplacement maximum $Q_u$ (m)	0.0052984(19 fois)		0.014	
Incréments de charge QINC(I)	-500	-500	-500	-500
	-100	-50	-50	-50
			-250	-250
				-100
				-10

La figure III-10 montre la comparaison entre le comportement de charge mesurée - tassement de l'essai sur terrain d'un pieu isolé avec les valeurs calculées au programme **PI** du pieu isolé et le calcul analytique présenté par Poulos et Davis 1980 (Section II.2.3). Le calcul analytique donne un comportement proche de l'essai sur terrain et **PI** jusqu'à une charge de 2000 KN (domaine élastique).

Il est généralement un bon accord entre les résultats d'essais sur terrain et de **PI** et jusqu'à une charge de 2000 KN (domaine élastique). Néanmoins, l'analyse numérique de **PI** montre un comportement relativement rigide au niveau de charge plus élevée en comparaison avec les résultats d'essai sur place.

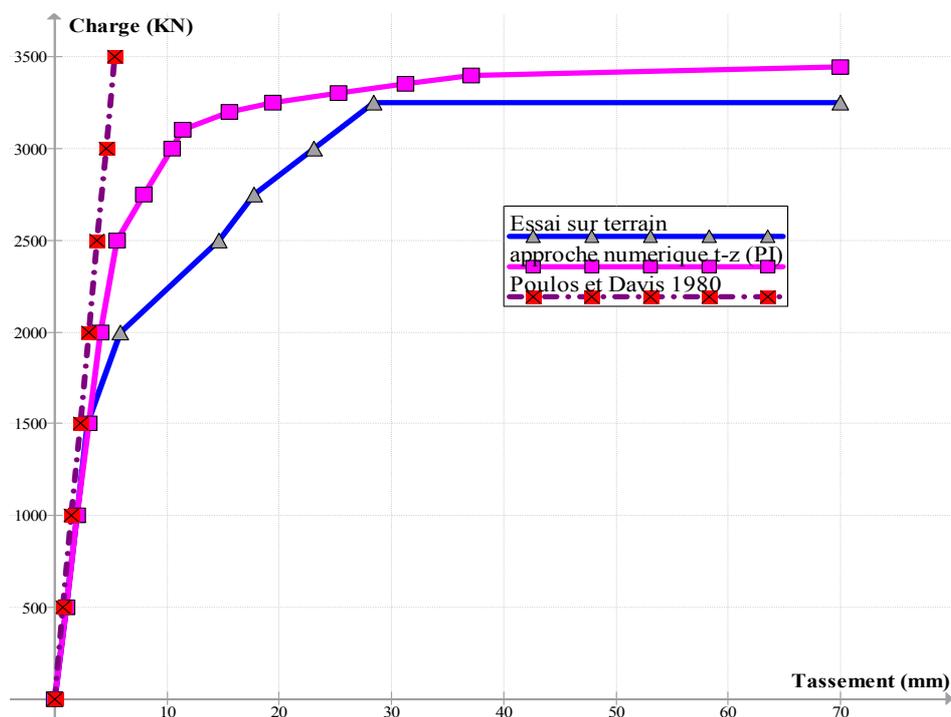


Figure III-10. Comportement de Charge-tassement de pieu isolé d'essais sur terrain et le calcul numérique donne par le programme **PI** et le calcul analytique de Poulos et Davis 1980

#### III.4.1.2 L'analyse de comportements de groupe de pieux dans le Pont Alzey

On présente dans cet exemple l'analyse de comportement de groupe de pieux dans le Pont Alzey (Sommer/Hambach, 1974). Le 4,5 m supérieure du sol composé de limon, suivie par l'argile surconsolidée de Frankfurt, la nappe phréatique est située à la surface libre du sol. Le sol limoneux du module de cisaillement  $G_s = 3.85 \text{ MN/m}^2$ , de cohésion  $c = 5 \text{ kN/m}^2$ , d'angle de frottement  $\phi = 27,5^\circ$  et de coefficient de Poisson  $\nu_s = 0.3$ . L'argile surconsolidée de module du cisaillement  $G_s = 23.08 \text{ MN/m}^2$ , de cohésion  $c = 20 \text{ kN/m}^2$ , d'angle de frottement  $\phi = 22,5^\circ$  et de coefficient de Poisson  $\nu_s = 0.3$ , et  $R_f$  était supposé être 0.9.

Le test de chargement pour un pieu isolé, a été déterminé par le frottement latéral unitaire ultime qui était d'environ  $60\text{KN/m}^2$  et la résistance de pointe unitaire ultime qui était d'environ  $905.4\text{ KN/m}^2$ . Les piliers du pont se composent de deux piles séparées, fondées chacune sur un groupe de pieux. Les pieux de fondation ont un diamètre de 1.5 m et une longueur de 24.5 m avec 6 pieux pour chaque pile. Le groupe de pieux situés dans le limon et l'argile surconsolidée est montré dans la (Fig. III-11-a). La relation charge-tassement de l'une des piles montre dans la figure III-11-b (Sommer/Hambach, 1974).

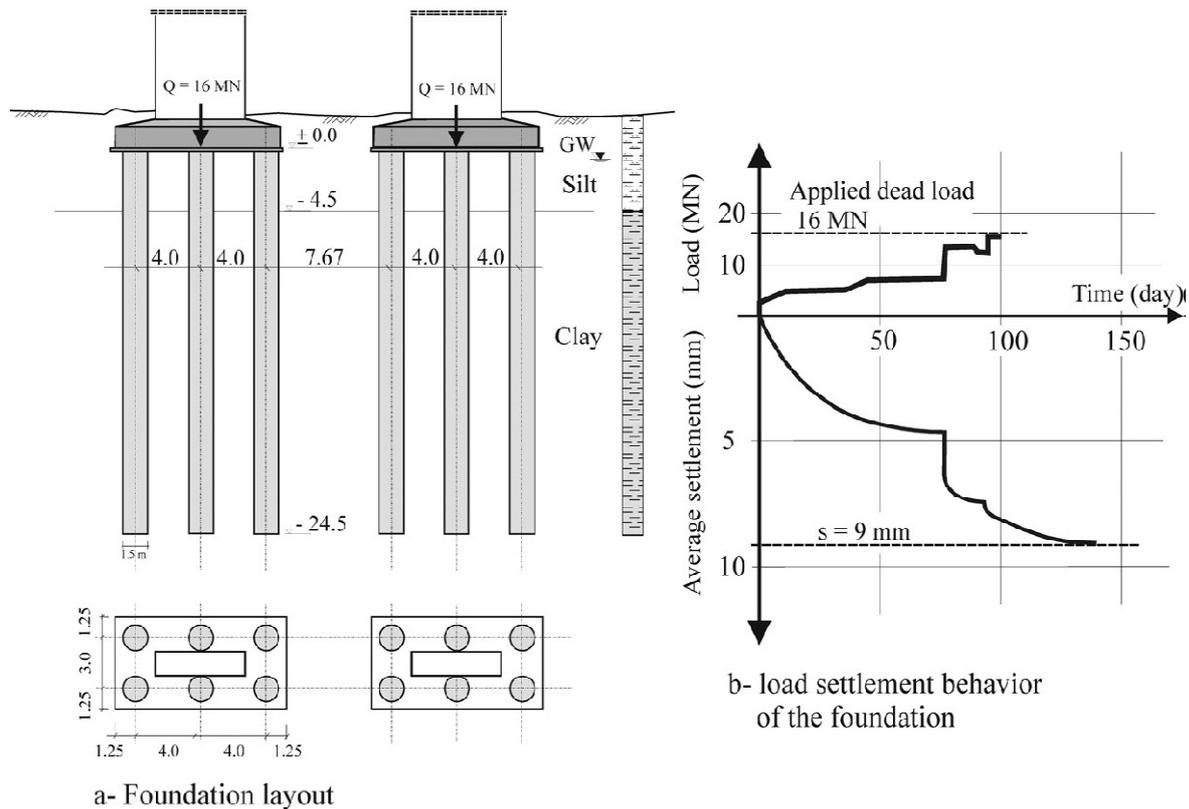


Figure III-11 Disposition de Fondation et le comportement de charge-tassement

La charge appliquée sur le groupe est égale à 16MN. Le tassement moyen mesuré sur le terrain du pile de pont (Sommer/Hambach, 1974) était d'environ 9,0 mm.

Cette approche est limitée à l'analyse de groupe de pieux dans une monocouche. Il n'y a pas de possibilité pour modéliser l'interaction sol-radier. Limité à l'analyse de comportement charge-tassement pour le groupe des 6 pieux dans l'argile surconsolidée, chaque pieu est divisé en vingt éléments barres, le sol modélisé est considéré comme une seule couche d'argile surconsolidée. Les données du modèle sont ainsi au (Tableau III-4)

Tableau III-4 Les variables données au programme **GP**

Sol et pieu	NXE=	E=	PILEN=	RO=	GSURF=	GRATE=
	20	$3.0 \cdot 10^7$	24.5	0.75	$23.08 \times 10^3$	0
	VSOIL=	RHO = 1	NPILE=6	INCS=15	IGROUP = 1	
	0.3					
La géométrie du plan des pieux	0.0 0.0	4.0 0.0	8.0 0.0	0.0 3.0	4.0 3.0	
Resistance ultime du sol (KN)	346.4 (20 fois )		1600			
Déplacement imposé (m)	NL =6		VAL(I) = 0.01053			

La charge totale obtenue par **GP** est égale à 16 MN pour un déplacement imposé (tassement) 10.53 mm, le tassement est calculé par la méthode analytique de Poulos et Davis 1980 (Section II.4.1) est égale à 7.637 mm. L'erreur trouve dans le calcul analytique égal de 15.14 %.

La figure III-12 montre le comportement de charge- tassement de groupe de pieux de pile de pont calculé par le programme **GP** de groupe de pieux.

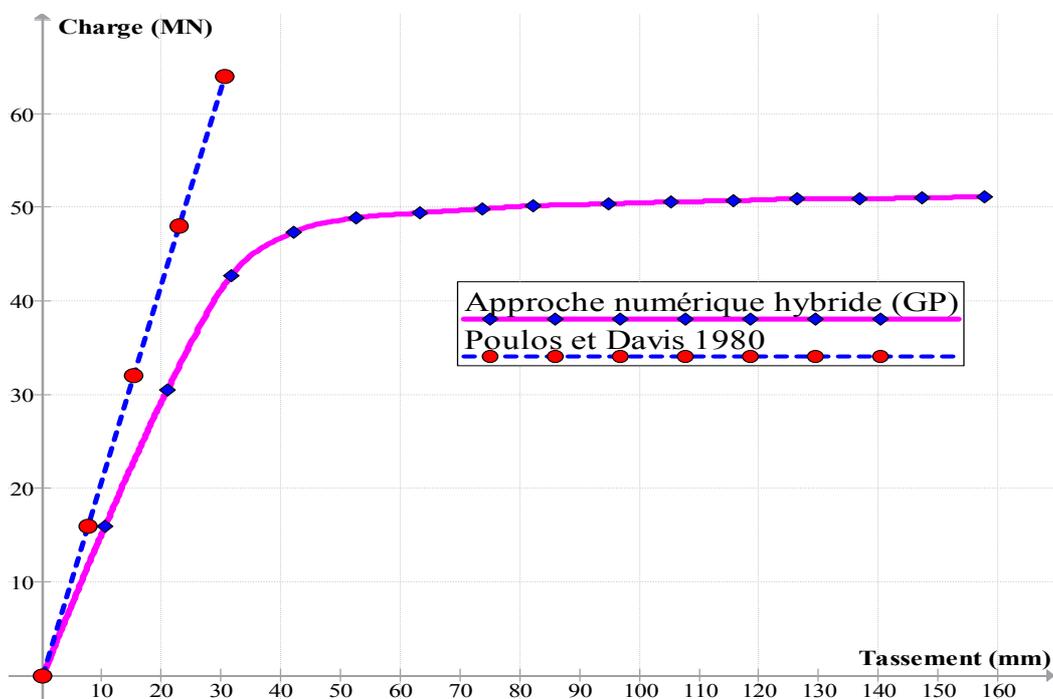


Figure III-12 Comportement de Charge-tassement de groupe de pieux dans le pont Alzey  
 Calcule par le programme **GP** et le calcul analytique de Poulos et Davis 1980

### III.4.2 Partie 2

ONeill et al. (1982) ont fait un teste sur 11 pieux tubulaires fermés à l'extrémité en acier dans une argile raide surconsolidée. Tous les pieux ont un rayon externe  $r_0=137$  mm, avec une épaisseur de paroi de 9.3 mm, et de longueur  $L_p = 13.1$  m. Neuf des pieux ont été installés dans une rangée 3×3 avec un espacement entre les centres des pieux,  $S = 6r_0$ . Chacun des deux pieux restants a été localisé à distance de 3.7m à partir du centre du groupe, sur les côtés opposés du groupe.

Les deux pieux isolés et le groupe de 9 pieux ont été chargés en compression jusqu'à la rupture à trois occasions, soit environ 18, 80 et 108 jours après l'installation (section II.3.3). Ensuite, un sous groupe de 5 pieux (pieux étiquetés 2 et 3 dans la figure III-14) et un sous-groupe de 4 pieux (pieux étiquetés 2 dans la figure III-14) ont été testés jusqu'à la rupture, le tout dans 6 jours après les derniers tests du groupe de 9 pieux.

Dans une analyse de la réponse de pieu isolé, Kraft et al. (1981) ont présenté un profil du module de cisaillement du sol, basée sur les données des essais de sondage. Dans la présente analyse, une augmentation linéaire du module de cisaillement a été déduite à partir de données avec  $G_s = 47,9$  MN/m<sup>2</sup> à la surface du sol et  $G_b = 151$  MN/m<sup>2</sup> à la base du pieu. Les profils de résistance au cisaillement non drainé déduit à partir des essais triaxiaux non drainés et non consolidés en laboratoire. Le profil de la cohésion non drainée de l'analyse a été comme suit:  $C_u = 47.9$  kN/m<sup>2</sup> à la surface du sol et  $C_{ub} = 239$  kN/m<sup>2</sup> à la base du pieu. Le coefficient de Poisson du sol,  $\nu_s = 0.5$  et  $R_f$  était supposé être 0.9.

#### III.4.2.1 L'analyse de pieu isolé à partir de programme PI

Le pieu est divisé en dix éléments barres, le sol est modélisé par onze ressorts indépendants répartis le long du fût du pieu ainsi que sous sa base (Tableau III-3) et les méthodes d'estimation des valeurs de  $R_u$  et  $Q_u$  (section I.4.4) dans chaque ressort.

-Ressorts au fût du pieu

$$R_u = 2 \pi r_0 L_i q_{s_u} = 2 \pi r_0 L_i \alpha C_u(z)$$

$$C_u(z) = 47.9 + 14.587 z \quad (KN/m^2)$$

La valeur de coefficient d'adhérence  $\alpha$  obtenu à partir de l'analyse de deux teste de référence sur pieu isole et trouve une valeur moyenne de  $\alpha$  égale de 0.34. (ONeill et al. 1982)

$$Q_u = \frac{R_u}{k_i^s} \quad k_i^s = \frac{2\pi L_i G(z)}{\ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right)} \quad r_m = 2.5L_p\rho(1-\nu) = 10.77 \text{ m}$$

$$G_s(z) = 47.9 + 7.87z \quad (MN/m^2)$$

-Ressort à la pointe du pieu

$$R_u = A_p q_{p_u} = A_p 9 C_{ub} \quad \text{D'après l'hypothèse de Skempton (1951) (section II.3.5.1)}$$

$$k^b = \frac{4G_b r_0}{1-\nu} \quad Q_u = \frac{R_u}{k^b}$$

Tableau III-5 Les variables données au programme **PI**

pieu	NXE=10		N=11		NN=11		NR=0
	CSA=.00772m <sup>2</sup>		E <sub>p</sub> =2.1 10 <sup>8</sup>		ELL=1.31 m		ITS=250
Resistance ultime aux ressorts R <sub>u</sub> (KN)	22.016	29.339	36.661	43.984	51.306	58.630	
	65.952	73.274	80.597	87.919	126.70		
Déplacement maximum Q <sub>u</sub> (m)	.00022016	.00024564	.00026399	.00027785	.00029049		
	.00029736	.00030448	.00031044	.00031549	.00031982.		
Incréments de charge QINC(I)	-200	-200	-100	-50	-50	-50	-10
				-5	-5		

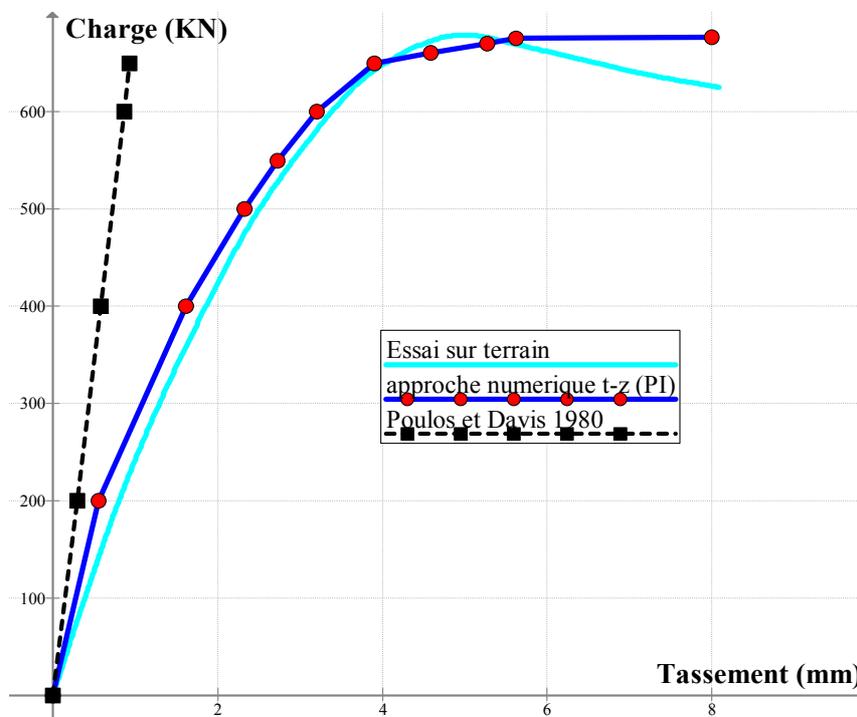


Figure III-13. Comportement de Charge-tassement du pieu isolé d'essais sur terrain et le calcul numérique par le programme **PI** et le calcul analytique de Poulos et Davis 1980

La figure III-13 montre la comparaison entre le comportement de charge mesurée – tassement de l’essai sur terrain avec les valeurs calculées au programme **PI** du pieu tubulaire isolé et le calcul analytique présenté par Poulos et Davis 1980.

Le calcul analytique (linéaire-élastique) de Poulos et Davis (1980) donne une réponse rigide par rapport à la mesure. Le calcul obtenu par le programme **PI** montre un comportement relativement rigide par rapport à la mesure car pas d’élément spécial défini l’interface sol-pieu. Il y a généralement un bon accord entre les deux résultats.

III.4.2.2 L’analyse de groupe de pieux 3×3 à partir du programme **GP**

Dans cette analyse de comportement charge-tassement de groupe des 9 pieux (Fig. III-14) chaque pieu est divisé en cinq éléments barre, pour trouver la charge limite supportée par le groupe de pieux et les charges moyennes supportées par chaque pieu on applique des déplacements imposés, les données du programme se trouvent au (tableau III-6) suivant :

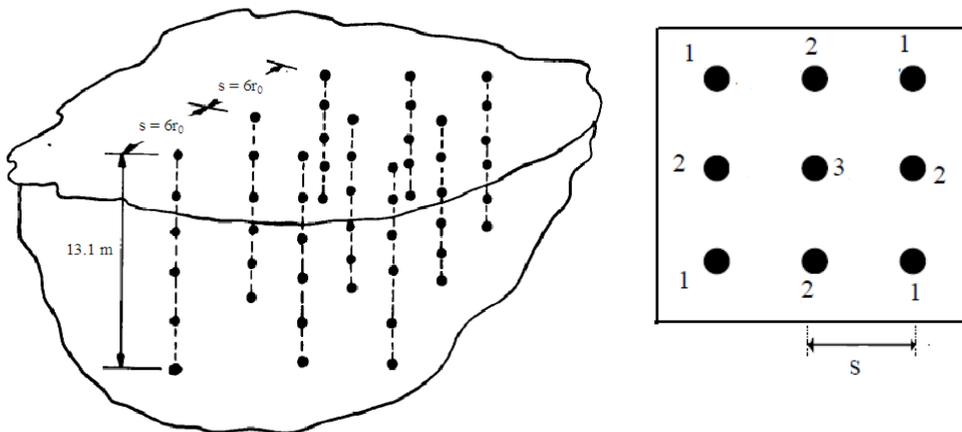


Figure III-14 Représentation géométrique de groupe de pieux (3×3)

Les données de programme :

Tableau III-6 les variables données au programme **GP**

Sol et pieu	NXE=5	E=2.6 10 <sup>7</sup>	PILEN=13.1	RO=0.137	GSURF=47.9 ×10 <sup>3</sup>	GRATE=7.87× 10 <sup>3</sup>
	VSOIL= 0.5	RHO= 0.658	NPILE=9	INCS=20	IGROUP = 1	
La géométrie du plan des pieux	0.0 0.0 0.822 0.0 1.644 0.0 0.0 0.822 0.822 0.822 1.644 0.822 0.0 1.644 0.822 1.644 1.644 1.644					
Résistance ultime du sol (KN)	51.35 80.61 109.8 139.08 168.33 126.70					
Déplacement imposé (m)	NL =9 VAL(I) = 0.005					

E<sub>eq</sub> : module de Young équivalent pour un cylindre solide (proposition de K.S Wong 1995)

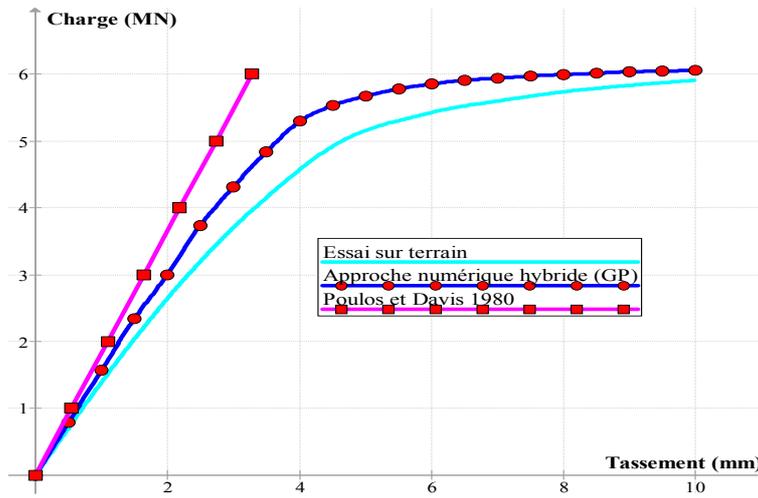


Figure III-15 Comportement de Charge-tassement de groupe de pieux d'essai sur terrain et le calcul numérique de **GP** et le calcul analytique Poulos et Davis (1980)

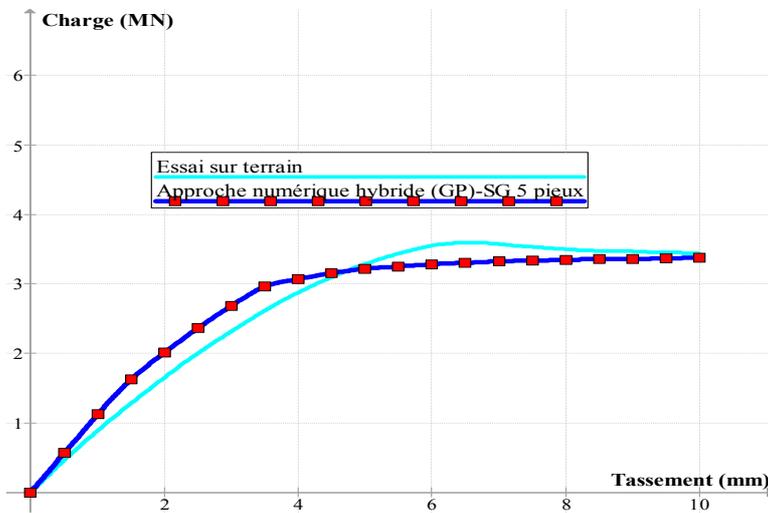


Figure III-16. Comportement de Charge-tassement des sous groupe de 5 pieux d'essai sur terrain et le calcul numérique par le programme **GP**

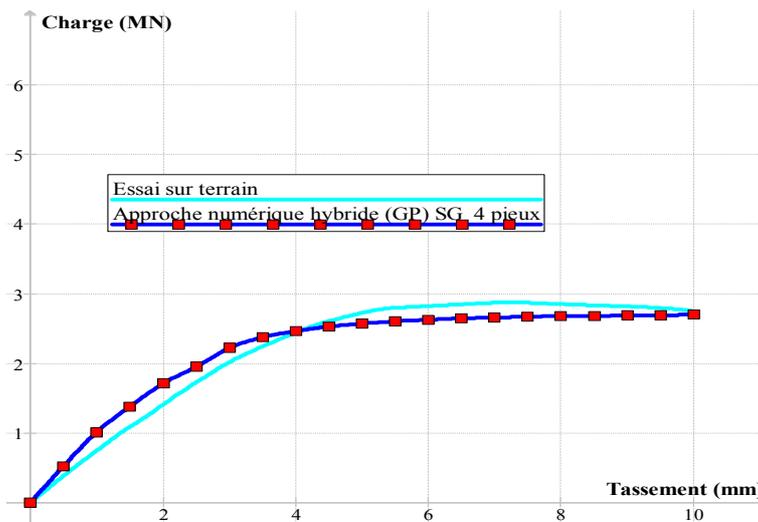


Figure III-17. Comportement de Charge-tassement des sous groupe de 4 pieux d'essai sur terrain et le calcul numérique par le programme **GP**

Les figures III-15 à 17 comparent le comportement de charge mesurée - tassement des groupes de pieux avec les valeurs calculées au programme **GP** du groupe de pieux et le calcul analytique de Poulos et Davis (1980).

Le calcul obtenu par le programme **GP** montre un comportement relativement rigide par rapport à la mesure sur place d'ONeill et al. (1982) car il n'y a pas d'élément spécial qui définit l'interface sol-pieu. Il y a généralement un bon accord entre les deux résultats.

Toutefois, pour les sous-groupes de 5 pieux et 4 pieux, la réponse initiale calculée est plus rigide que la réponse mesurée avec le renversement de tendance vers la rupture des sous-groupes. Cette tendance s'explique par la dégradation de la résistance latérale en raison de charges successives de la compression à la rupture et l'augmentation de la résistance de pointe observée lors des essais (ONeill et al. 1982).

La distribution de la charge calculée aux pieux dans le groupe de pieux est comparée avec les valeurs mesurées pour le groupe de 9 pieux à une charge égale à 2.58MN, et les résultats sont présentés dans le Tableau III-7. L'accord entre les résultats est excellent quand la non-linéarité du sol est prise en compte. La distribution de la charge calculée en supposant un comportement linéaire élastique du sol montre une plus grande variation dans les charges supportées par les pieux individuels. L'effet de la non-linéarité est de causer une redistribution des charges aux les pieux individuels du groupe, conduisant à une distribution plus uniforme.

*Tableau III-7 Comparaison de la répartition des charges à différentes pieux dans le groupe des 9 pieux a la charge de travail 2.58MN*

	Charge moyenne aux pieux (kN)		
	Pieu de coin (pieu 1*)	Pieu de bord (pieu 2*)	Pieu de centre (pieu 3*)
Mesurées (ONeill et al. 1982)	294	285	267
Calculées (non linéaire) avec <b>GP</b>	302	278	251
Calculées (linéaire) avec <b>GP</b>	312	274	233
Poulos et Davis 1980	335	256	189

\* : voir la Figure III-14

### III.5. Comparaison avec différentes méthodes

L'exactitude de l'approche décrite en ce chapitre a été vérifiée par comparaison avec les solutions les plus rigoureuses de la méthode des équations intégrales rapportées par Butterfield et Banerjee (1971) et par la suite avec le calcul analytique des Poulos et Davis (1980) pour le groupe de pieux intégrés dans un demi-espace élastique linéaire, homogène et isotrope. On assume que la longrine (cap) de pieu est rigide et ne contacte pas le sol.

Les paramètres sans dimensions d'intérêts ici sont  $P/(Gr_0w)$ ,  $K$ ,  $L_p/r_0$ ,  $S/r_0$ , end  $\nu_s$  dans lesquels :

$P$  : charge agissant sur un pieu individuel ;  $K=E_p/E_s$  : rigidité relative pieu-sol ;  $L_p/r_0$  : élancement du pieu ;  $S/r_0$  : espacement des pieux dans le groupe, centre vers centre.

Très bonne concordance observée entre la méthode numérique présentée dans ce chapitre et les solutions de la méthode des équations intégrales.

Les figures III-18 (a et b), 19 (a et b) montrent la répartition des charges et le comportement de charge-tassement de différents pieux dans les groupes de pieux de différentes configurations. Les résultats comparés sont pour des valeurs  $K=2000$  et  $K=\infty$ , avec le coefficient de Poisson de sol  $\nu_s=0.5$ , et  $S/r_0=5$ . Dans tous les cas, l'accord entre cette approche et les solutions de la méthode des équations intégrales (BEM) est raisonnable.

- Configuration de groupe de 2 pieux, groupe de 3 pieux, groupe de 4 pieux

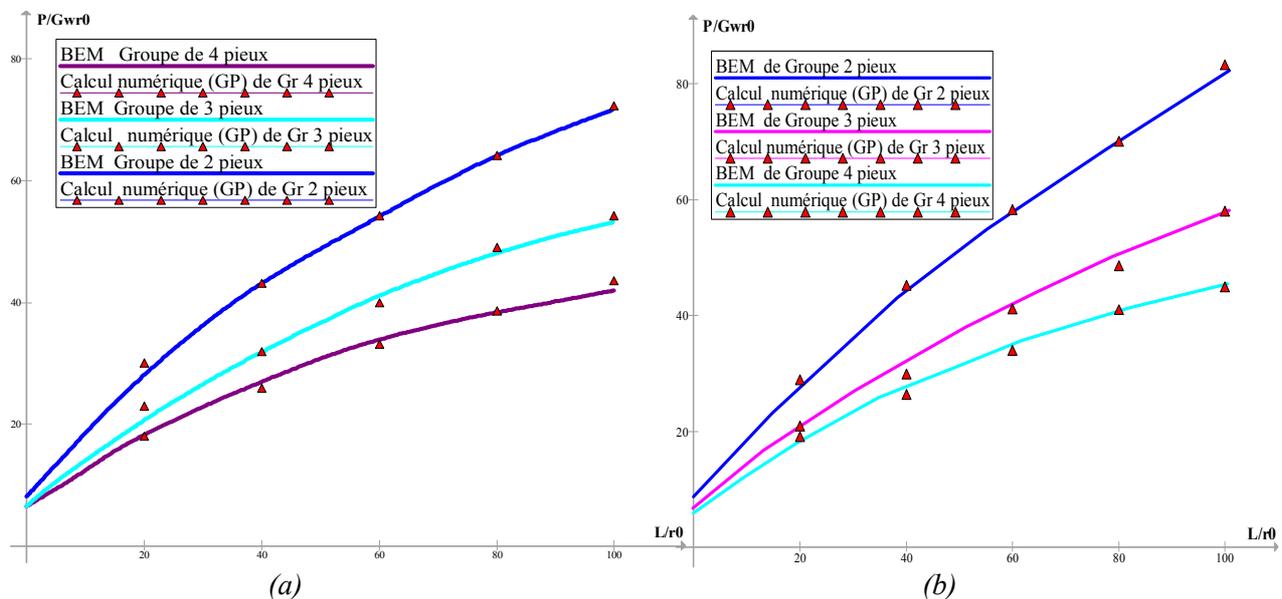


Figure III-18. Comparaison de facteur charge-tassement pour les groupes de pieux

a: ( $K=2000$ ); b: ( $K=\infty$ )

- Configuration de groupe de pieux (3×3)

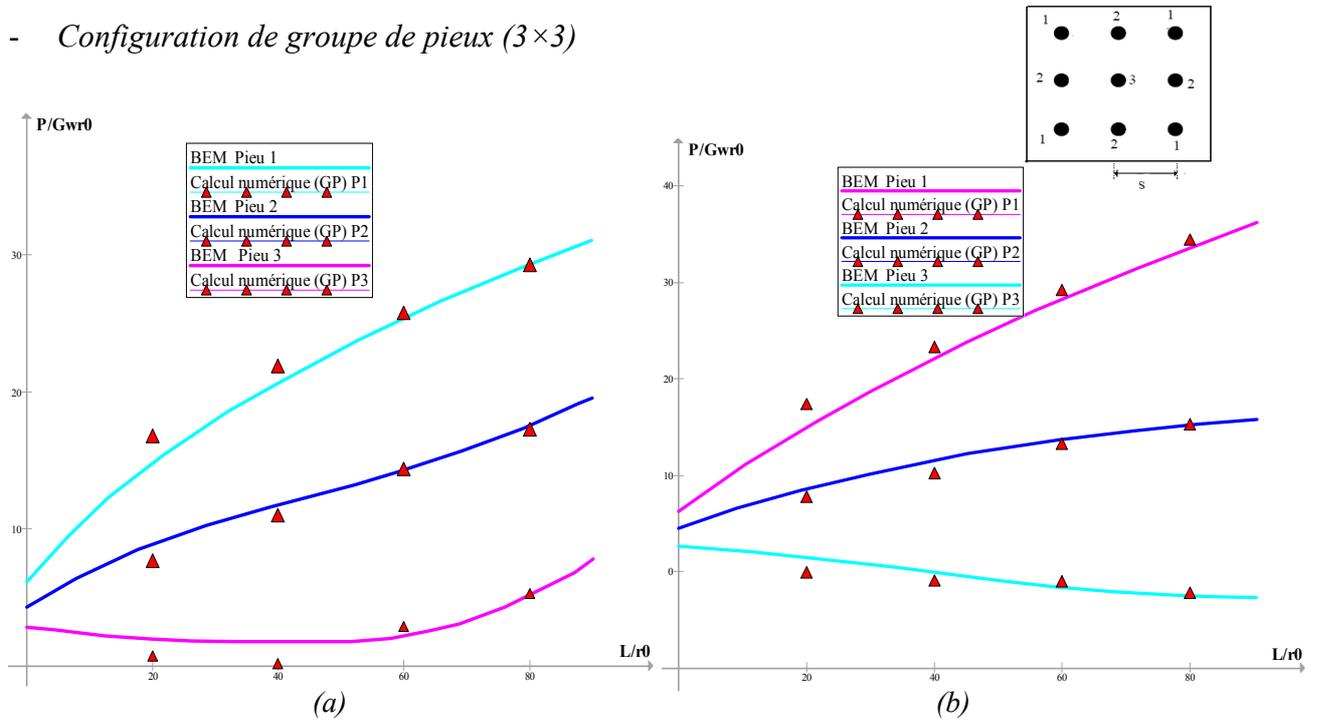


Figure III-19. Comparaison de la répartition des charges à différentes pieux dans le groupe de 3×3 pieux a: ( $K=2000$ ); b: ( $K=\infty$ )

- Configuration de groupe de pieux (4×4)

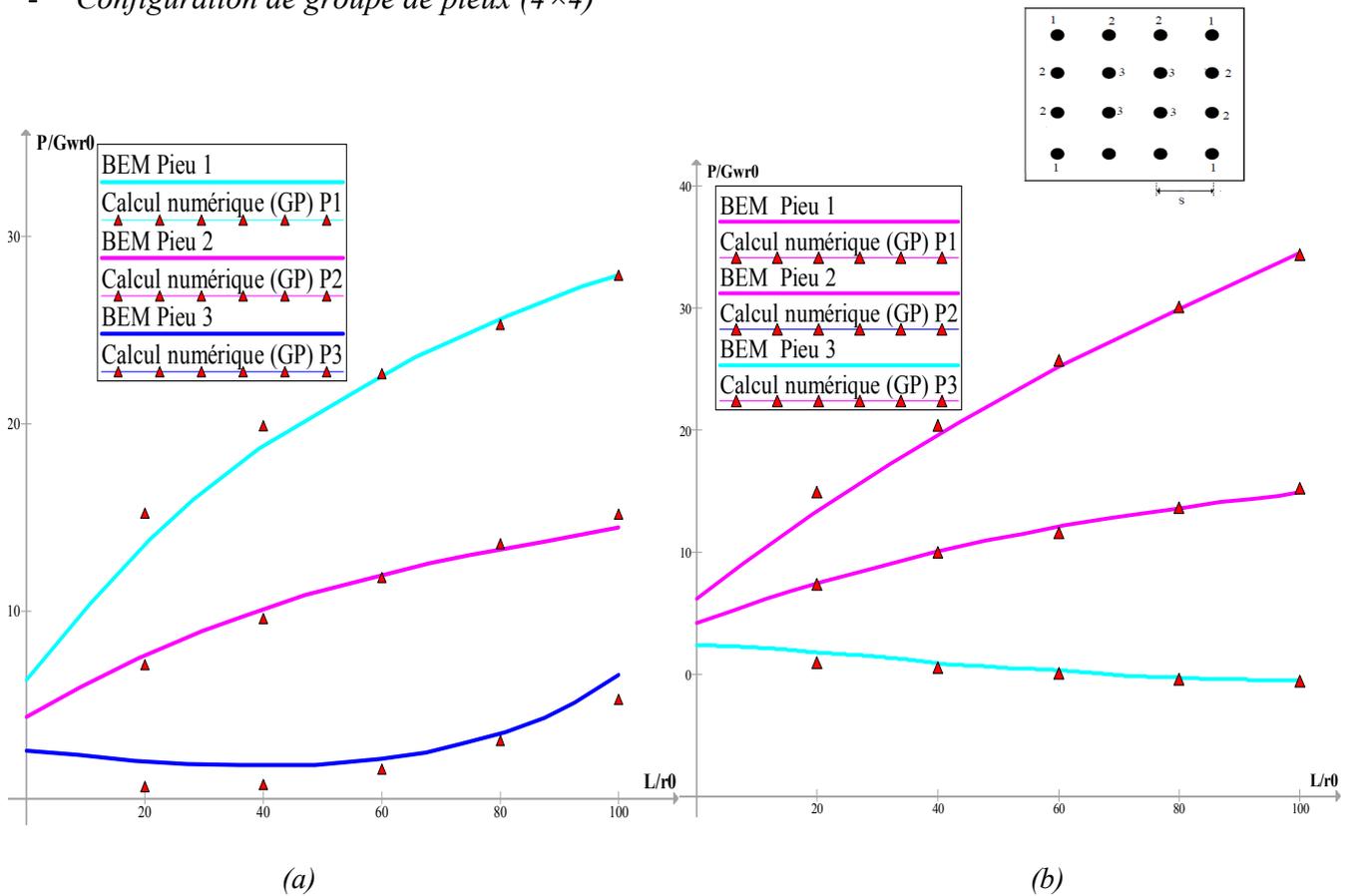


Figure 20. Comparaison de la répartition des charges à différentes pieux dans le groupe de 4×4 pieux a: ( $K=2000$ ); b: ( $K=\infty$ )

Une comparaison des rapports de tassement  $R_s$  (eq. III-22) entre le calcul analytique de Poulos et Davis (1980) et le calcul numérique obtenu par le programme **GP**

$$R_s = \frac{\text{Tassement moyenne de groupe}}{\text{Tassement de pieu isolé obtenu par la charge moyenne comme un pieu dans le groupe}} \quad \text{III-22}$$

Les figures III-21 (a et b), 23 (a et b) montrent le rapport de tassement calculé par la méthode de Poulos et Davis. (1980) et l'approche numérique avec **GP**, de différentes configurations. Les résultats comparés sont pour des valeurs  $K=1000$  et  $K=\infty$ , avec le coefficient de poisson de sol  $\nu_s=0.5$ , et  $S/r_0=10$ . Dans tous les cas, l'accord entre cette approche et les solutions de la méthode de Poulos et Davis. (1980) est raisonnable.

- Configuration de groupe de 4 pieux

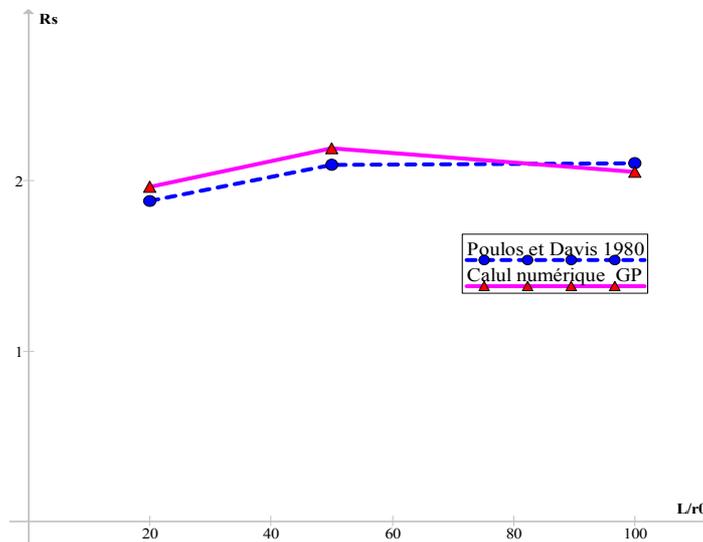


Figure III-21. a Rapport de tassement de groupe 2 × 2 pieux ( $S/r_0 = 10$  ;  $\nu_s = 0.5$  ;  $K = 1000$ )

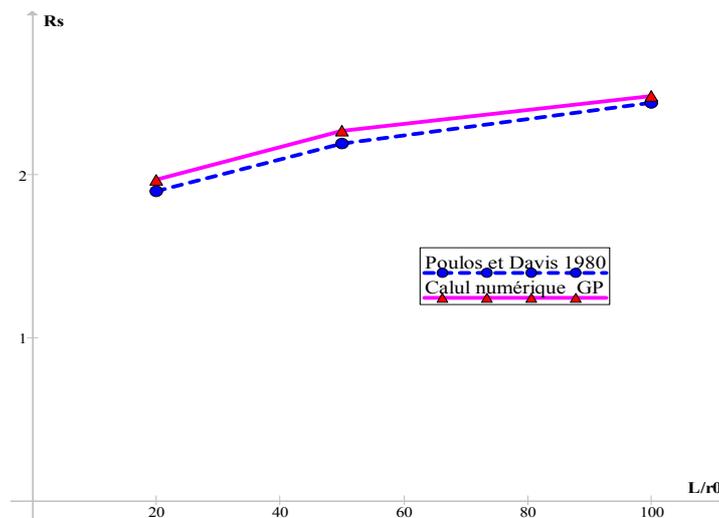


Figure III-21. b Rapport de tassement de groupe 2 × 2 pieux ( $S/r_0 = 10$  ;  $\nu_s = 0.5$  ;  $K = \infty$ )

- Configuration de groupe de 3×3 pieux

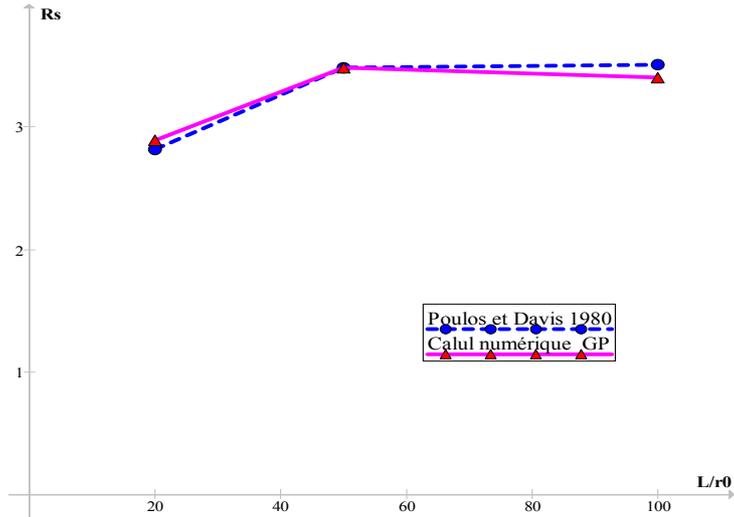


Figure III- 22. a Rapport de tassement de groupe 3×3 pieux ( $S/r_0 = 10$  ;  $\nu_s = 0.5$  ;  $K = 1000$ )

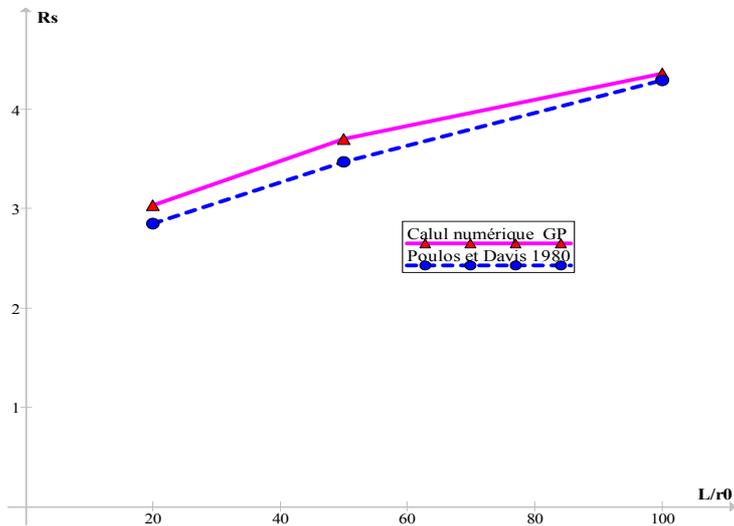


Figure III- 22. b Rapport de tassement de groupe 3×3 pieux ( $S/r_0 = 10$  ;  $\nu_s = 0.5$  ;  $K = \infty$ )

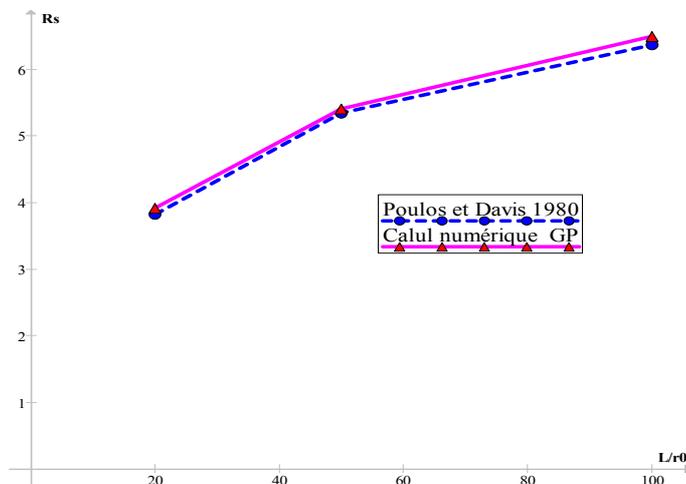


Figure III-23. a Rapport de tassement de groupe 4×4 pieux ( $S/r_0 = 10$  ;  $\nu_s = 0.5$  ;  $K = 1000$ )

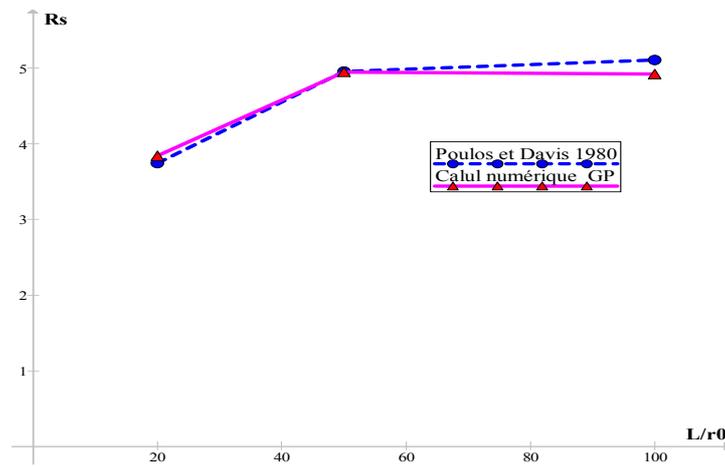


Figure III- 23. b Rapport de tassement de groupe 4×4 pieux ( $S/r_0 = 10$  ;  $\nu_s = 0.5$  ;  $K = \infty$ )

### III-6-Conclusion

L'approche numérique simplifiée a été décrite pour le calcul des réponses linéaires et non linéaires des pieux isolés et groupes de pieux en charge verticale. Dans ce chapitre il faut faire des comparaisons de calcul à l'approche numérique décrite dans ce chapitre avec des essais sur terrain et avec l'approche analytique de Poulos et Davis (1980). Par la suite avec l'approche de la méthode des équations intégrales (BEM) la plus rigoureuse. On a montré par la suite que cette méthode est satisfaisante, et valable pour prédire le comportement charge-tassement des pieux isolés et des groupes de pieux. Les études des essais sur terrain sur le groupe de pieux indiquent que le comportement charge-déplacement, menant à la rupture, peut raisonnablement prévoir l'effet du non linéarité du sol en donnant une distribution des charges plus égale aux pieux individuels du groupe. On peut noter que la capacité portante ultime de groupe de pieux ne peut être prédite en utilisant cette approche, elle doit être estimée par d'autres moyens. Dans les cas où l'installation du groupe de pieux produit des changements substantiels dans les propriétés in situ du sol (par exemple, des pieux installés dans les dépôts de sable lâches), les propriétés du nouveau sol doivent être déduites à partir des conditions de l'installation pour fournir une prédiction significative de comportement charge-tassement. La procédure de résolution présentée dans ce chapitre limitée aux analyses des pieux isolés ou groupes de pieux verticaux soumis à des charges axiales. Dans le prochain chapitre, nous comparons les résultats de cette approche avec l'approche tridimensionnelle de la méthode des éléments finis.

## **Chapitre IV. Modélisation numérique tridimensionnelle du comportement des pieux**

### **IV.1. Introduction**

Le comportement des pieux demeure difficile à analyser, aujourd'hui il demeure difficile d'appréhender de façon complexe les réactions du sol aux sollicitations des pieux. Dans ce but nous cherchons à identifier le comportement de système sol-pieu sous chargement axial.

Dans ce chapitre, on propose l'analyse numérique tridimensionnelle par éléments finis du comportement des pieux en vraie grandeur présenté au chapitre trois. En général, la simulation numérique de tels essais est compliquée et mène à des incertitudes ; ceci est dû principalement aux difficultés de reproduire l'interface sol-pieu. Ce chapitre a pour objectif de présenter une validation du comportement mécanique de l'interaction sol-pieu isolée et les groupes de pieux dans un sol argileux en présence d'éléments d'interface. Pour se faire, un code d'éléments finis a été utilisé. Il s'agit du logiciel PLAXIS 3D FOUNDATION.

PLAXIS 3D FOUNDATION est un code de calcul géotechnique d'éléments finis réservé à l'analyse des déformations et des contraintes en trois dimensions de projets des fondations et des problèmes d'interaction sol-structure. Le programme permet une génération entièrement automatique 2D et 3D de maillages par éléments finis, ce qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un maillage véritable en trois dimensions d'éléments finis basés sur une composition de sections horizontales à différents niveaux verticaux.

### **IV.2. Présentation du modèle**

Dans le logiciel PLAXIS 3D FOUNDATION, la génération d'un modèle en éléments finis 3D commence avec la création d'un modèle géométrique. Le modèle géométrique est composé de forages et de plans de travail horizontaux.

Les plans de travail sont utilisés pour définir les lignes de géométrie et les lignes de contour des structures le long du niveau d'élévation. Les forages sont utilisés pour définir la

stratigraphie du sol local, et la surface du sol pour la distribution des pressions interstitielles. A partir du modèle géométrique, un maillage 2D est généré d'abord, après quoi une extension dans la 3D (la direction y) peuvent être faites. PLAXIS 3D FOUNDATION génère automatiquement ce maillage 3D, en tenant compte des informations à partir des plans de travail et les trous de forage. Ainsi, le modèle géométrique 3D a été défini complètement avec comprenant tous les objets apparaissant dans n'importe quel plan de travail à n'importe quelle étape de la construction.

Ces maillages peuvent être désordonnés, mais la performance numérique des maillages peut donner de meilleurs résultats qu'avec les maillages réguliers des structures. Le générateur de maillage 2D nécessite un maillage général qui représente la taille moyenne de l'élément,  $l_e$ , calculé sur la base des dimensions de la géométrie extérieure ( $x_{\min}$ ,  $x_{\max}$ ,  $y_{\min}$ ,  $y_{\max}$ ) en utilisant la relation suivante :

$$l_e = \sqrt{\frac{(x_{\max} - x_{\min})(y_{\max} - y_{\min})}{n_c}} \quad IV-1$$

Où  $n_c$  = 25 (maillage très grossier)  
 = 50 (maillage grossier)  
 = 100 (maillage moyen)  
 = 200 (maillage fin)  
 = 400 (maillage très fin)

PLAXIS 3D FOUNDATION contenant différents éléments spéciaux peut modéliser tous les types de structures, telles que l'élément poutre, l'élément voile. Cependant, aucun élément de type particulier n'est appliqué au modèle de pieu. Le pieu modèle avec des éléments solides 3D (Figure IV.1) et le nombre limité de pieux qui peuvent être modélisés en raison de la capacité de la mémoire du PC. Les dimensions adoptées sont celles utilisées selon Karthigeyan et al. (2006 & 2007), à une masse du sol de largeur égale à 40 fois le diamètre du pieu et à une épaisseur de couche égalé à deux fois la longueur du pieu. (Fig. IV. 2)

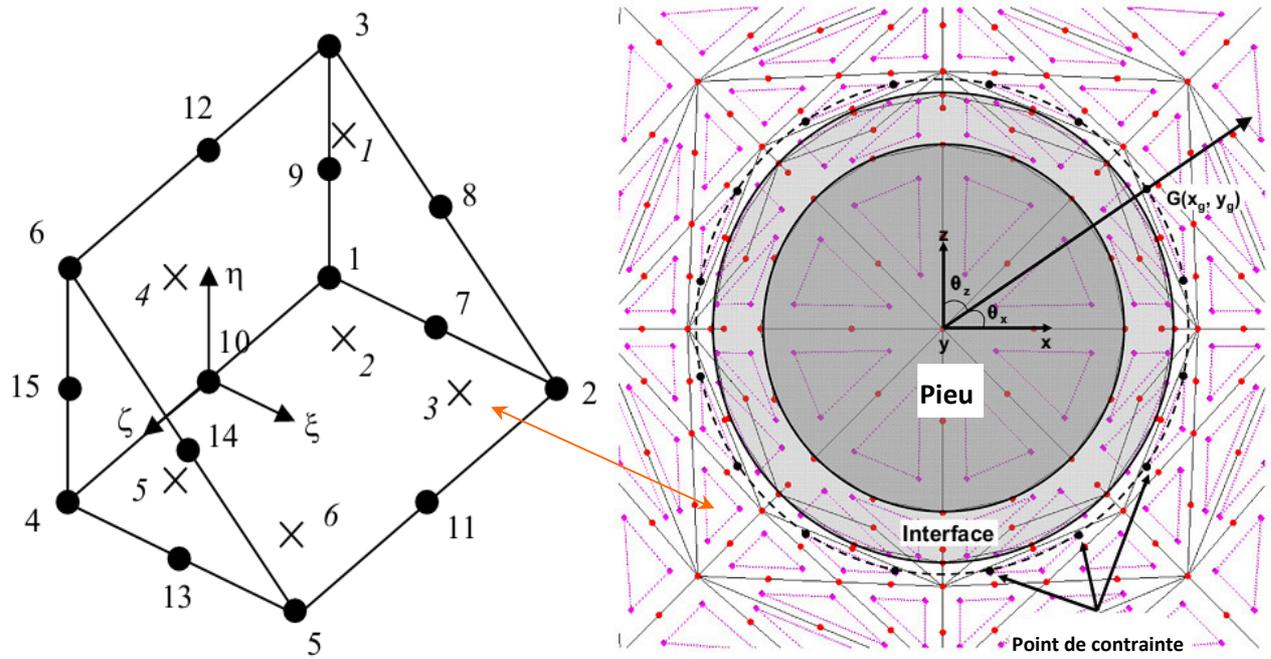


Figure IV. 1: Schéma de distribution des points de contrainte et des nœuds dans l'élément Wedge à 15 nœuds  
(Plaxis 3D Foundation Manuel, 2006)

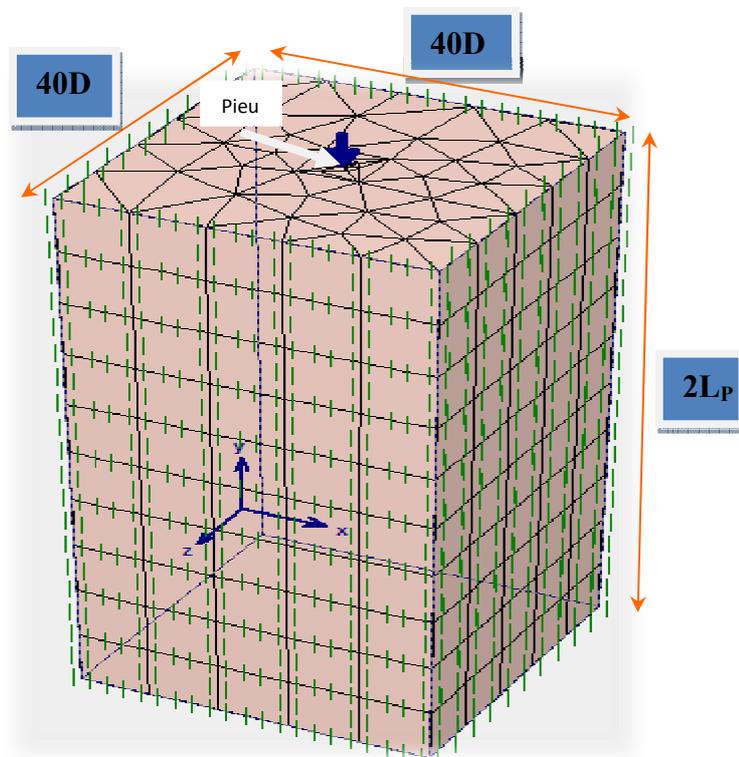


Figure IV. 2: Modèle 3D du sol pour un pieu isolé.

### IV.3 Validation de code PLAXIS 3D FOUNDATION

Pour valider ce programme, des analyses aux essais de chargement sur terrain réalisé sur pieu isolé et groupe de pieux intégrés dans un sol cohérent dans le pont de Alzey, (Sommer/Hambach. 1974). Essais de chargement sur terrain réalisé sur deux pieux isolés et groupe de 9 pieux intégrés dans un sol cohérent raide (O'Neill et al. 1982). Et par la suite des analyses sur un système mixte radier-pieux intégrés dans un sol cohérent très mou dans une zone côtière du sud-ouest en Corée (Jinhyung Lee et al. 2010).

Les tests des charges étudiées sur le comportement charge-tassement d'un pieu isolé et groupe de pieux. En comparant le calcul numérique simplifié et le calcul analytique de pieu isolé et groupe de pieux étudiés au troisième et au deuxième chapitre respectivement. Le comportement du pieu isolé et du groupe de pieux ont été analysés en utilisant PLAXIS 3D FOUNDATION.

#### IV.3.1 Partie 1

##### IV.3.1.1 Simulation numérique de Pieu isolé

Sommer & Hambach. (1974) ont fait un programme de recherche lié aux pieux forés dans l'argile surconsolidée qui a été mené pour optimiser la conception des fondations d'un pont routier en Allemand (section III.4.1.1).

Les dimensions adoptées sont celles utilisées selon Karthigeyan et al. (2006 & 2007) qui sont une masse du sol de largeur égale à 40 fois le diamètre du pieu et à une épaisseur de couche égalé à deux fois la longueur du pieu.

Le sol du massif est modélisé par des éléments solides à 15 nœuds (Fig. IV.1) et avec une loi de comportement d'un matériau élastique-parfaitement plastique du type Mohr-coulomb. Les paramètres du sol nécessaires ont été déterminés sur une base au laboratoire d'essais in situ ainsi que sur l'expérience acquise dans les conditions du sol similaire, voir le tableau IV.1.

Le pieu en béton est modélisé comme un matériau non poreux élastique linéaire avec le module de Young  $E_p = 3.10^7$  kN/m<sup>2</sup>, le coefficient de poisson  $\nu = 0.2$  et le poids volumique unitaire  $\gamma = 24$  kN/m<sup>3</sup>.

L'interface sol-pieu est modélisée par des éléments d'interface à 16 nœuds (Fig. I.13) et avec une loi de comportement élastique-parfaitement plastique du type Mohr-coulomb (section I.3.7).

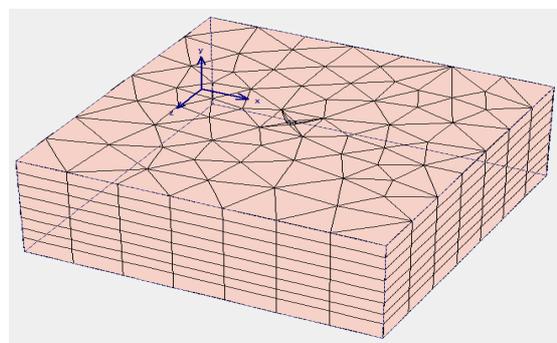
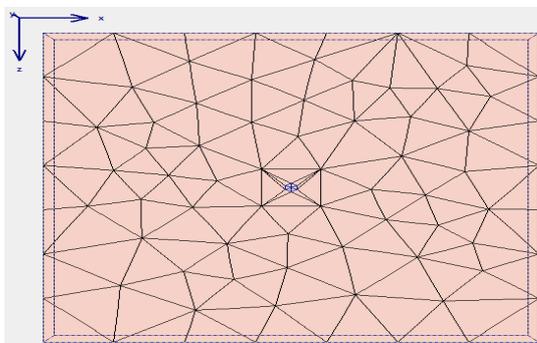
Tableau IV-1 Les paramètres du modèle de sol

Paramètres	Nom	Argile surconsolidé	Limon	Unité
Modèle de matériau	Modèle	Mohr-coulomb	Mohr-coulomb	-
Type de comportement	type	drainé	drainé	-
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	20	19	kN/m <sup>3</sup>
Module de cisaillement	E	$6 \times 10^4$	$10^4$	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.3	0.3	-
Cohésion	c	20	5	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement interne	$\phi$	22.5	27.5	°
Angle de dilatance	$\psi$	0	0	°
Facteur de réduction de résistance	$R_{\text{int}}$	1	1	-

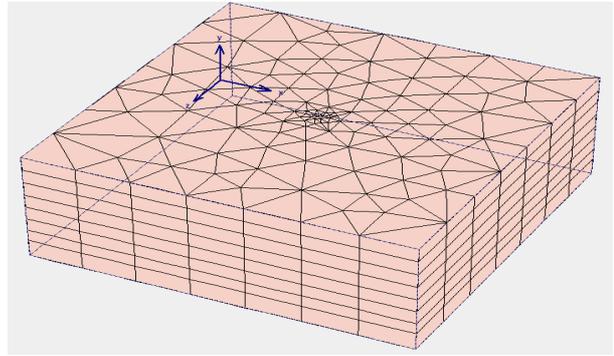
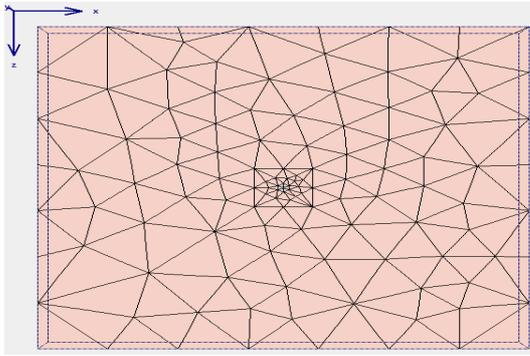
La charge est modélisée comme une charge répartie à la somme de pieu, il y a cinq variantes utilisées en maillages différents avec différents niveaux de raffinement et ont été appliqués afin de vérifier la sensibilité du raffinement du maillage sur les résultats. Le tableau IV.2 résume les principales propriétés de maillage des 5 variantes testées. Ce tableau indique également le nombre d'éléments utilisés pour modéliser le pieu dans la direction verticale. La figure IV.3 montre les différents maillages d'élément finis composés d'éléments de volume de 15 nœuds

Tableau IV-2 Maillages appliqués à l'analyse de trois dimensions de pieu isolé.

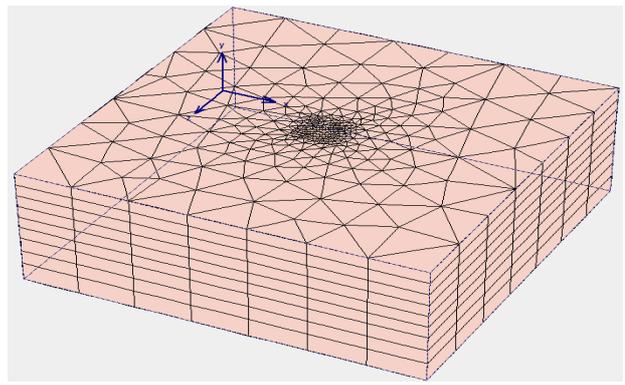
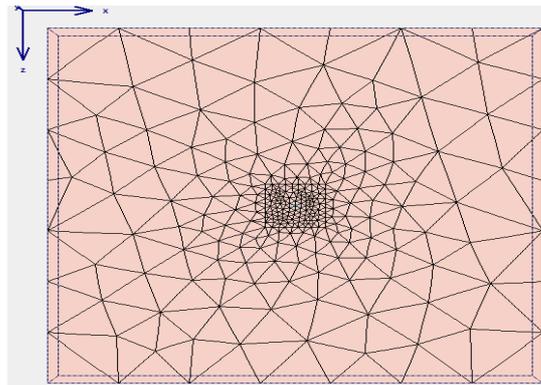
Nom du modèle	Nbre éléments / nœuds dans le plan de travail supérieur	Nbre total. éléments / nœuds pour tout le maillage 3D	Nombre de couches dans le pieu
Variante 1	144/329	1008/3217	4
Variante 2	214/469	1498/4582	4
Variante 3	546/1133	4914/13892	5
Variante 4	546/1133	6006/16746	7
Variante 5	546/1133	7644/21027	10



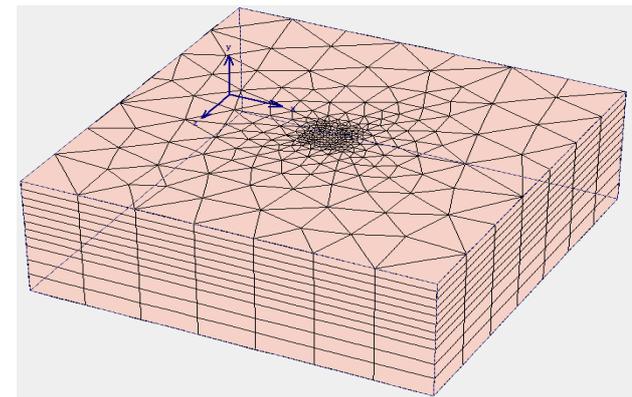
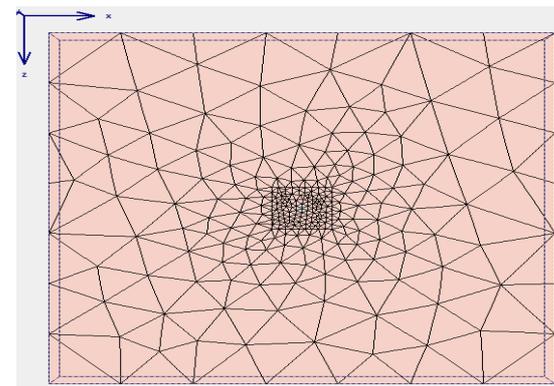
Variante 1



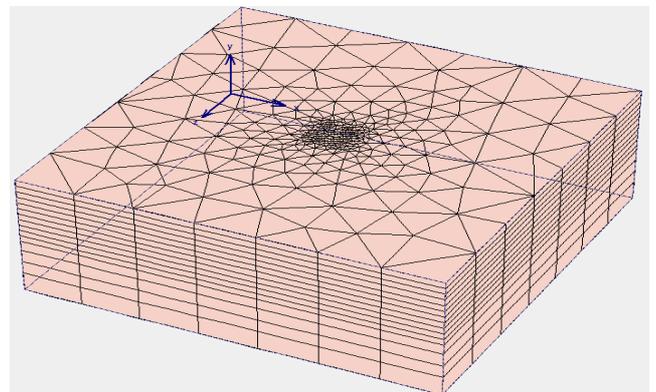
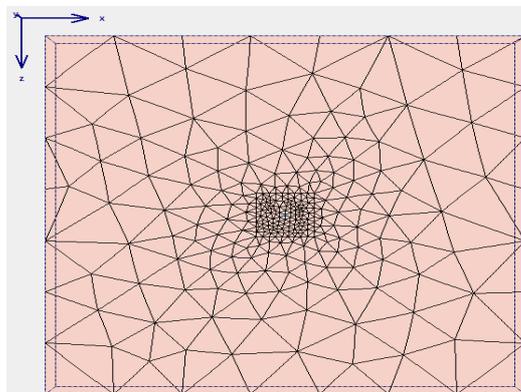
Variante 2



Variante 3



Variante 4



Variante 5

Figure IV. 3 Maillages 3D par éléments finis pour simuler le comportement de pieu isolé.

Les phases de calcul du modèle dans PLAXIS 3D (Fig. IV.4) résume comme suit les phases :

- Phase initiale

La phase initiale représente la phase de chargement par gravité du calcul d'éléments finis dans lequel le poids du sol est appliqué par des moyens de chargement par gravité. Ceci afin de produire les contraintes initiales correctes à ce modèle. Cependant, les déformations calculées dans la phase initiale ne sont pas considérées comme pertinentes pour d'autres calculs. Par conséquent, ces déplacements sont, par défaut, remis à zéro au début de la phase de calcul suivant.

- Phase d'installation de pieu

Dans cette phase, on sélectionne la zone du pieu et on remplace le sol à l'endroit du pieu par du béton pour activer le pieu, où les effets d'installation du pieu ne sont pas modélisés. Dans cette étape.

- Phase de chargement

Tous les modèles ont été chargés jusqu'à la rupture avec des incréments de 500 kN à fin de comparer avec les résultats du test.

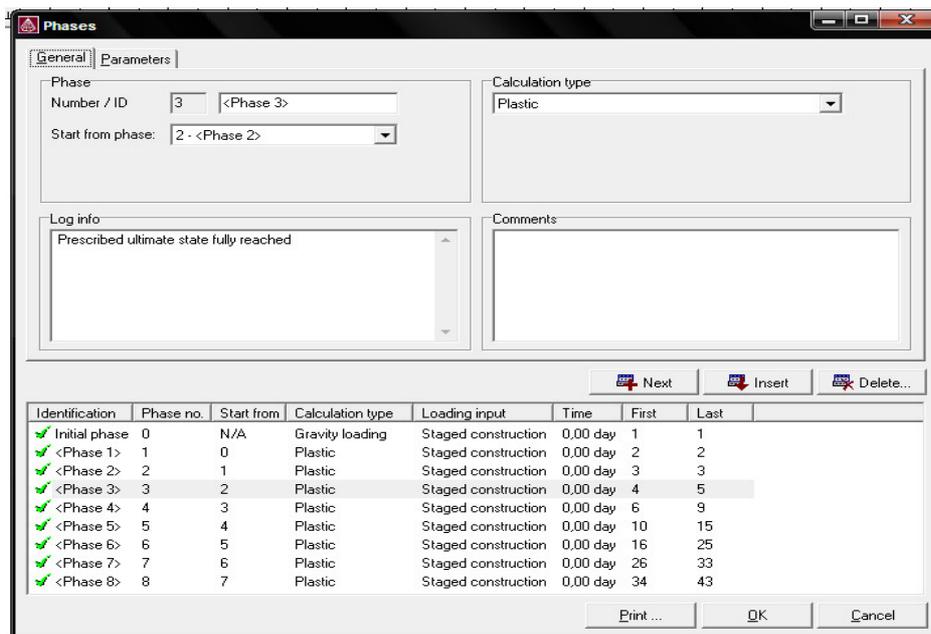


Figure IV.4 Les phases de calcul de model

La figure IV.5 montre les courbes de charge-tassement dans les différentes analyses 3D. Le déplacement vertical du sommet du pieu a été tracé. Les résultats semblables jusqu'à 2000kN, à des niveaux plus élevés de charge, les résultats des maillages 3, 4, et 5 montrent de petites différences. Ces résultats démontrent la stabilité du programme. Néanmoins, il est recommandé de vérifier la sensibilité du raffinement du maillage sur les résultats pour chaque cas individuel.

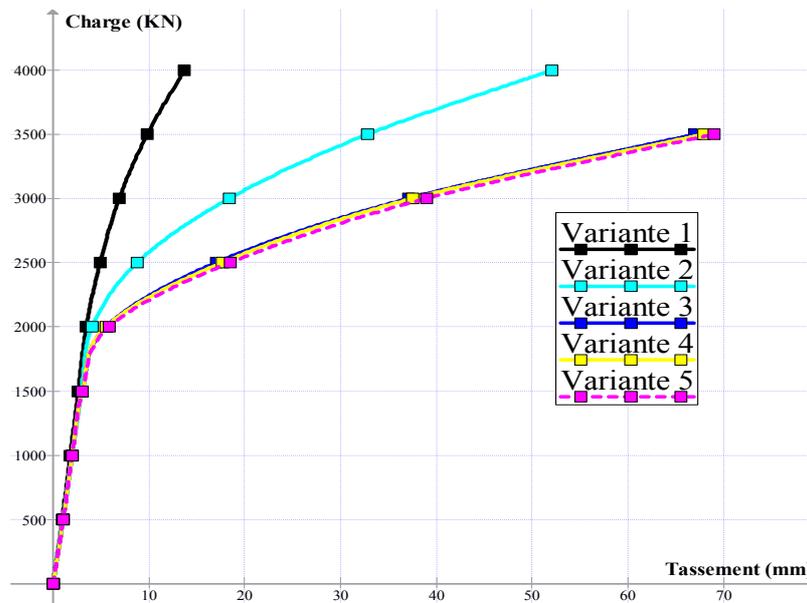


Figure IV. 5 Les courbes 3D de charge-tassement pour les différents maillages

La figure IV.6 montre une comparaison entre le modèle numérique obtenue par PLAXIS 3D, le résultat de calcul numérique (PI), le calcul analytique (présente au chapitre 3) et les résultats des essais sur le terrain de pieu. Il ya une bonne concordance entre la simulation numérique et les mesures sur le terrain jusqu'à une charge de travail d'environ 2000 kN. Néanmoins, l'analyse tridimensionnelle montre un comportement relativement mou à un niveau plus élevé de charge. Pour un chargement de 2000KN (limite de phase élastique), tableau IV-3 montre le résultat de tassement des différentes méthodes de calcul obtenues à partir d'essais sur le terrain, calcul numérique avec Plaxis 3DF, Calcul numérique de (PI) et le calcul analytique de Poulos et Davis 1980.

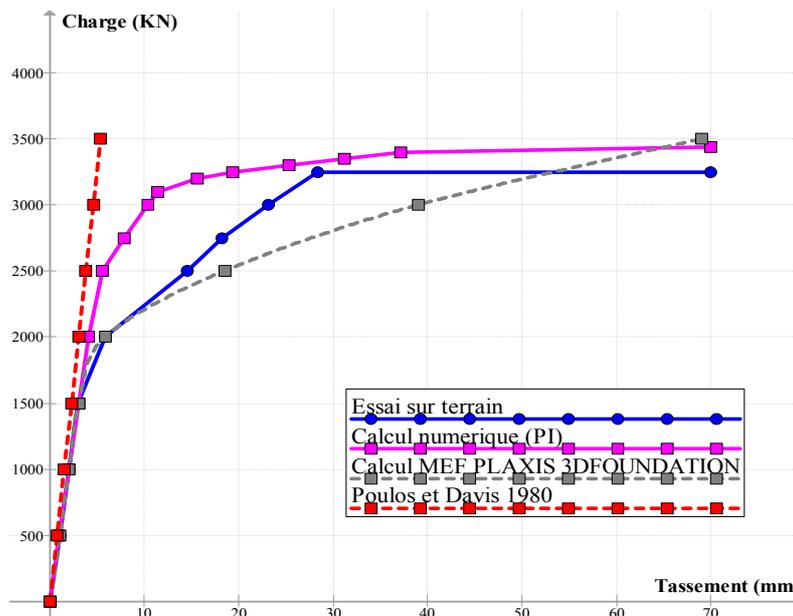


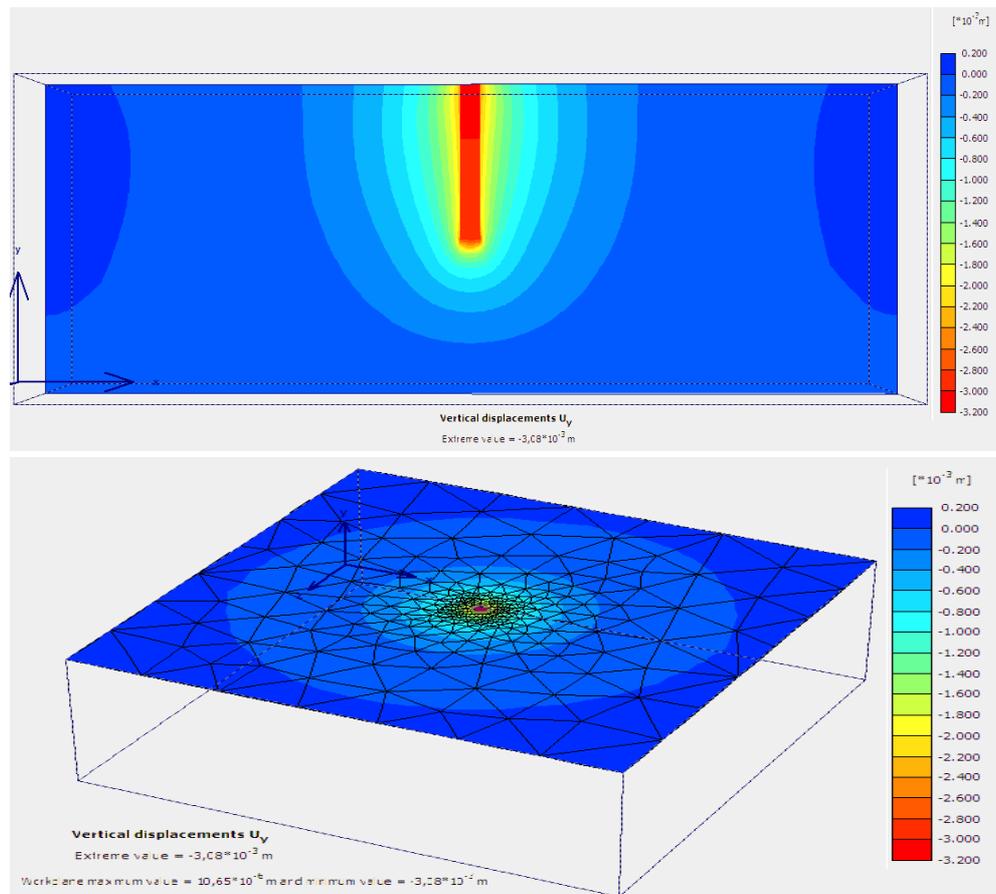
Figure IV.6 Comparaison entre les résultats numériques, les résultats analytiques et les résultats des mesures sur place.

Tableau IV-3 Le résultat de tassement de différentes méthodes de calcul Pour un chargement de 2000KN (limite de phase élastique)

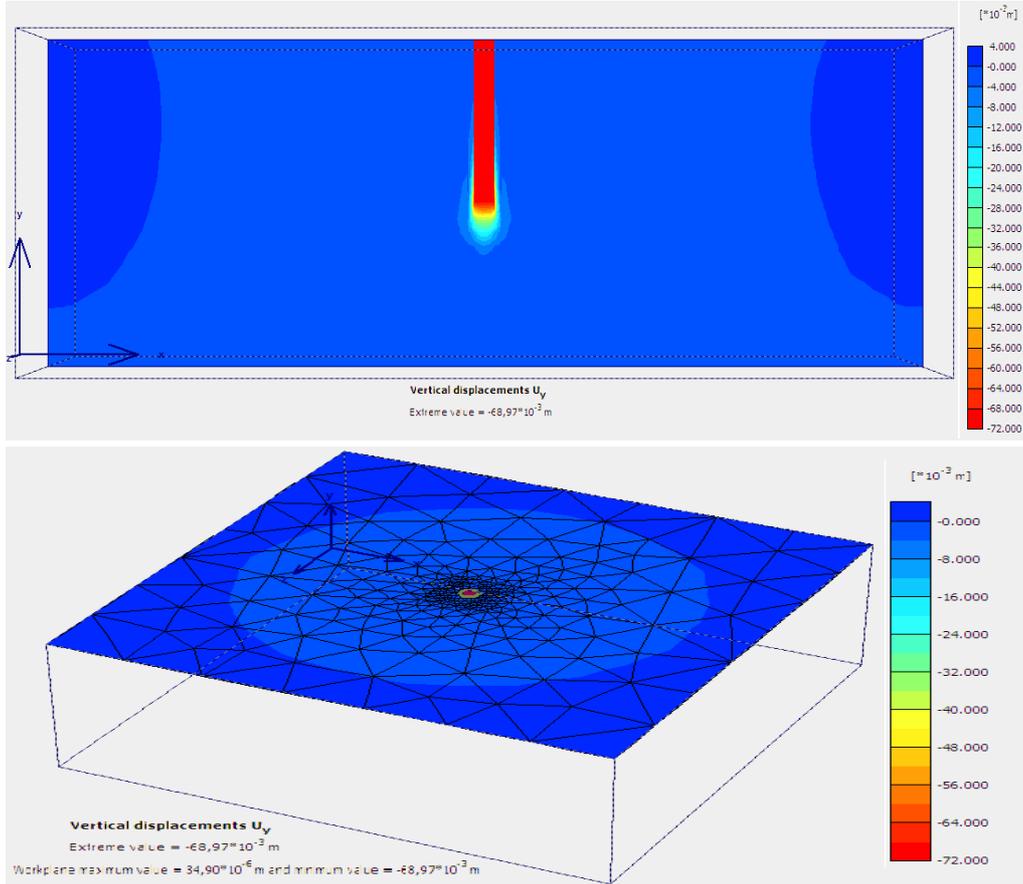
Déférents calcul	Tassement (mm)
Essai sur terrain	5.99
Plaxis 3DF	5.88
Calcul numérique de (PI)	4.11
Poulos et Davis 1980 (calcul analytique)	3.07

La figure IV.7 montre quelques résultats de la déformation obtenue par PLAXIS 3D FOUNDATION pour la variante 5 (voir Tableau IV-2). A des niveaux plus élevés de charge, la déformation plastique du sol contrôle le comportement de tassement du pieu. Ces déformations plastiques sont concentrées dans une zone étroite autour du fût du pieu. L'extérieur de cette zone plastique réduit le comportement du sol et reste essentiellement élastique. Par conséquent, le creux de tassement sous des charges de (1500 kN (Fig. IV.5-a)) est plus large que sous les charges près du niveau de charge ultime (de 3500 kN (Fig. IV.5-a)).

La figure IV.8 montre la distribution des charges axiales le long du pieu.



a-Déformation obtenue par la charge de 1500KN



b-Déformation obtenue par la charge de 3500KN

Figure IV.7 Résultats des déformations en utilisant PLAXIS 3D FOUNDATION

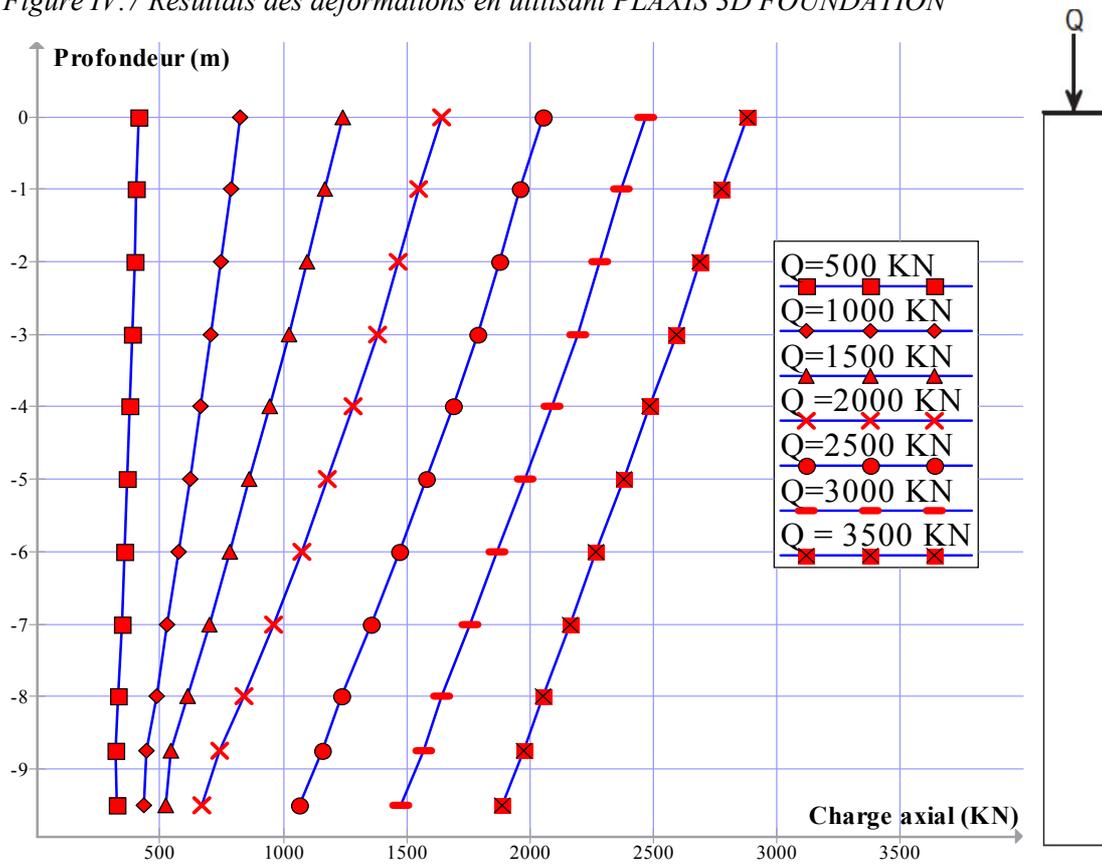


Figure IV. 8 Distribution des charges axiales le long du pieu

### IV.3.1.2 Comportements de groupe de pieux dans le pont D'Alzey (radier flexible)

On présente dans cet exemple l'analyse de comportements des fondations mixtes radier - pieux dans le Pont Alzey (Sommer/Hambach. 1974). Les piliers du pont se composent de deux piles séparées, fondées chacune sur un groupe de pieux. Les pieux de fondation ont un diamètre de 1.5 m et une longueur de 24.5 m avec 6 pieux pour chaque pile. Le comportement de charge-tassement de la toute fondation a été suivi pendant et après la construction pour obtenir des informations sur l'action de groupe.

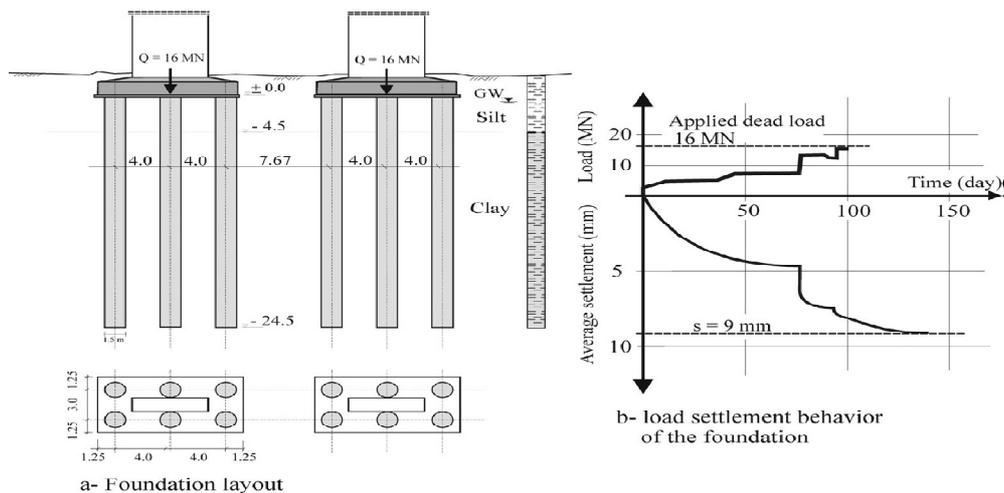


Figure IV. 9 Dispositions de Fondation et le comportement de charge-tassement

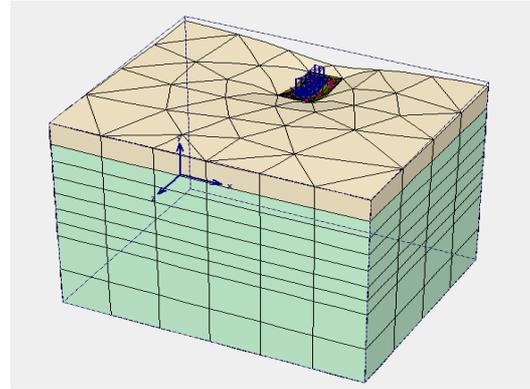
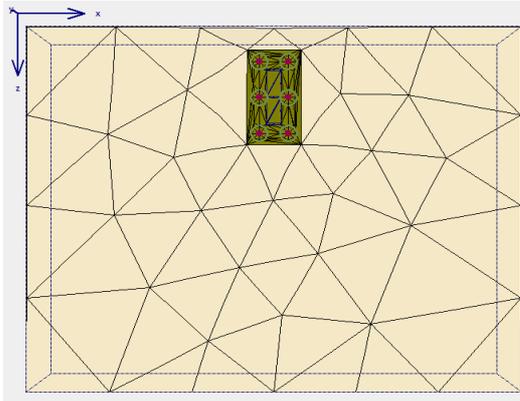
Le sol du massif est modélisé par une loi de comportement d'un matériau élastique-parfaitement plastique du type Mohr-coulomb, les paramètres du sol nécessaires ont été déterminés sur une base au laboratoire et sur des essais in situ ainsi que sur l'expérience acquise dans les conditions du sol similaire, voir le tableau IV.1.

Le pieu en béton est modélisé comme un matériau non poreux élastique linéaire avec module de Young  $E_p = 3.10^7 \text{ kN/m}^2$ , coefficient de Poisson  $\nu = 0.2$  et poids volumique  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ .

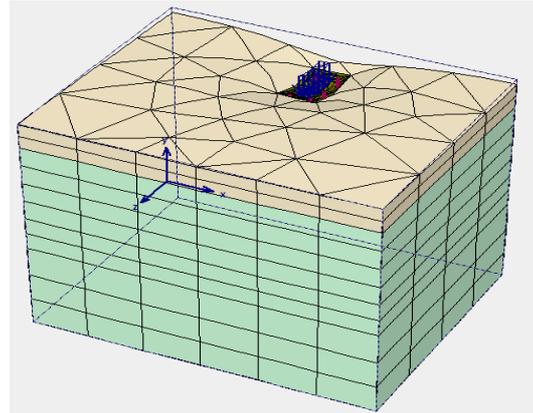
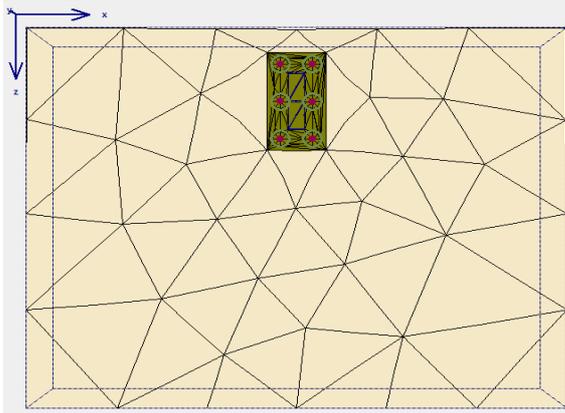
Le radier en béton d'épaisseur 1.5 m, est modélisé comme des éléments plaque triangulaire a 6 nœuds avec six degrés de liberté par nœud: trois degrés de liberté en translation et trois degrés de liberté en rotation, avec un comportement élastique linéaire. Le module de Young  $E_r = 3.10^7 \text{ kN/m}^2$ , le coefficient de poisson  $\nu = 0.2$  et le poids volumique  $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ .

Les contraintes initiales ont été générées en employant le chargement de pesanteur et les pressions interstitielles ont été générées à partir à du niveau de la nappe phréatique jusqu'à la surface libre.

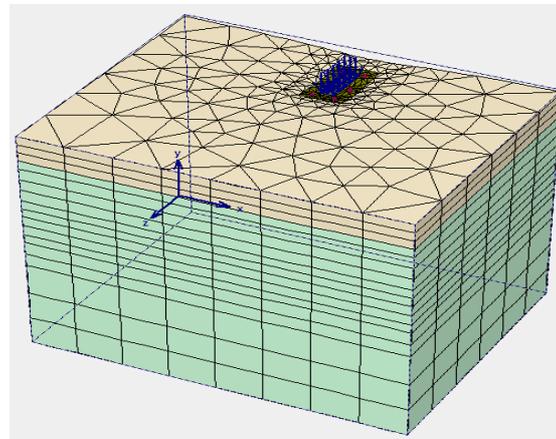
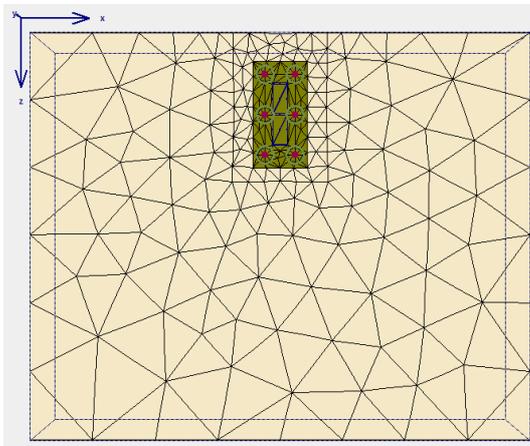
Pour l'analyse de fondation radier-pieux, on utilise trois types de maillage différents raffinés (Voir la figure IV.10. Tableau IV-4) qui résume les principales propriétés des 3 différents maillages.



Variante 1



Variante 2



Variante 3

Figure IV.10 Maillages 3D par éléments finis pour simuler le comportement des fondations.

Analyses de trois dimensions en éléments finis sont appliquées pour étudier sa fiabilité pour déterminer l'action de groupe de pieux. Les résultats de la méthode des éléments aux frontières (El-Mossallamy 1999) seront utilisés pour les comparer avec les résultats des analyses en 3D par éléments finis.

Tableau IV-4 Principales propriétés des 3 maillages utilisées pour l'analyse du groupe de pieux.

Nom du modèle	Nbre éléments / nœuds dans le plan de travail supérieur	Nre total. éléments / nœuds pour tout le maillage 3D	Nombre de subdivisions de pieux
Variante 1	198/513	1656/5729	7
Variante 2	198/513	2024/6857	8
Variante 3	302/733	7276/22008	14

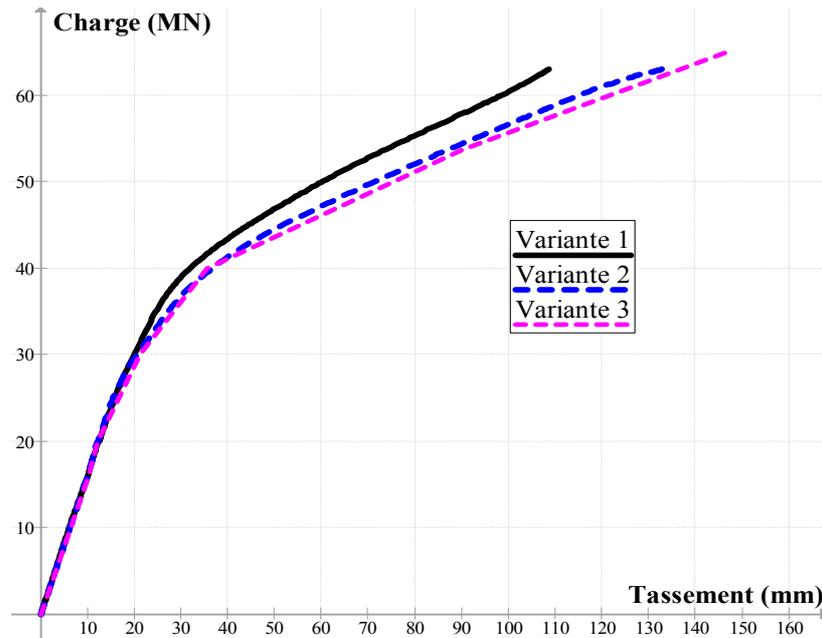


Figure IV.11 Comportement de charge-tassement des différentes variantes de tout le fondement

Les résultats calculés pour le comportement de charge-tassement de la fondation mixte radier - pieux sont présentés dans la figure IV.11. Les différents maillages donnent presque le même résultat à 30 MN.

Le tableau IV-5 indique le tassement calculé à la charge de travail appliqué de 16 MN pour les différentes méthodes de calcul.

Le tableau IV-5 Le tassement calculé de pile de pont d'Alzy.

Méthodes	Tassement (mm)
Mesurée (Sommer/Hambach, 1974)	9.0
Calcul numérique avec Plaxis 3D	10.23
Calcul numérique avec <b>GP</b>	10.53
Calcul analytique (Poulos et Davis 1980)	7.64

Les lignes de contour de tassement à la surface du sol sont présentées dans la figure IV.12-a pour démontrer les résultats en 3D. Le tassement de la radier est montré dans la figure IV.12-b.

Ces résultats montrent la capacité de PLAXIS 3D FOUNDATION pour prédire le comportement de charge-tassement du groupe de pieux dans des conditions de travail afin de vérifier les exigences d'entretien.

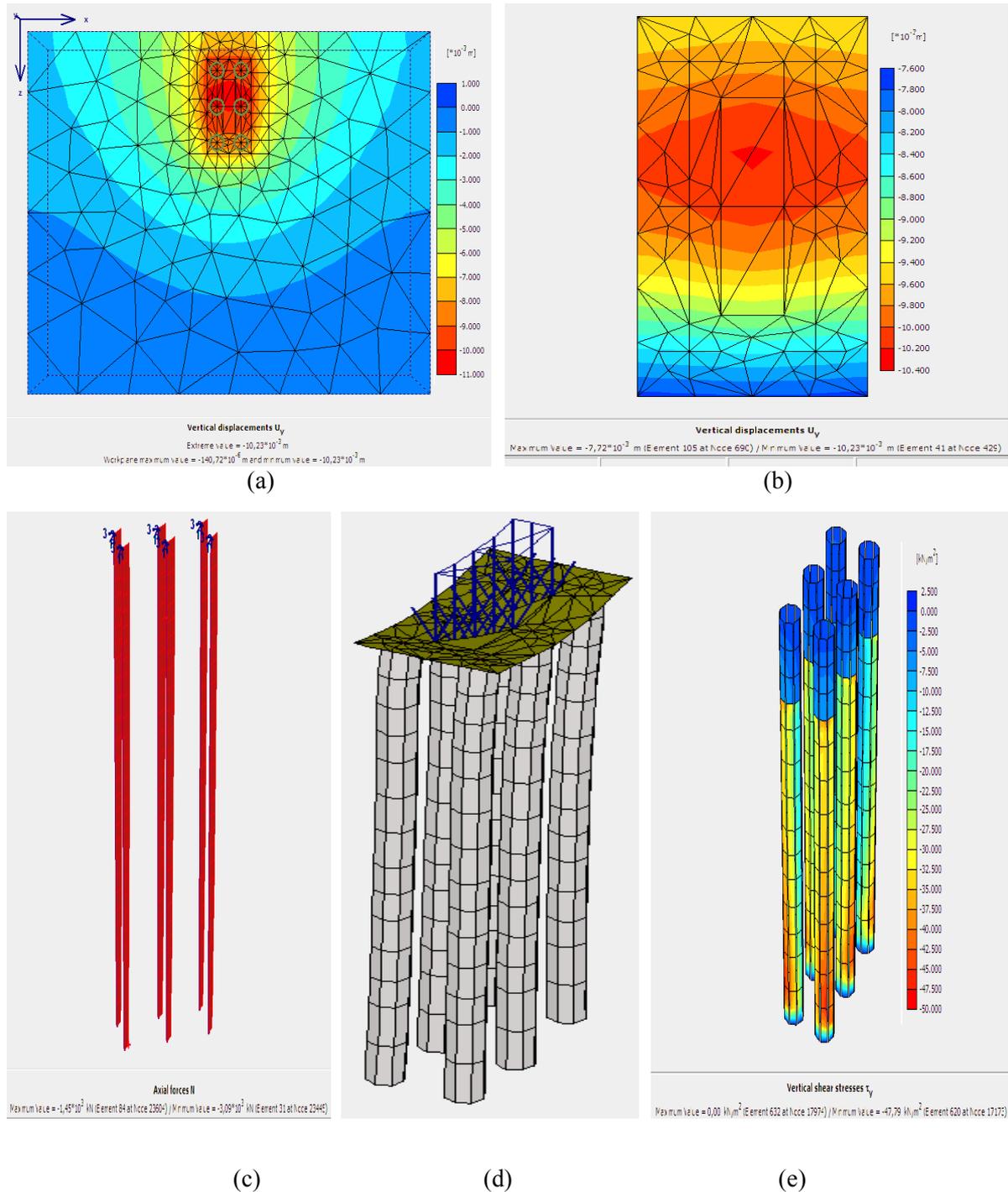


Figure IV.12 Résultats des analyses de la pile de pont d'Alzy à l'aide de PLAXIS 3D FOUNDATION.

(a) Tassement à la surface du sol ;(b) Tassement de radier ; (c) distributions de charge axiale sur pieux;(d) La déformée des pieux ;(e) mobilisation de frottement latérale distribuée aux pieux

Le comportement de charge-tassement des pieux dans un groupe de pieux est totalement différent du pieu isolé correspondante. L'action du groupe représente le comportement du

groupe de pieux comparée à celle du pieu isolé. Le pieu isolé (Fig. IV.13) de longueur  $L_p=24.5$  m et d'un diamètre  $D=1.5$  m, le maillage 3D utilisé dans la modélisation de 7130 éléments et de 19544 nœuds.

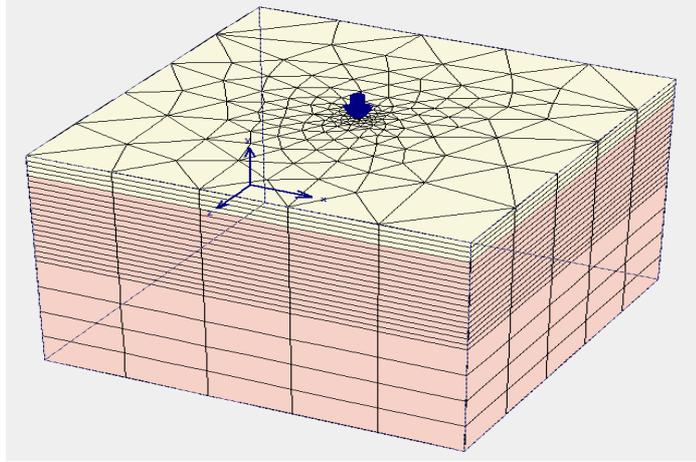


Figure IV.13 Maillage 3D en éléments finis pour simuler le comportement d'un pieu isolé.

La figure IV.14 montre la comparaison du comportement charge-tassement de pieu isolé avec le comportement charge-tassement du moyen de groupe de pieux. L'action du groupe concernant la charge de travail de 16 MN est égale à  $10.23/3.42 \approx 3$ . Les résultats de la méthode des éléments aux frontières (El-Mossallamy 1999) peuvent être déterminés à être dans l'ordre de 3,0. Cette valeur est en bon accord avec les résultats des mesures effectuées. Ces résultats démontrent la capacité de PLAXIS 3D FOUNDATION pour prédire l'action de groupe de pieux.

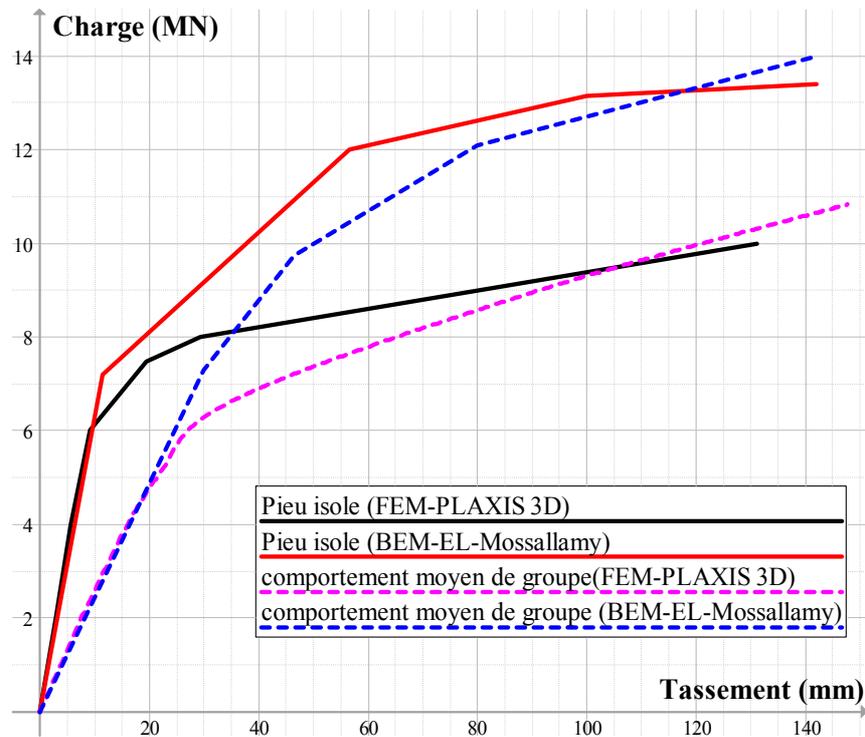


Figure IV.14 L'action de groupe de pieux

### IV.3.2 Partie 2

#### IV.3.2.1 Simulation numérique de Pieu isolé

O'Neill et al. (1982) ont fait un teste avec pieu tubulaire fermé à l'extrémité en acier, le pieu de rayon externe  $r_0=137$  mm, avec une épaisseur de paroi de 9.3 mm, et de longueur  $L_p = 13.1$  m. Le pieu a été installé dans une argile surconsolidée avec une augmentation linéaire du module de cisaillement qui a été déduite à partir des données avec  $G_s = 47,9$  MN/m<sup>2</sup> à la surface du sol et  $G_b = 151$  MN/m<sup>2</sup> à la base du pieu. Les profils de résistance au cisaillement non drainé ont été déduits à partir des essais triaxiaux non drainés et non consolidés en laboratoire. Le profil de la cohésion non drainée de l'analyse est comme suit:  $C_{us} = 47.9$  kN/m<sup>2</sup> à la surface du sol et  $C_{ub} = 239$  kN/m<sup>2</sup> à la base du pieu. Le coefficient de Poisson du sol  $\nu_s = 0.5$ . Il faut apporter une attention particulière au maillage 3D et il faut affiner les maillages dans le domaine proche de la fondation, surtout dans la direction verticale. La taille d'un élément vertical autour du pieu ne doit pas être supérieure à celle du diamètre du pieu (encore, Ngoc – Thanh NGUYEN et al. (2006) trouvent même idée pour la modélisation des pieux).

Le pieu isolé considère comme un tube circulaire (Fig. IV.15) en acier fermé à l'extrémité par un bouchon de rayon externe  $r_0=137$  mm, avec une épaisseur de paroi de 9.3 mm, et de longueur  $L_p = 13.1$  m, le tube circulaire modélise par des éléments coque.

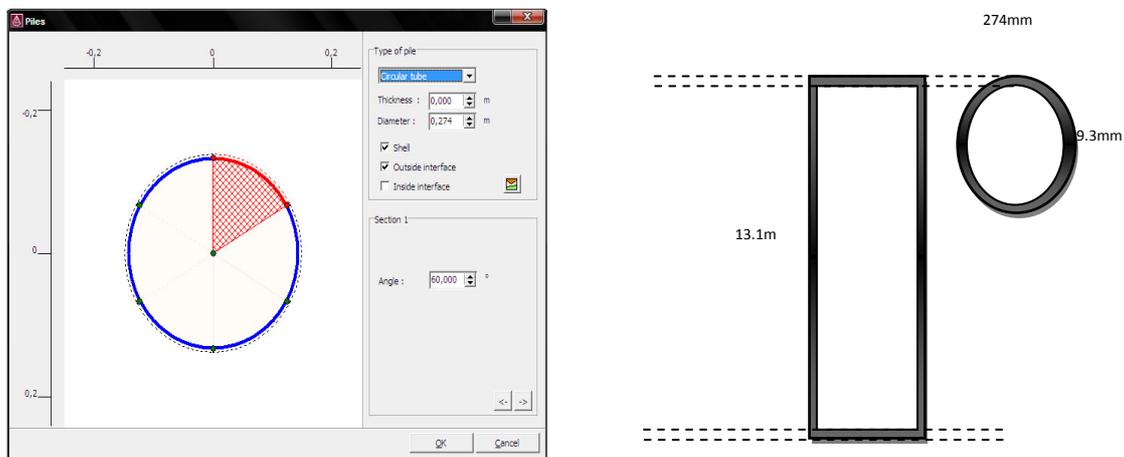


Figure IV.15 Modèle de pieu à tube circulaire en acier fermé aux extrémités

Le tube circulaire et le bouchon sont modélisés par une loi de comportement élastique linéaire avec module de Young  $E_p = 2.1 \cdot 10^8$  KN/m<sup>2</sup> et coefficient de poisson  $\nu = 0.1$ .

#### - Modélisation du Sol

Les dimensions adoptées sont celles utilisées par Karthigeyan et al. (2006 & 2007). Elles sont

égales à une masse du sol d'une largeur qui est égale à 40 fois le diamètre du pieu et d'une épaisseur de la couche du sol égale à deux fois la longueur du pieu.

Le sol du massif est modélisé par des éléments solides à 15 nœuds (Fig. IV.1) avec une loi de comportement élastique-parfaitement plastique du type Mohr-coulomb, les paramètres sont associés à cette loi et sont au nombre de cinq, deux pour la partie élastique (module de Young et coefficient de Poisson) et trois pour la partie plastique (la cohésion, l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance) avec des propriétés indiquées au tableau IV-6. On a cherché à introduire des conditions d'interface sol/pieu proches des recommandations habituelles:  $\tau = \alpha \times c_u$  (section II.3.5.2.).

Tableau IV-6 Les paramètres du modèle de sol

Paramètres	Nom	Argile surconsolidé	Unité
Modèle de matériau	modèle	Mohr-coulomb	-
Type de comportement	type	non drainé	-
Poids volumique saturé	$\gamma_{sat}$	20	kN/m <sup>3</sup>
Module de cisaillement	G	$47.9 + 7.78 \times z (\times 10^3)$	KN/m <sup>2</sup>
Cohésion non drainée	$c_u$	$47.9 + 14.58 \times z$	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu_u$	0.495	-
Angle de frottement interne	$\phi$	0	°
Angle de dilatance	$\psi$	0	°
Facteur de réduction de résistance	$R_{int}$	0.65	-

PLAXIS permet de spécifier le comportement non drainé dans une analyse en contraintes effectives en utilisant les paramètres du modèle effectif. Ceci peut être réalisé en transformant la forme inversée de la loi de Hooke en fonction du terme de contrainte total et les paramètres non drainés  $E_u$  et  $\nu_u$ .

Ou

$$E_u = 2G(1 + \nu_u)$$

IV.2

Ainsi, l'option spéciale pour le comportement non drainé dans PLAXIS est telle que les paramètres effectifs G et  $\nu$  sont transférés en paramètres non drainés  $E_u$  et  $\nu_u$ .

Le comportement entièrement incompressible est obtenu pour  $\nu_u=0.5$ . Cependant, il mène à la singularité de la matrice de rigidité. En fait, l'eau n'est pas totalement incompressible même si un module de compressibilité réaliste pour l'eau soit très grand.

Toutefois, elle conduit à la singularité de la matrice de rigidité. En effet, le module volumique réel de l'eau est très grand. Pour éviter les problèmes numériques causés par une très faible compressibilité, il faut prendre  $\nu_u=0,495$ .

Cette option spéciale pour modéliser le comportement des matériaux non drainés sur la base des paramètres du modèle effectif puissent être pris pour tous les modèles de matériaux dans le programme de PLAXIS. Cependant, pour un tel projet et pour des essais in situ en laboratoire peuvent être réalisés pour obtenir les paramètres du sol non drainé, PLAXIS offre la possibilité d'une analyse non drainée avec une entrée directe de la résistance de cisaillement ( $c_u$  ou  $s_u$ ) et  $\varphi = \varphi_u = 0^\circ$  dans M-C et H-S.

La charge est modélisée comme étant une charge répartie à la somme des pieux. Le modèle de maillage est présenté dans le tableau IV-7 suivant :

Tableau IV-7 Maillages appliqués à l'analyse de trois dimensions de pieu isolé.

/	Nbre éléments / nœuds dans le plan de travail supérieur	Nbre total. éléments / nœuds pour tout le maillage 3D	Nombre de couches à pieu
Modèle choisi	168/369	19824/53029	49

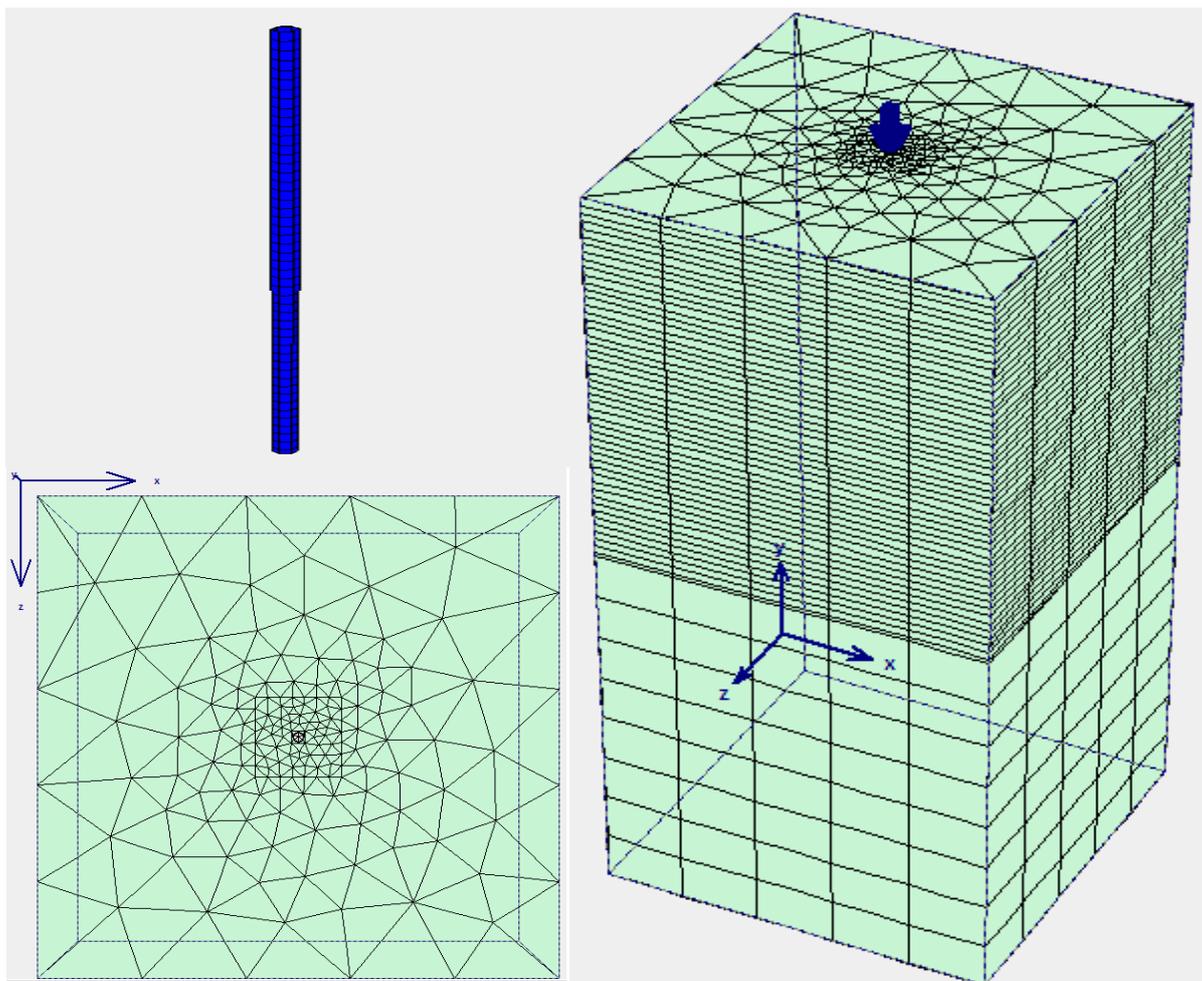


Figure IV.16 Maillages en 3D par éléments finis utilisés pour simuler le comportement du pieu tubulaire isolé.

Les phases de calcul du modèle dans plaxis 3D (Fig. IV.17) sont résumées comme suit:

- Phase initiale

La phase initiale représente la phase de chargement par gravité dans le calcul par des éléments finis dans lesquels le poids du sol est appliqué par des moyens de chargement par gravité. Ceci afin de produire les contraintes initiales correctes dans le modèle. Cependant, les déformations calculées dans la phase initiale ne sont pas considérées comme pertinentes pour d'autres calculs. Par conséquent, ces déplacements sont, par défaut, remis à zéro au début de la phase de calcul suivante.

- Phase d'installation de pieu

Dans cette phase, on sélectionne la zone du bouchon et on remplace le sol par l'acier pour activer le bouchon, par la suite on active le tube circulaire, où les effets d'installation du pieu ne sont pas modélisés.

- Phase de chargement

Tous les modèles ont été chargés jusqu'à la rupture avec des incréments de 100 kPa afin de les comparer avec les résultats du test.

Identification	Phase no.	Start from	Calculation type	Loading input	Time	First	Last
Initial phase	0	N/A	Gravity loading	Staged construction	0,00 day	47	47
Construction de pieu	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 day	78	78
Charge de 100KN	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 day	79	80
Charge de 200KN	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 day	81	82
Charge de 300KN	4	3	Plastic	Staged construction	0,00 day	83	85
Charge de 400KN	5	4	Plastic	Staged construction	0,00 day	86	89
Charge de 500KN	6	5	Plastic	Staged construction	0,00 day	90	94
Charge de 600KN	7	1	Plastic	Staged construction	0,00 day	95	101

Figure IV. 17 Les phases de calcul du modèle

La figure IV.18 montre une comparaison entre le modèle numérique obtenu avec PLAXIS 3D, le résultat du calcul numérique (présenté au chapitre3), analytique (présenté au chapitre2) et les résultats d'essai sur terrain du pieu isolé. Il ya une bonne concordance entre la simulation numérique et les mesures sur terrain jusqu'à une charge de travail d'environ 300 kN. Néanmoins, l'analyse tridimensionnelle montre un comportement relativement souple à un niveau plus élevé de charge. L'absence d'élément d'interface dans le calcul numérique unidimensionnel de (PI) donne une réponse rigide par rapport au résultat de mesure in situ et de PLAXIS 3D.

La figure IV.19 montre quelques résultats de déplacement obtenue par PLAXIS 3D FOUNDATION à des niveaux plus élevés de charge.

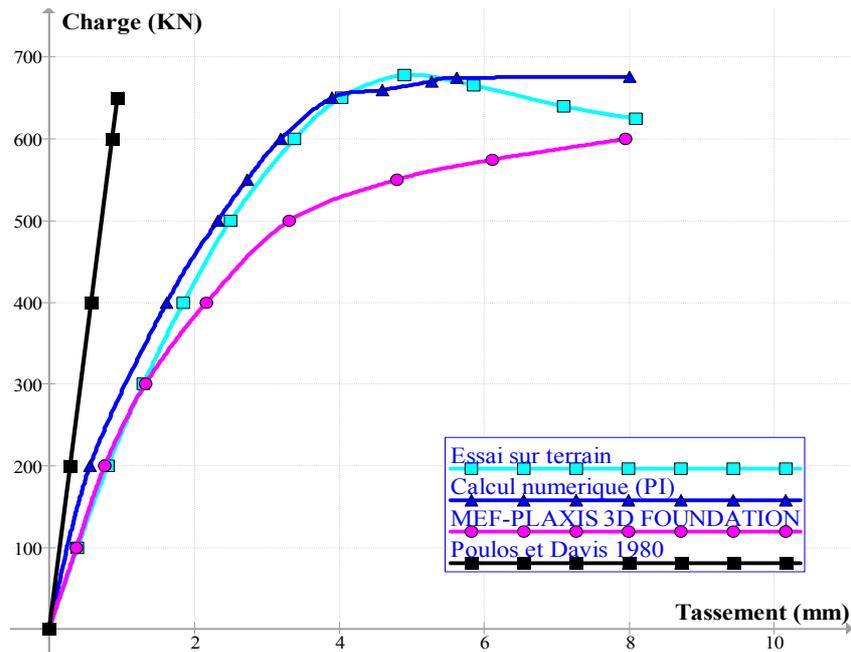
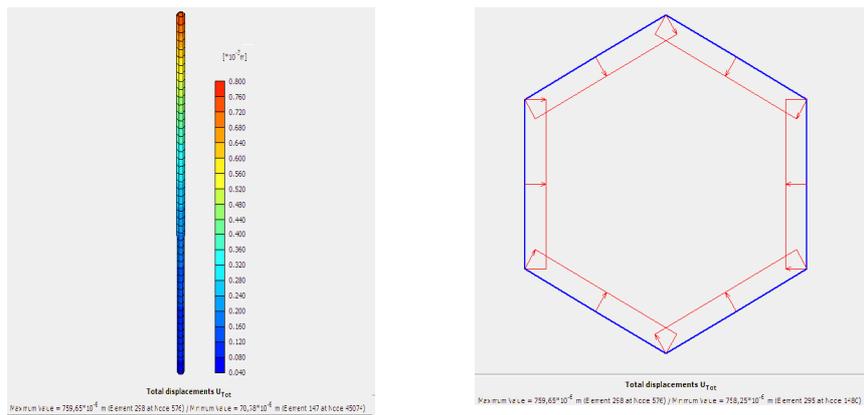
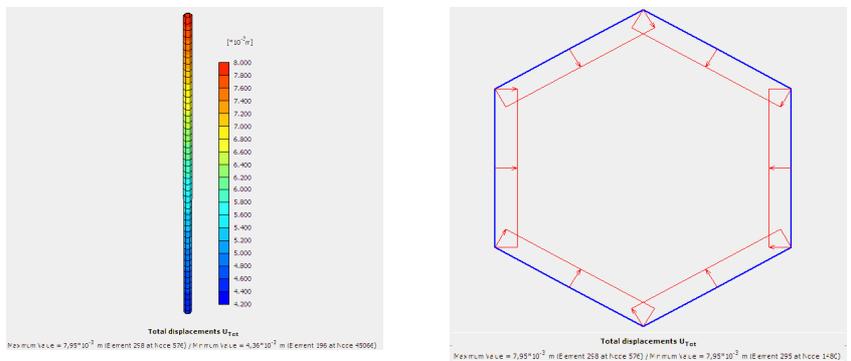


Figure IV. 18 Comparaison entre les résultats numériques et les résultats analytiques et les résultats des mesurés.



a-Déformation obtenue par la charge de 200kN



b-Déformation obtenue par la charge de 600kN

Figure IV. 19 Résultats des déplacements PLAXIS 3D FOUNDATION.

## IV.3.2.2 Comportements de groupe de pieux (radier rigide ne touchant pas le sol)

On a modélisé d'abord un groupe de 9 pieux tubulaires fermés à l'extrémité en acier. Chaque pieu est d'un rayon externe de  $r_0=137$  mm, d'épaisseur de paroi égale à 9.3 mm, et de longueur  $L=13.1$ m dans une argile surconsolidée, les caractéristiques des pieux et du sol sont présentés à la section IV. 3.1. Le radier rigide mince ne touche pas le sol pour exclure l'interaction entre le radier et le sol. Le radier est modélisé comme des éléments plaque triangulaire a 6 nœuds avec six degrés de liberté par nœud: trois degrés de liberté en translation et trois degrés de liberté en rotation, avec un comportement élastique linéaire.

Pour analyser le groupe de pieux, on utilise un maillage raffiné (Voir la figure IV.20.) et le tableau IV-8 qui résume les principales propriétés de maillage.

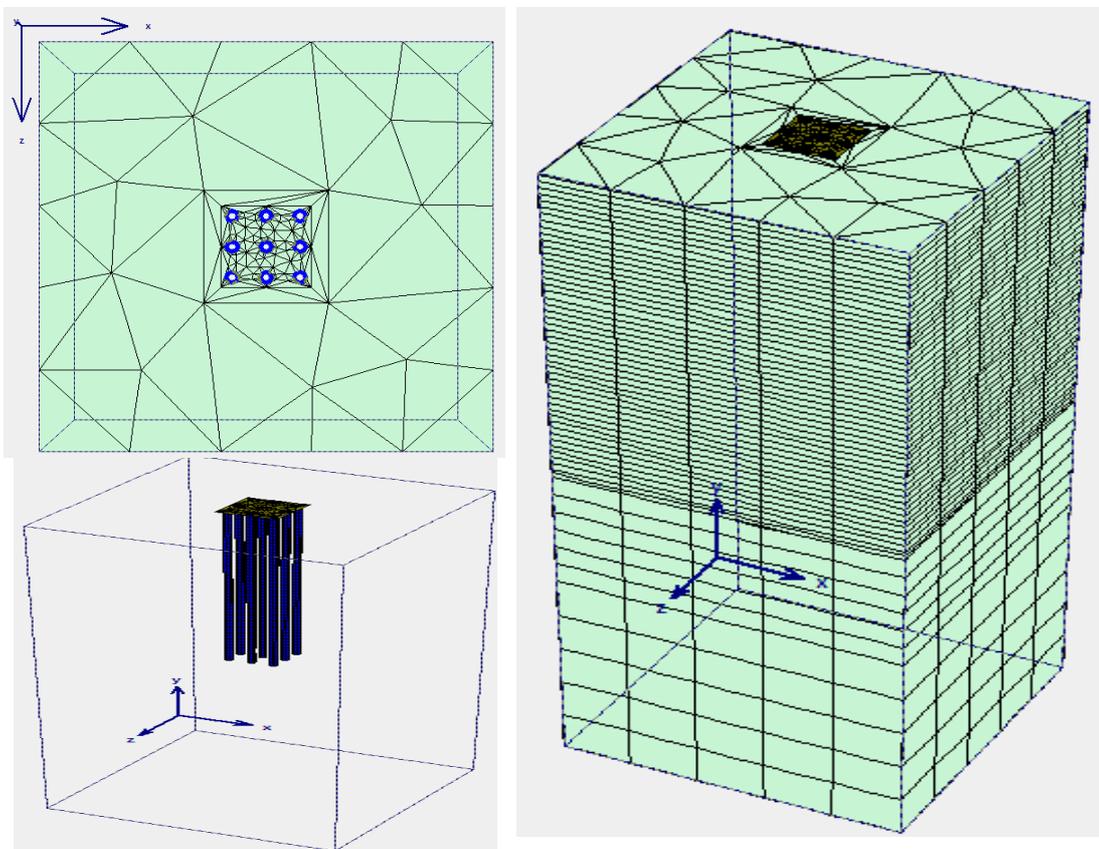


Figure IV.20 Maillages en 3D par éléments finis utilisés pour simuler le comportement de groupe de pieux tubulaires.

Tableau IV-8 Maillages appliqués à l'analyse de trois dimensions de groupe de pieux.

/	Nbre éléments / nœuds dans le plan de travail supérieur	Nbre total. éléments / nœuds pour tout le maillage 3D	Nombre de subdivisions de pieux
Modèle choisi	358/881	19096/61017	49

La figure IV.21 montre la comparaison de comportement charge – tassement des essais sur terrain du groupe de pieux (3×3) avec les valeurs calculées par la simulation numérique en PLAXIS 3D FOUNDATION de groupe de pieux, et le résultat du calcul numérique de (GP) et analytique (présenté au chapitre 2). L'analyse numérique avec (GP) et l'analyse analytique de (Poulos et Davis 1980) donne un comportement rigide par rapport aux résultats d'essai sur terrain et les résultats de Plaxis 3D, car l'interface sol-pieu n'est pas pris en considération dans le calcul.

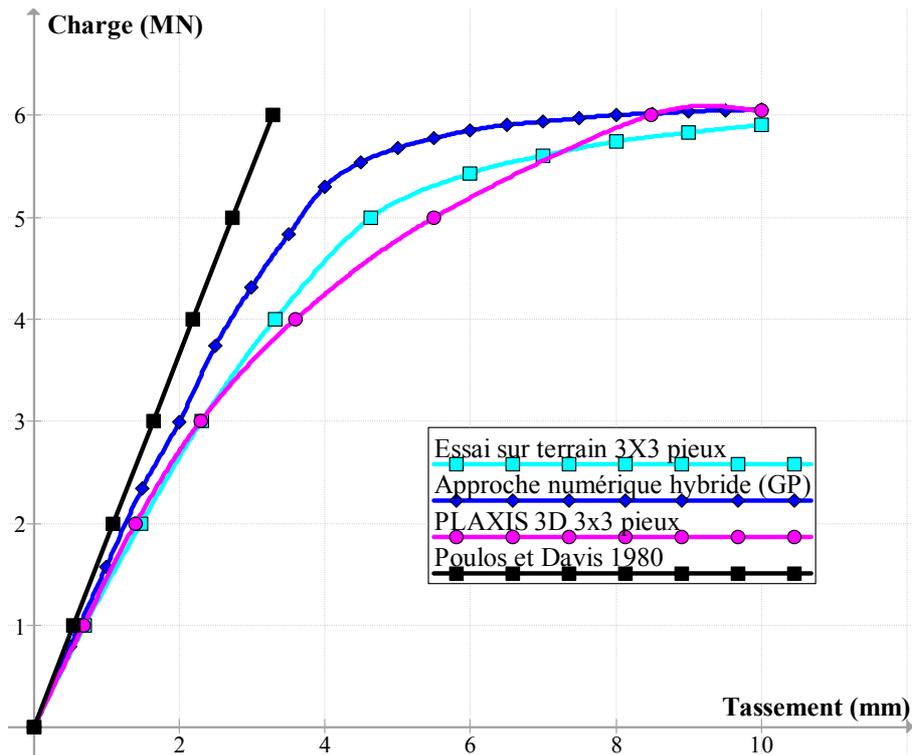


Figure IV.21 Comparaison entre les résultats numériques, les résultats analytiques et les résultats des mesures de comportement charge-tassement

Le comportement de charge-tassement des pieux dans un groupe de pieux est totalement différent du pieu isolé correspondant. L'action du groupe représente le comportement du groupe de pieux comparée à celle du pieu isolé. La figure IV.22 montre la comparaison de comportement de charge-tassement de pieu isolé et le comportement de charge-tassement de la moyenne du groupe de pieux (espacement = 3D) sous la même charge moyenne.

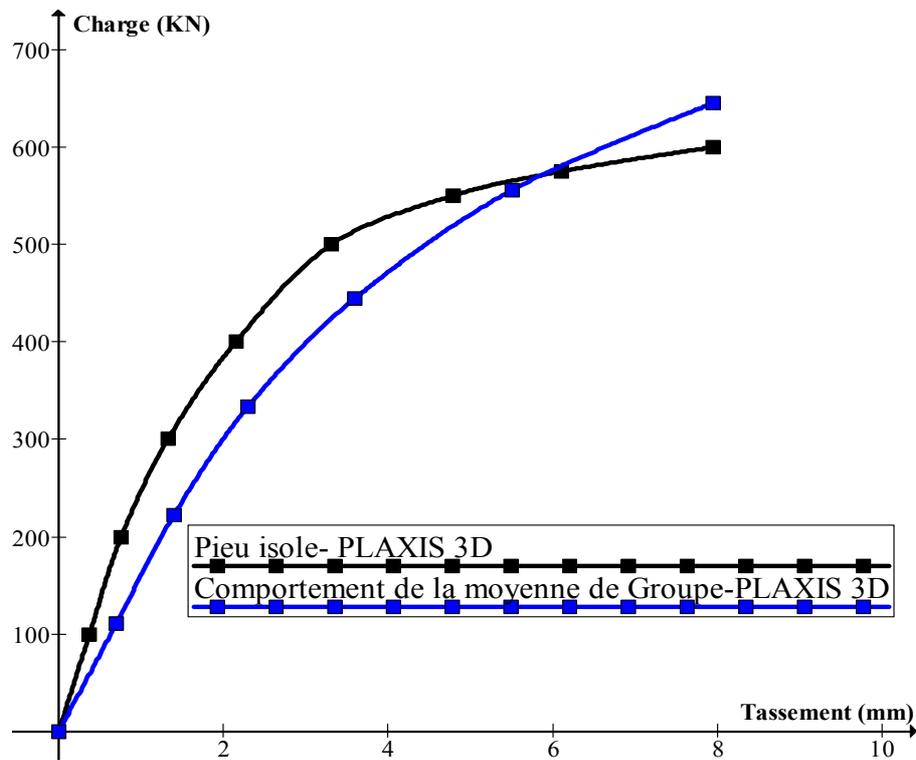


Figure IV.22 Action de groupe de pieux

#### IV.4 Simulation numérique de fondation mixte radier– pieux dans une argile molle

Dans cette partie, on étudie en trois dimensions le comportement d'une fondation mixte radier-pieux (PR) dans une argile molle basée sur une étude numérique 3D, la simulation numérique est effectuée ici en utilisant le logiciel PLAXIS 3D FOUNDATION.

En Corée, une zone côtière du sud-ouest a été développée depuis les années 1990. Dans ce domaine, une couche d'argile molle, d'environ 20-30 m d'épaisseur, a été déposée sur une couche portante. Ainsi, les conceptions de fondation basées sur le concept de radier sur pieux sont adoptées pour empêcher l'utilisation d'un grand nombre de pieux.

Jinhyung Lee et al. (2010) ont réalisé une étude en trois dimensions du comportement des groupes à pieux longs, et avec des fondations mixtes radier-pieux (section I.4.2) dans des sols cohérents très mous basés sur une étude numérique en 3D en utilisant le code de calcul en éléments finis ABAQUS. On cherche à préciser comment le concept de fondation mixte radier-pieux peut apporter des solutions aux ouvrages dans ces sols. On a pu analyser l'interaction sol/radier et sol/pieux. Les pieux, radier et le sol ont été modélisés par des éléments brique à 27 Nœuds. Un maillage relativement fin a été utilisé près de l'interface sol-pieu avec un maillage grossier qui a été utilisé plus loin du pieu, dans cette étude les pieux du groupe d'un diamètre  $D=0.5$  m et d'une longueur  $L_p=16$  m, le radier carré est de largeur  $B=10$  m et d'une

épaisseur  $t_r = 1\text{ m}$ , la charge axiale est appliquée comme pression uniforme à la surface de radier. La nappe phréatique est située à la surface libre du sol. Le changement des contraintes dans le sol lors de l'installation du pieu est à ne prendre pas en considération.

Dans cette partie, nous allons comparer les résultats de PLAXIS 3D avec les résultats d'ABAQUS, le sol du massif est modélisé par une loi de comportement d'un matériau élastique-parfaitement plastique de type Mohr-coulomb, le pieu et le radier modélisé par une loi de comportement élastique linéaire. Les paramètres nécessaires du sol, des pieux et de radier sont présentés dans le tableau IV.9 suivant :

Tableau IV-9 Les paramètres des modèles utilisés dans l'analyse

paramètre	Nom	Argile molle	Roche	Radier	Pieu	Unité
modèle de matériau	modèle	M-C	M-C	élastique	élastique	-
Type de comportement	type	drainé	drainé	non poreux	non poreux	-
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	18	20	25	25	kN/m <sup>3</sup>
Module de cisaillement	E	$5 \times 10^3$	$500 \times 10^3$	$3 \times 10^7$	$1.25 \times 10^7$	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.4	0.3	0.2	0.25	-
Cohésion	c	3	0.1	-	-	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement interne	$\phi$	20	45	-	-	°
Angle de dilatance	$\psi$	0	0	-	-	°
Coefficient de pression latérale de terre	$K_0$	0.65	0.5	-	-	-

Les contraintes initiales ont été générées en employant le chargement de pesanteur. La valeur initiale  $K_0 = 0.65$  dans une argile molle. Les pressions interstitielles ont été générées à partir du niveau de la nappe phréatique à la surface libre.

La figure IV.23 montre la comparaison de comportement charge-tassement moyen du système mixte radier-pieux (PR) et du radier sans pieux (UR) avec les deux codes de calcul numérique en éléments finis ABAQUS et PLAXIS 3D. La réponse de radier (UR) obtenue avec ABAQUS et PLAXIS 3D sont identiques. La réponse du système radier-pieux (PR) obtenue avec ABAQUS et celle de PLAXIS 3D sont identiques jusqu'à la charge de 4 MN. Néanmoins, le calcul obtenu avec PLAXIS 3D montre un comportement relativement souple par rapport au calcul obtenu par ABAQUS.

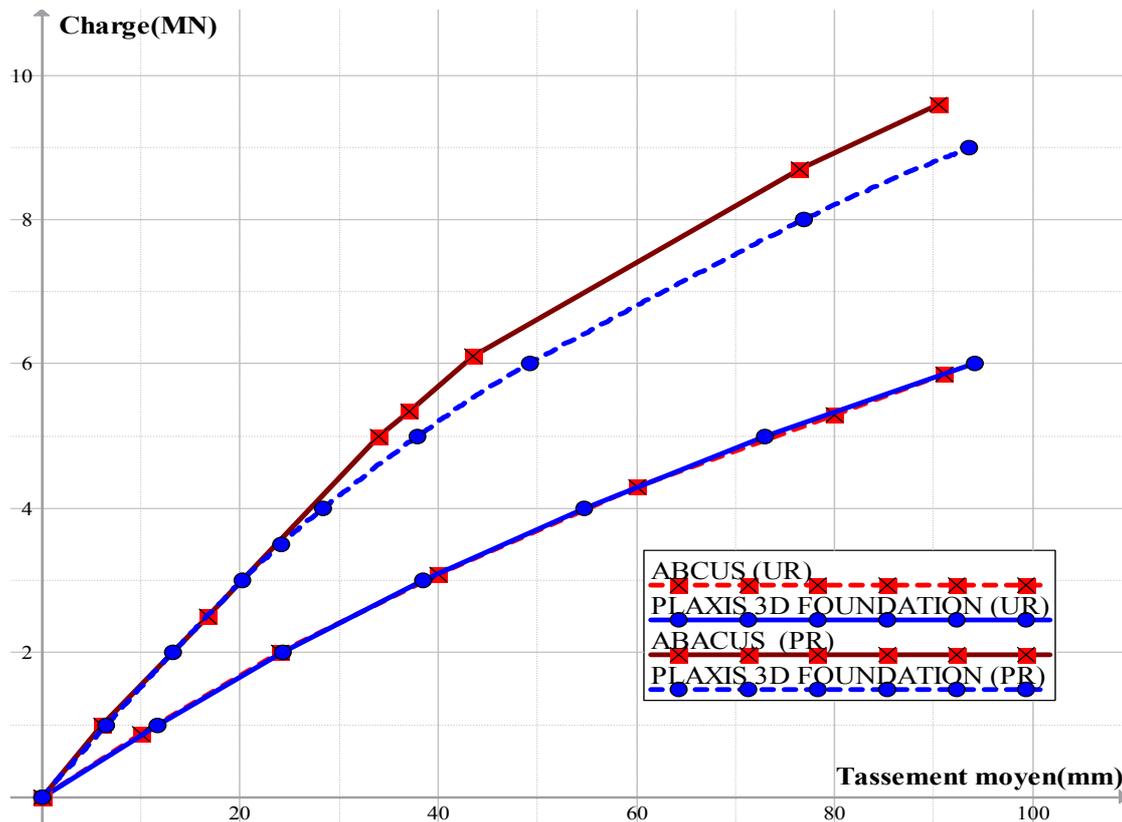


Figure IV.21 Comparaison entre les résultats numériques de comportement charge-tassement moyen de radier (UR) et de radier-pieux (PR)

Le tableau IV-10 résume le coefficient du système radier-pieux déterminé par PLAXIS et ABAQUS pour une charge de 5MN. Le coefficient du système radier-pieux  $\alpha_{PR}$ , décrit le rapport de la somme de toutes résistances des pieux,  $\Sigma R_{pieu}$ , à la charge totale de fondation,  $R_{tot}$  (Reul et Randolph 2004) :

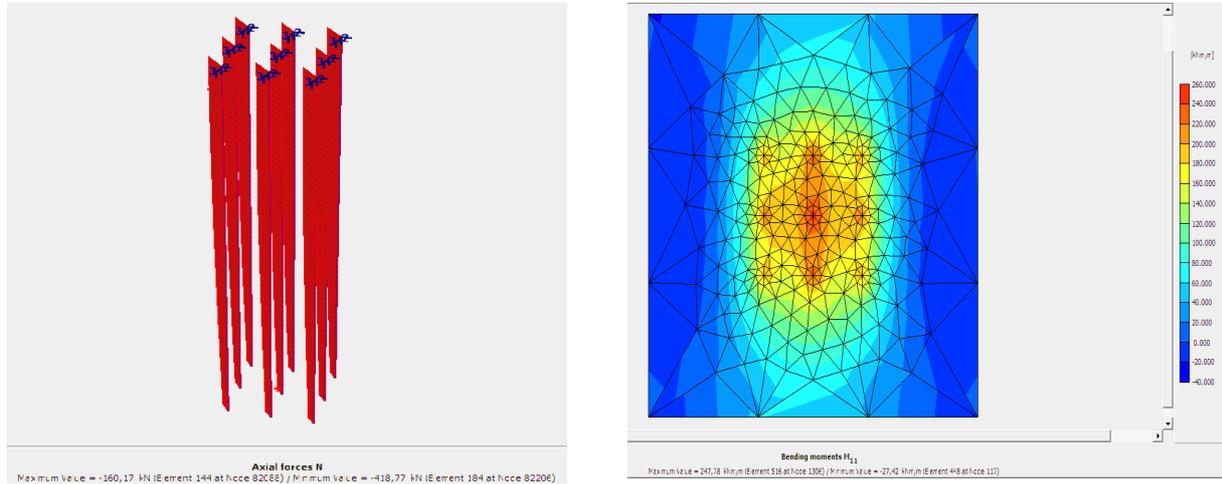
$$\alpha_{PR} = \frac{\sum R_{pieu}}{R_{tot}}$$

IV-3

Tableau IV-9 Coefficient de fondation mixte radier-pieux déterminé par PLAXIS et ABAQUS

	$\alpha_{PR}$
PLAXIS	0.53
ABAQUS (Jinhyung Lee et al. (2010))	0.6
Charge axiale P=5 MN.	

La figure IV.22 montre les résultats des analyses de la fondation mixte radier-pieux à l'aide de PLAXIS 3D FOUNDATION pour un chargement de 5MN.



a. La distribution de la force axiale le long du pieu

b. La distribution du Moment fléchissant dans le radier

Figure IV.22 Résultats des analyses de la fondation mixte radier-pieux à l'aide de PLAXIS 3D FOUNDATION.

## IV.5. Conclusion

Dans ce chapitre, des analyses tridimensionnelles de pieux isolés et groupes de pieux sur site réel ont été effectuées en suivant la méthodologie présentée au chapitre III, qui décrit les étapes de la modélisation simplifiée par éléments finis des essais sur terrain des pieux charge axialement. Le raffinement de maillage d'un modèle n'affecte pas le domaine élastique de comportement charge-tassement, mais contrairement sensible sur le domaine plastique. La méthodologie présentée au chapitre III ne prend pas en compte l'interface sol-pieu. L'élément interface utilisé dans PLAXIS de type "sans épaisseur" et le choix de coefficient de réduction de résistance dans l'interface sol-pieu ( $R_{int}$ ) sont très intéressants pour obtenir la vraie modélisation des pieux dans de l'argile raide et molle. L'effet de présence d'éléments d'interface apparus clairement, surtout dans le cas des pieux tubulaires en acier. L'approche numérique présente au chapitre III (absence de l'élément d'interface) donne un comportement charge-tassement plus rigide par rapport au calcul tridimensionnel (présence de l'élément d'interface) et l'essai sur le terrain. La capacité portante ultime doit être vérifiée à l'aide de méthodes conventionnelles indépendantes. Néanmoins, il peut être conclu que la déformation calculée dans des conditions de travail (analyses limites de service) peut être déterminée de manière adéquate en utilisant PLAXIS 3D FOUNDATION.

## **Chapitre V. Etude paramétrique**

### **V.1. Introduction**

Ce chapitre présente une étude paramétrique du comportement des pieux isolés et des groupes de pieux, dans les fondations mixtes radier - pieux dans des sols cohérents très mous dont la résistance et le module de déformation sont très faibles. De là, on cherche à préciser comment le concept de fondation mixte radier- pieux peut apporter des solutions aux ouvrages dans ces sols. À l'aide de Plaxis 3D Foundation, on a pu analyser l'interaction sol/structure et sol/pieux. On a en particulier abordé les problèmes suivants:

- L'analyse précise l'effet de propriété de l'interface sol-pieu.
- L'analyse précise l'effet de l'élancement du pieu.
- L'analyse précise la répartition des charges aux pieux dans la fondation mixte radier-pieux pour différent type de chargement dans l'argile molle et l'argile raide.
- L'analyse des mécanismes d'interaction radier– pieux, étude de coefficient de fondation mixte radier-pieux pour différent type de chargement dans l'argile molle et l'argile raide.
- L'analyse précise la relation charge-tassement et la capacité portante du groupe.

Dans cette étude paramétrique en trois dimensions on étudie le comportement des pieux isolés, des fondations mixtes radier - pieux dans un sol cohérent très mou dont la résistance et le module de déformation sont très faibles, les pieux étudiés sont d'un diamètre  $D= 0.5$  m, de longueur  $L_p= 8, 12, 16$  m (pieux flottants), et 20 m (pieux porteurs en pointe). Un radier carré de largeur  $B= 10$ m et d'épaisseur  $t_r= 1$ m a été examiné (Fig. V-1).

Une série d'analyses a été réalisée sur des pieux isolés (SP), sur radier sans pieux (UR) et sur fondations mixtes radier- pieux (PR). Par ailleurs, les propriétés de matériaux de l'argile molle ont été adoptées à partir des valeurs de référence rapportées par Jeong et al. (2004) et JinHyung Lee (2010) dans le tableau (V-1), en utilisant les propriétés de l'argile raide surconsolidé de Frankfurt qui ont été adoptées à partir des valeurs rapportées par El-Mossallamy (2004) dans le tableau (IV-1). Dans cette étude, le sol de comportement drainé (long terme) la fondation mixte radier– pieux reposant sur une couche d'argile molle, avec les paramètres drainés,  $c$  et  $\phi$ . Ainsi, les effets de consolidation ont été négligés. Des valeurs constantes du module de young et de résistance au cisaillement drainé ont été adoptées pour la couche du sol.

Pour les éléments structuraux, les pieux étaient basés sur un modèle typique de pieu tubulaire en acier, mais modélisés avec une section solide, le module de Young du pieu a été appliqué pour un pieu solide équivalent rapporté par Jeong et al (2004). Le radier réalisé avec les paramètres généraux du matériau béton. Le tableau V-1 résume les paramètres des matières utilisées dans les analyses.

Tableau V-1 Paramètres des matériaux utilisés dans les analyses

Paramètres	Nom	Argile molle	Roche	Radier	Pieu	Unité
Modèle de matériau	modèle	M-C	M-C	élastique	élastique	-
Type de comportement	type	drainé	drainé	non poreux	non poreux	-
Poids volumique saturé	$\gamma_{\text{sat}}$	18	20	25	25	kN/m <sup>3</sup>
Module de cisaillement	E	$5 \times 10^3$	$500 \times 10^3$	$3 \times 10^7$	$1.25 \times 10^7$	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.4	0.3	0.2	0.25	-
Cohésion	c	3	0.1	-	-	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement interne	$\phi$	20	45	-	-	°
Angle de dilatance	$\psi$	0	0	-	-	°
Coefficient de pression Latérale de terre	$K_0$	0.65	0.5	-	-	-

Cinq configurations différentes des pieux ont été considérées comme le montre la figure (V-1). Le tableau V-2 résume les cas réalisés dans l'étude paramétrique.

Tableau V-2. Résumé de l'analyse numérique réalisée

Type	radier		pieux			
	B(m)	$t_r$ (m)	D(m)	$L_p$ (m)	range	espacement(S)
Radier seul (UR)	10	1	-	-	-	-
Radier-pieux (PR)	10	1	0.5	8 <sup>pf</sup> 12 <sup>pf</sup> 16 <sup>pf</sup> 20 <sup>pp</sup>	3×3	3D
						6D
						8D
					4×4	3D
						6D
Pieu isolé (SP)	-	-	0.5	8 <sup>pf</sup> 12 <sup>pf</sup> 16 <sup>pf</sup> 20 <sup>pp</sup>		
pf : pieux flottants      pp : pieux porteurs en pointe						

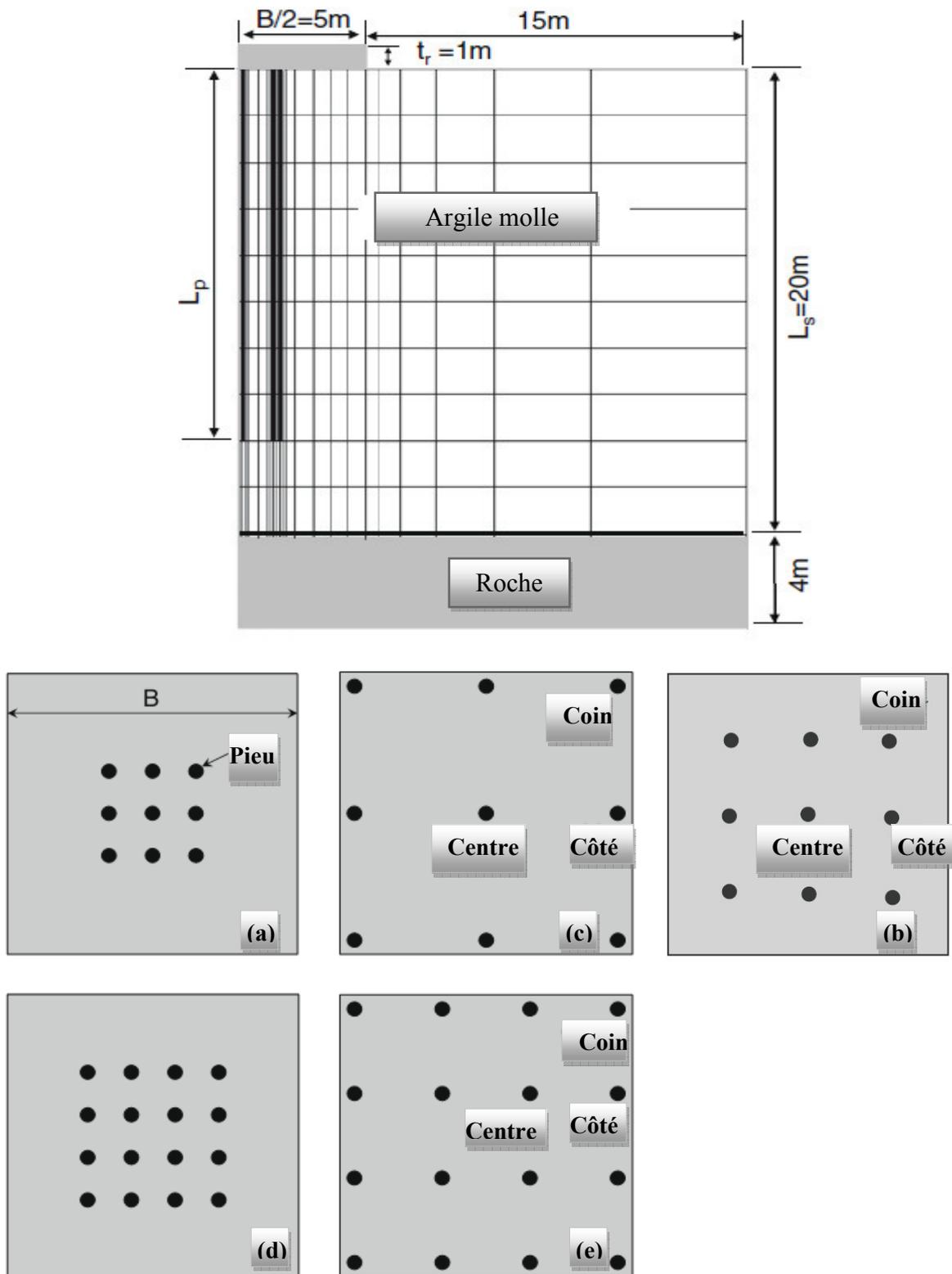


Figure V-1 Configuration des pieux étudiés: (a)  $n=9$ ,  $S=3D$ ; (b)  $n=9$ ,  $S=6D$ ; (c)  $n=9$ ,  $S=8D$ ; (d)  $n=16$ ,  $S=3D$ ; (e)  $n=16$ ,  $S=6D$

## V.2. Pieu isolé

Les facteurs relatifs au comportement du sol qui ont été effectués à la réponse d'un pieu

isolé sont nombreux, le comportement d'un pieu isolé est compliqué. Une étude paramétrique est présentée, concerne l'influence de l'interface sol-pieu et l'élancement du pieu.

### V.2.1. L'influence de propriété de l'interface

$R_{int}$  un facteur adimensionnel traduisant la réduction de la résistance dans l'interface sol-pieu.

$$R_{int} = \frac{c_i}{c_s} = \frac{\tan \varphi_i}{\tan \varphi_s} = \sqrt{\frac{G_i}{G_s}} \quad V-1$$

En étudiant l'effet du coefficient de réduction  $R_{int}$  sur le comportement du système sol-pieu dans deux cas pieu flottant ( $L_p/L_s=0.8$ ) et pieu porteur en pointe ( $L_p/L_s=1$ ). Les caractéristiques moyennes du sol étudié et du pieu ont été fixes et varient  $R_{int}$ , tel que le coefficient de réduction de la résistance dans l'interface varie entre 0.5, 0.65, 0.8 et 1.

La figure V-2 montre l'influence de propriété de l'interface sol-pieu sur le comportement du système sol/pieu. Comme prévu, la diminution du coefficient de réduction diminue la rigidité du système sol/pieu pour des pieux flottants mais n'ont aucun effet pour des pieux porteurs en pointes.

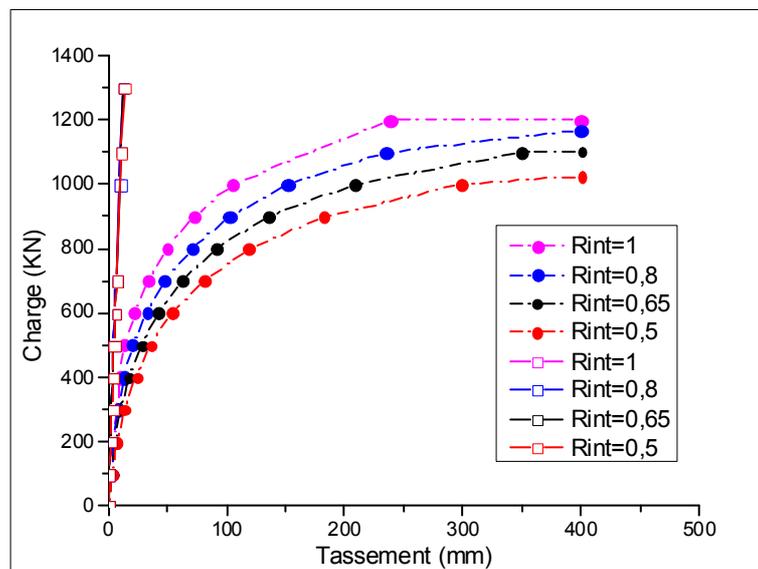


Figure V-2 L'influence de l'interface sol-pieu sur le comportement du système sol/pieu ( $L_p/L_s = 0.8, 1$ )

### V.2.2. L'influence de L'élancement:

L'élancement est un paramètre géométrique adimensionnel qui présente le rapport entre la longueur  $L_p$  du pieu et son diamètre  $D$ . Nous avons limité notre étude au cas suivant:  $L_p/D=16, 24, 32$  et  $40$ .

L'effet de l'élancement du pieu est étudié avec différentes valeurs de  $R_{int}$  citées précédemment.

La figure V-3 montre l'effet de l'élançement du pieu sur le comportement de système sol/pieu, pour un effort Q fixé, lorsque l'élançement  $L_p/D$  augmente le tassement diminue et ceci quel que soit le coefficient de réduction  $R_{int}$ .

L'élançement fait augmenter la capacité portante du pieu. Il s'agit donc d'un effet favorable pour la stabilité du système pieu/sol.

À titre d'exemple, pour  $Q=500\text{kN}$  avec coefficient de réduction  $R_{int}=0.65$  on trouve:

Tableau. V.3. Valeurs de tassement  $s$  en fonction de  $L_p/D$ .

$L_p/D$	16	24	32	40
$s$ [mm]	62.43	43,87	28.01	4.74

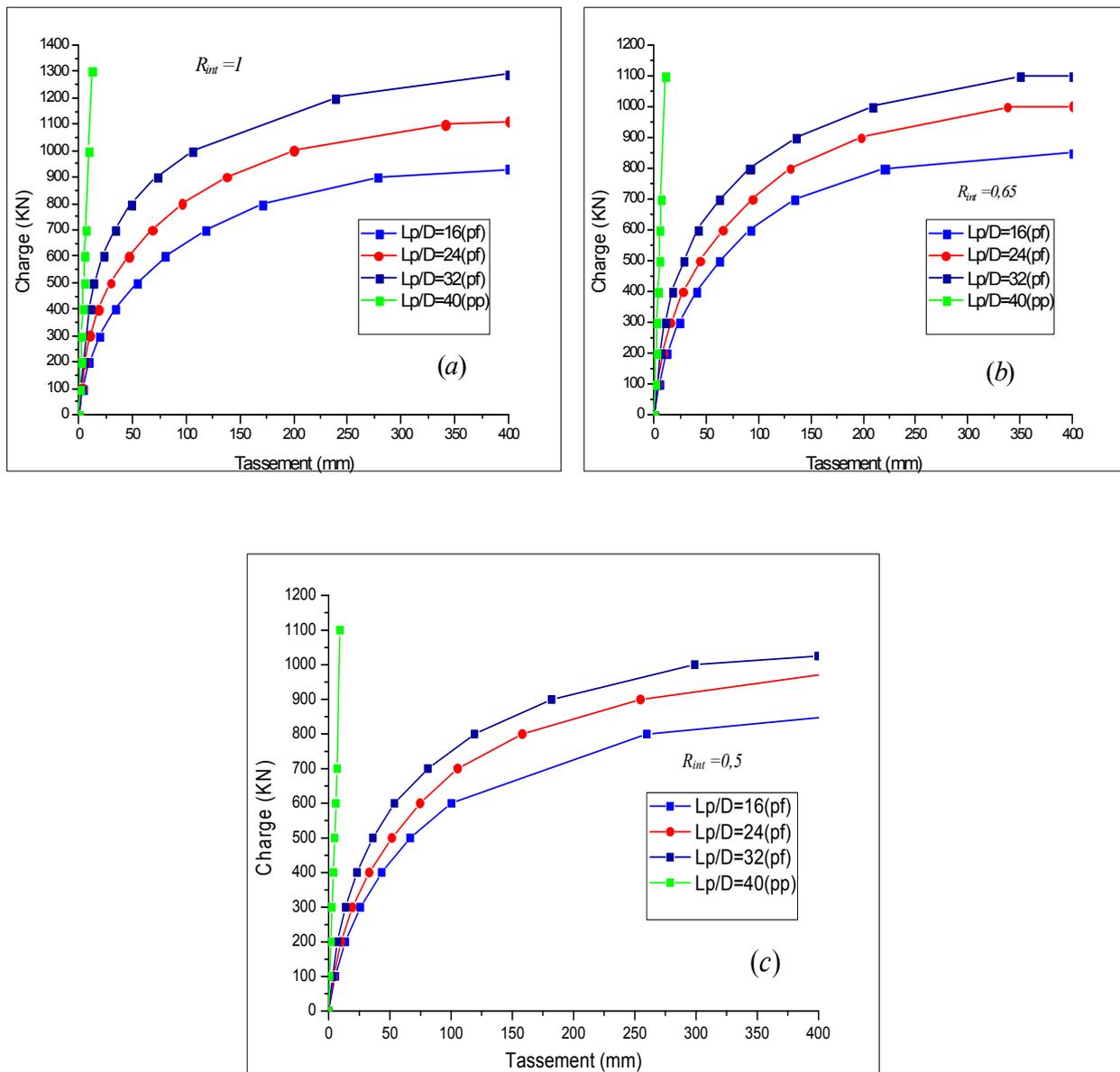


Figure V-3 a,b,c L'effet de l'élançement du pieu sur le comportement du système sol/pieu  
(a :  $R_{int}=1$  ; b :  $R_{int}=0.65$  ; c :  $R_{int}=0.5$ )

### V.3. Fondation mixte radier – pieux et groupe de pieux

#### V.3.1 La répartition des charges aux pieux dans la fondation mixte radier-pieux

La figure V-4 montre un exemple de la répartition des charges aux pieux sous radier dans de l'argile molle avec diverses configurations de pieux (groupe de 4×4 de  $S=3D$ ,  $6D$ ,  $L_p/L_s = 0.8$ ) avec deux types de chargement repartis et ponctuels. Dans cette figure,  $Q_{P\_PR}$  représenté la charge distribuée aux pieux dans la fondation mixte radier-pieux,  $Q_{SP\_ult}$  représente la capacité portante ultime d'un pieu isolé, cette valeur est estimée pour un tassement à 10 %  $D=50$  mm (norme britannique BS, norme européen EUROCODE 7),  $Q_{UR\_ult}$  la capacité portante ultime du radier sans pieux dans l'argile, cette valeur est estimée à un tassement de 10 % B (Borel.S 2001 et Cooke RW. 1986), et  $z$  est la profondeur par rapport au surface du sol. La répartition des charges des pieux a été affectée par les configurations des pieux, les positions des pieux et les types de chargement.

Pour un système de fondation mixte radier-pieux sous un chargement uniforme, la charge du pieu central est généralement plus petite que celle du pieu du coin et à celle du pieu de côté à un niveau bas de charge. Avec l'augmentation du niveau de charge, la charge du pieu central est légèrement plus grande que celle du pieu du coin et de pieu de côté, pour la rangée de 4×4 ( $6D$ ). On a estimé que la contrainte normale produite entre le sol et le fût du pieu a augmenté avec l'augmentation de chargement sur le radier, comme rapporté par Katzenbach et al (1998). Par ailleurs, pour l'espacement serré des pieux ( $4\times 4$ ,  $S=3D$ ), la partie supérieure de la charge répartie sur les pieux était plus petite que dans le cas de large espacement des pieux ( $4\times 4$  de  $S=6D$ ), et, en particulier la charge du pieu central de la rangée  $4\times 4$  ( $S=3D$ ) est généralement plus petite que celle des autres pieux. Pour le chargement ponctuel, la répartition des charges aux pieux est semblable au cas de chargement uniforme. Cependant, la partie supérieure des pieux n'a pas produit de frottement négatif, et la partie supérieure de charge des pieux est plus grande que dans les cas de chargement uniforme pour l'espacement serré du pieu. D'ailleurs, les pieux centraux des rangées de pieux, d'espacement plus large ( $S=6D$ ) montre une charge légèrement plus grande sur le pieu central que pour ceux des autres positions. Cependant, la capacité de pointe est presque la même sous les mêmes configurations et longueur des pieux, et elle est indépendante des types de chargement.

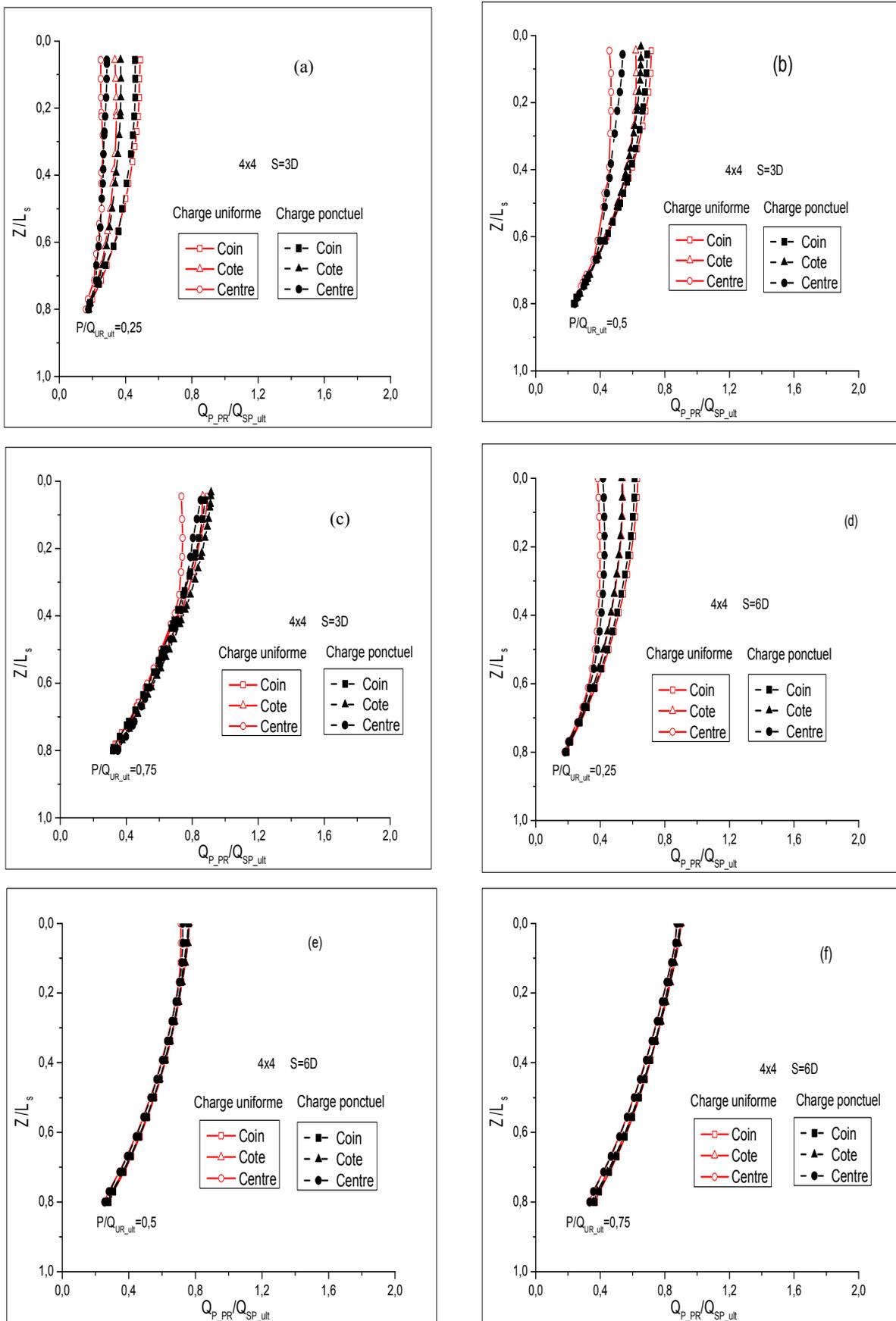


Figure V-4.a-f La répartition des charges aux pieux ( $L_p/L_s = 0.8$ ) avec différent type de chargement pour l'argile molle :  $4 \times 4$   $S=3D$  et  $6D$

La figure V-5 montre également la répartition des charges aux pieux de la fondation mixte radier-pieux ancré dans de l'argile raide avec la configuration des pieux ( $4 \times 4$  de  $S = 3D$ ,  $L_p/L_s = 0.8$ ) avec deux types de chargement uniformes et ponctuels. Comme prévu, la répartition des charges typiques des pieux ancrés dans de l'argile raide est comparable aux cas des pieux ancrés dans de l'argile molle. Le rapport des charges des pieux est plus grand que dans les cas de l'argile molle sous le même niveau de charge

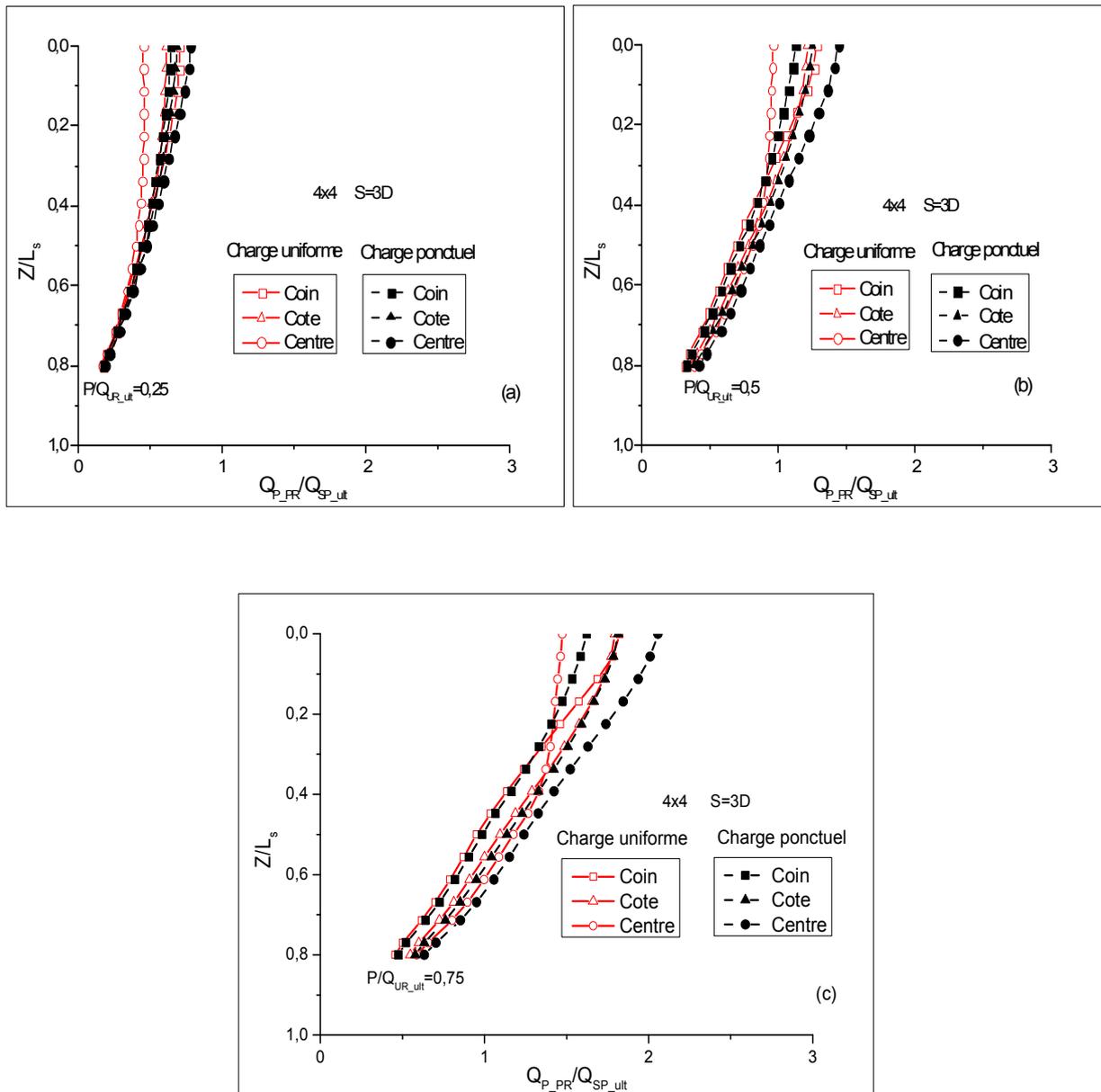


Figure V-5.a,b,c La répartition des charges aux pieux ( $L_p/L_s = 0.8$ ) avec différent type de chargement dans de l'argile raide :  $4 \times 4$   $S=3D$

### V.3.2 Coefficient de fondation mixte radier-pieux

Les figures. V-6 et V-7 montrent le coefficient de fondation mixte radier-pieux  $\alpha_{PR}$ . Pour les cas de  $3 \times 3$  ( $S=3D$ ,  $8D$ ) et  $4 \times 4$  ( $S=3D$ ,  $6D$ ) avec deux types de chargement uniforme et ponctuel dans de l'argile molle et de l'argile raide. Le coefficient de fondation mixte radier-pieux  $\alpha_{PR}$  représentée par l'équation (IV-3) dans la section IV.3.2. Basé sur les résultats d'analyse, le coefficient de fondation mixte radier-pieux pour le chargement ponctuel est généralement plus grand que celui pour le chargement uniforme de l'argile molle et raide. Les différences entre le chargement uniforme et ponctuel pour l'espacement serré des pieux ( $S = 3D$ ) dans la fondation radier-pieux est légèrement plus grande que pour l'espacement large des pieux ( $S = 8D$  de  $3 \times 3$ ,  $S = 6D$  de  $4 \times 4$ ). Ainsi, on a estimé que le type de chargement a moins d'effet, bien qu'il soit légèrement influencé dans la répartition de charge sur les pieux. Ceci est semblable au résultat rapporté par Poulos (2001) dans l'étude des cas hypothétiques.

Le coefficient de fondation mixte radier-pieux  $\alpha_{PR}$  dépend non seulement de la géométrie du système de fondation mais également du niveau de charge dans la plupart des cas. Généralement, le coefficient  $\alpha_{PR}$  diminue avec l'augmentation du niveau de charge. Pour le même nombre de pieux, une diminution du coefficient de fondation mixte radier-pieux  $\alpha_{PR}$  est relativement plus grand que pour un espacement plus large des pieux ( $S = 8D$  de  $3 \times 3$ ,  $S = 6D$  de  $4 \times 4$ ) pour l'argile molle et pour l'argile raide varie entre 7% à 26% pour l'argile molle et d'environ 8% pour l'argile raide. En contraste, le coefficient du système radier-pieux  $\alpha_{PR}$  d'un espacement des pieux ( $3 \times 3$  avec entraxe  $3D$  et  $4 \times 4$  avec entraxe  $3D$ ) a diminué de 7% pour l'argile molle et a demeuré presque constant pour l'argile raide. Des résultats similaires pour la relation entre le niveau de charge et l'espacement des pieux ont été rapportés par Horikoshi et Randolph (1996) et Reul (2004), JinHyung Lee et al (2010). Ils ont signalé que cette diminution du coefficient du système radier-pieux  $\alpha_{PR}$  a été provoquée par le comportement non linéaire de résistance de pieu-tassement. En outre, la diminution du coefficient du système radier-pieux  $\alpha_{PR}$  est relativement plus grande avec de plus longs pieux, sauf pour les pieux porteurs en pointe  $L_p/L_s = 1.0$ .

Le coefficient du système radier-pieux  $\alpha_{PR}$  a été également affecté avec la propriété du sol. La valeur de coefficient pour l'argile molle est pour la plupart du temps plus élevé que pour de l'argile raide.

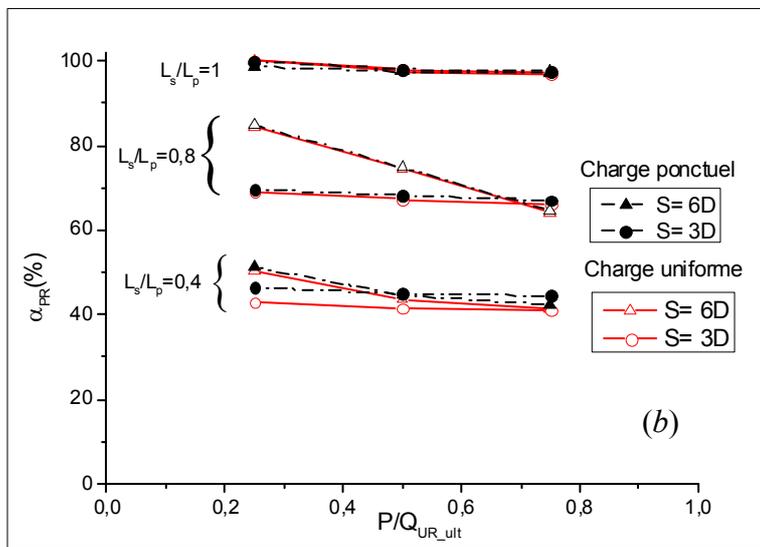
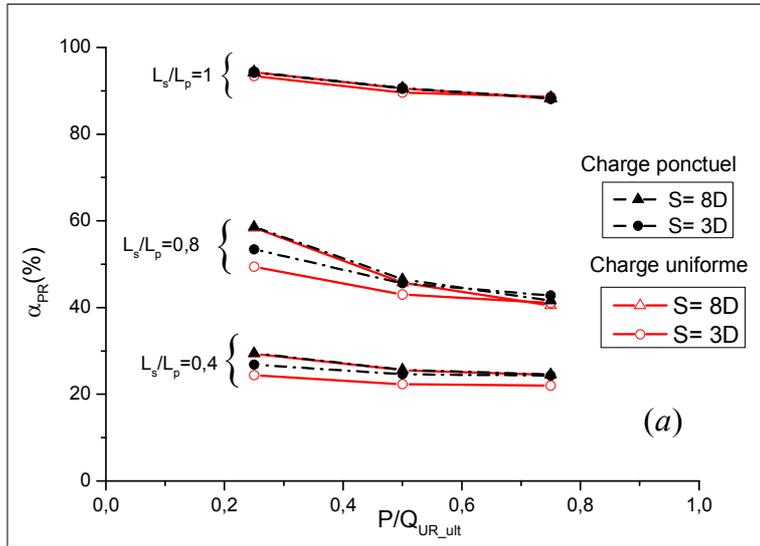
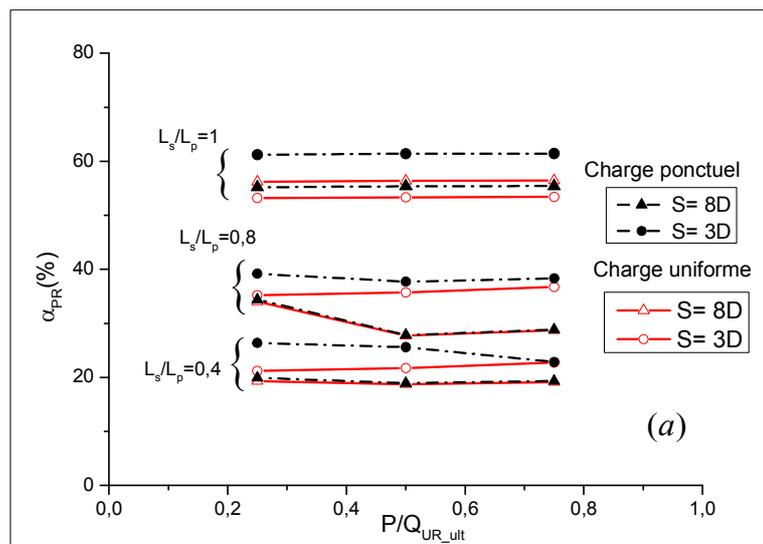


Figure V-6 Coefficient de fondation mixte radier-pieux pour des niveaux de charge dans de l'argile molle : (a) 3×3 ; (b) 4×4



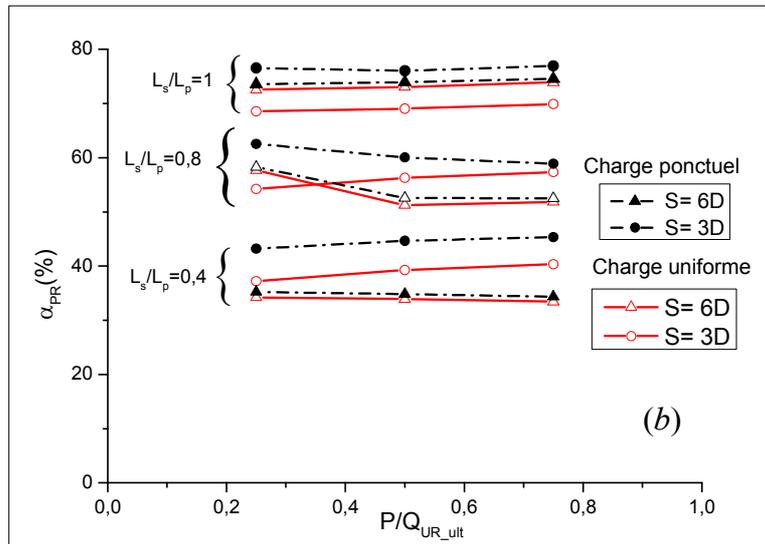
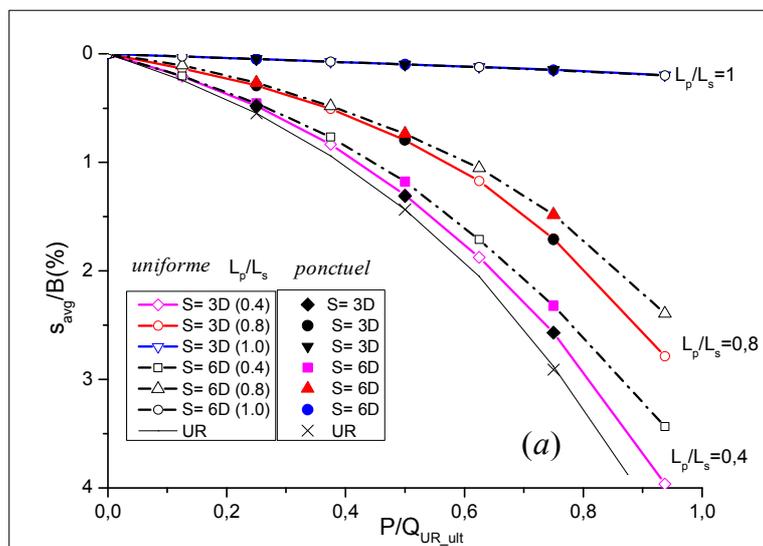


Figure V-7 Coefficient de fondation mixte radier-pieux pour des niveaux de charge dans de d'argile raide ; (a) 3×3 ; (b) 4×4

### V.3.3 Relation charge-tassement et la capacité portante du groupe

La figure V-8 montre le comportement de charge-tassement moyen pour la fondation mixte radier-pieux avec les configurations de pieux (3× 3 et 4× 4) sous charge uniforme et ponctuelle. Le rapport des longueurs des pieux  $L_p/L_s$  varie de zéro (UR) à 1.0 (pp). Comme prévu, le tassement a augmenté avec l'augmentation des niveaux de charge, et le tassement a diminué avec l'augmentation de la longueur des pieux. En comparant les courbes de comportement charge-tassement du chargement uniforme et du chargement ponctuel, le comportement de charge-tassement moyen est semblable, et l'effet de type de chargement est négligeable. Ceci est semblable aux résultats rapportés par Poulos (2001).



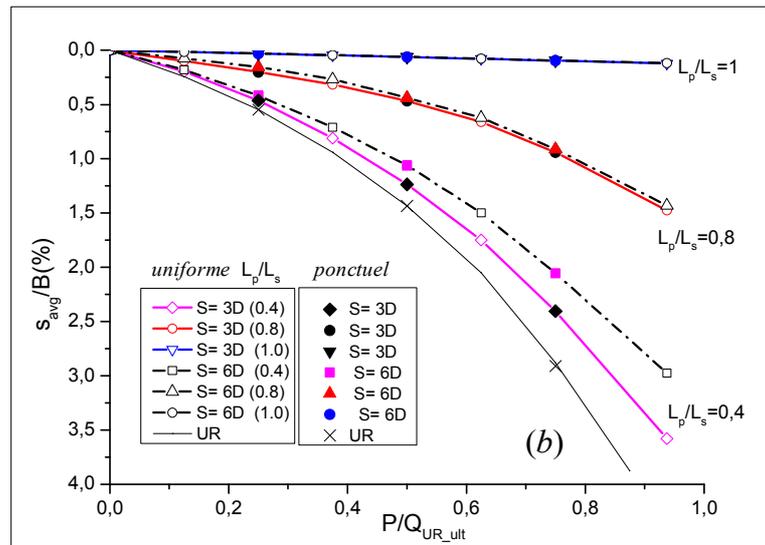


Figure V-8 L'effet de type de chargement sur le comportement de charge-tassement dans de l'argile molle en présence d'interface sol-pieu. (a)  $3 \times 3$  ; (b)  $4 \times 4$

La capacité portante ultime de fondation mixte radier-pieux  $Q_{PR\_ult}$  peut être définie par l'équation V-2, comme suggérée par Liu et al (1994) et Borel (2001).

$$Q_{PR\_ult} = \alpha_{PG} \cdot Q_{GP\_ult} + \alpha_{UR} Q_{UR\_ult} \quad V-2$$

Où  $Q_{PR\_ult}$ ,  $Q_{PG\_ult}$  et  $Q_{UR\_ult}$  capacité portante ultime de fondation mixte, capacité portante ultime du groupe de pieux et capacité portance ultime du radier, respectivement.  $\alpha_{PG}$  et  $\alpha_{UR}$  sont les coefficients de distribution de charge d'un groupe de pieux et d'un radier seul qui sont combinés à la fondation mixte radier-pieux respectivement.

Pour la capacité portante ultime de fondation mixte radier-pieux  $Q_{PR\_ult}$ , basée sur la recherche précédente rapportée par Cooke (1986), Borel (2001), Conte et al. (2003) et de Sanctis et Mandolini (2003,2006),  $Q_{PR\_ult}$  où l'argile a été estimé à un tassement de 10% B.

Le coefficient  $\alpha_{PG}$  du groupe de pieu a été adopté sur la base des résultats obtenus par Sanctis et Mandolini (2003,2006). Ils ont indiqué que la proportion de toute la charge prise par les pieux jusqu'à la rupture est presque constante et elle est proche de l'unité.

La capacité portante ultime de radier  $Q_{UR\_ult}$  a été estimée pour un tassement de 10% B, et de coefficient  $\alpha_{UR}$  du radier a été adoptée à partir des résultats obtenus par JinHyung Lee et al (2010). L'intervalle varie de 0.91 à 1.04, avec une moyenne d'environ de 1.0, pour de l'argile molle

La capacité portante ultime du groupe de pieux  $Q_{PG\_ult}$  est déterminée par l'équation suivante :

$$Q_{PG\_ult} = \frac{Q_{PR\_ult} - \alpha_{UR} Q_{UR\_ult}}{\alpha_{PG}} \approx Q_{PR\_ult} - Q_{UR\_ult} \quad V-3$$

Le coefficient d'efficacité concernant la capacité portante du groupe ( $C_e$ ) est indiqué dans la figure. V-9. Le coefficient d'efficacité est le rapport de la capacité portante ultime du groupe et de la capacité portante du pieu isolé sont multipliée par le nombre total de pieux dans le groupe. Les valeurs du coefficient d'efficacité sont calculés en les comparant avec les valeurs estimées par la formule de Converse-Labarre :

$$C_e = 1 - \frac{2 \arctan\left(\frac{D}{s}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n_c}\right) \quad V-4$$

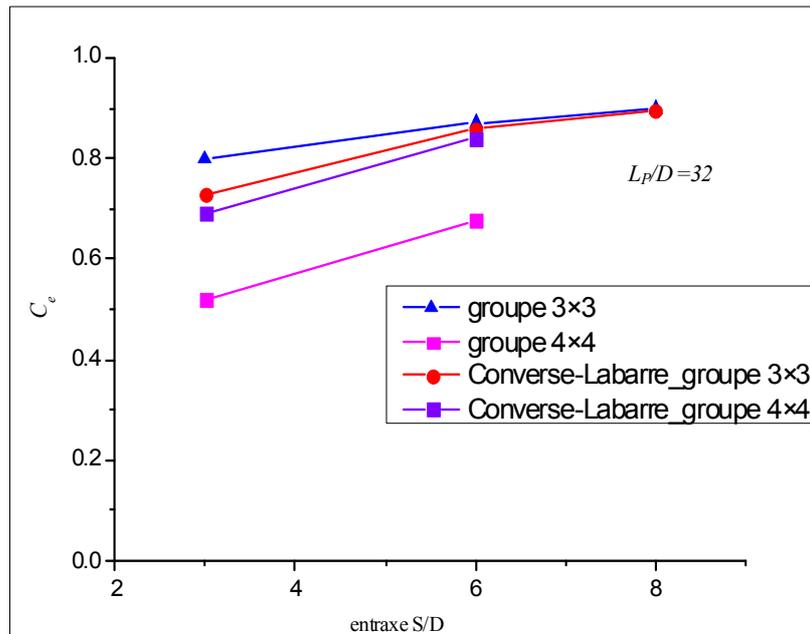


Figure V-9 Coefficient d'efficacité de la capacité portante du groupe.

## V.4. Conclusions

Une série d'analyses en trois dimensions par éléments finis ont été menées afin d'étudier les paramètres influent dans le comportement des pieux isolés et des fondations mixtes radier carré sur pieux soumis à une charge verticale. Dans cette étude, la principale caractéristique de ces analyses est de permettre le glissement du sol à l'interface sol-pieu. La position, le nombre et la longueur des pieux sont été étudiés ainsi que les distributions de chargement sur le radier, les effets de l'interface sol-pieu, l'élançement géométrique des pieux et les types de chargement ont fait l'objet d'étude approfondie.

Comme prévu, le développement du tassement et les charges aux pieux pour une fondation mixte radier-pieux est dépendant de l'interface sol-pieu et de la configuration des pieux. La distribution des charges aux pieux varie en fonction de l'espacement des pieux, ainsi que de l'interface sol- pieu.

Le type de chargement (charge uniforme ou ponctuelle) influe sur la répartition de charge au pieu selon la position des pieux dans la fondation mixte radier-pieux. En outre, la répartition de la charge au pieu a été affectée par les configurations de pieux, la position de pieux et les types de chargement.

Le coefficient de fondation mixte radier-pieux n'est pas uniquement dépendant des configurations de pieux, mais aussi du niveau de charge et du type de chargement. En général, le coefficient de fondation mixte radier-pieux diminue avec l'augmentation du niveau de charge (c-à-d, l'augmentation de tassement), et la diminution du coefficient de fondation mixte radier-pieux est relativement plus importante quand l'espacement des pieux est plus large sous le même nombre de pieux pour de l'argile molle et raide. Le coefficient de fondation mixte radier-pieux d'un chargement ponctuel est sensiblement supérieur à celui d'une charge uniforme dans de l'argile molle et raide. Elle est inférieure d'environ 5% pour de l'argile molle et d'environ 10% pour de l'argile raide. On a aussi la proportion de charge prise par le radier à la rupture qui ne dépend pas des configurations de pieux, et des coefficients de groupe de pieux à l'intérieur de la fondation mixte radier-pieux et du radier sans pieux à la rupture est égale à peu près à 1,0 pour de l'argile raide et molle. Le resserrement des pieux semble avoir un effet négatif sur l'efficacité du groupe. Celle-ci est au maximum quand l'entraxe est plus grand.

## **Conclusion générale**

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement charge-tassement des pieux isolés, des groupes de pieux et des fondations mixte radier-pieux sous chargement statique axial. Il s'agit d'un problème aux limites de l'interaction sol-pieu où l'interface joue un rôle essentiel.

À travers l'étude bibliographique, nous avons décrit le comportement de l'interface sol-pieu en décrivant les modèles rhéologiques et les traitements numériques. On constate qu'une bonne modélisation nécessite, d'une part, un bon modèle de comportement basé sur la caractérisation de l'interface (le choix de  $R_{int}$ ) et, d'autre part, une mise en œuvre numérique appropriée de l'élément d'interface qui dépend du choix du type d'élément (sans épaisseur/couche mince). Nous avons aussi passé en revue un demi-siècle de caractérisation du comportement des pieux isolés, des groupes de pieux et des fondations mixte radier-pieux sous charge axiale, en mettant l'accent sur les paramètres influençant la modélisation. On retient l'apport important des méthodes de calcul, et la pertinence de la modélisation numérique dans les prévisions du comportement en déplacement des pieux isolés, des groupes de pieux et des fondations mixte radier-pieux sous chargement axial.

Le deuxième chapitre de cette mémoire est consacré, à l'estimation préliminaire du tassement des pieux, l'approche analytique présentée par Randolph et Wroth (1978-1979), Poulos et Davis (1980) est très pratique et utile. Le comportement charge axial-tassement ne peut pas être prédit avec précision, sauf pour la distribution des contraintes de cisaillement (frottement latéral) le long du fût du pieu est connu avec précision. Toutefois, dans les groupes de pieux non espacés, les conditions d'interaction élastiques ne sont plus applicables, et donc l'élasticité linéaire n'est pas adaptée pour modéliser le comportement du sol.

Par la suite, nous avons proposé dans le troisième chapitre des analyses numériques simplifiées pour le calcul des réponses linéaires et non linéaires des pieux isolés et groupes de pieux en charge verticale avec adhérence parfaite sol-pieu (absence d'élément spécial pour

l'interface). Les analyses des pieux isolés effectuées par la méthode de transfert de charge (t-z) utilisée pour résoudre les problèmes d'interaction sol-pieu en configuration unidimensionnelle. L'analyse des groupes de pieux effectuée par une méthode hybride, qui combine la méthode de transfert de charge et la méthode du continuum élastique pour évaluer les interactions inter-pieux. La comparaison entre cette approche, l'essai sur terrain et l'approche de la méthode des équations intégrales la plus rigoureuse, montre que cette méthode est satisfaisante et valable pour prédire le comportement de charge-tassement des pieux isolés et groupes de pieux. L'absence d'un élément spécial pour définir les propriétés de l'interface donné une réponse plus rigide que l'essai sur terrain surtout dans les cas où l'adhérence sol-pieu est faible (cas des pieux tubulaires en acier). On peut noter que la capacité portante ultime du groupe de pieux ne peut être prédite en utilisant cette approche, elle est estimée par d'autres moyens. Dans les cas où l'installation du groupe de pieux produit des changements substantiels dans les propriétés in situ du sol (par exemple, des pieux installés dans les dépôts de sable lâches), les propriétés du nouveau sol doivent être déduites à partir des conditions de l'installation pour fournir une prédiction significative de comportement charge-tassement. La procédure de résolution présentée dans le troisième chapitre est limitée aux analyses des pieux isolés ou groupes de pieux verticaux soumis à des charges axiales.

Au quatrième chapitre, nous avons consacré une large étude à la modélisation numérique élastoplastique tridimensionnelle par des éléments finis de pieux isolés, des groupes de pieux et des fondations mixtes radier-pieux sous chargement axial dans un sol cohérent où l'interface joue un rôle essentiel. À ce chapitre, nous avons proposé une méthodologie générale de modélisation par éléments finis d'un essai de chargement de pieu isolé et de groupe de pieux. Cette méthodologie tient compte, du comportement du sol, du pieu et de l'interface sol-pieu en considérant des modèles de comportement approprié. Le raffinement de maillage d'un modèle n'affecte pas le domaine élastique de comportement charge-tassement, mais au contraire il est sensible lorsqu'il s'agit du domaine plastique. L'utilisation des modèles appropriés s'avère primordiale pour estimer correctement le tassement du pieu isolé ou groupe de pieux. Pour les analyses de la capacité portante ultime de pieux, l'analyse tridimensionnelle par éléments finis en comportement long terme estime la capacité ultime du pieu foré avec une erreur de moins de 1% par rapport au calcul d'essai sur terrain (la capacité portante ultime d'un pieu isolé, est estimée à un tassement de 10 % D).

L'élément d'interface utilisé dans PLAXIS 3D de type "sans épaisseur" et le choix du coefficient de réduction de résistance dans l'interface sol-pieu ( $R_{int}$ ) sont très intéressants pour obtenir la vraie modélisation des pieux dans de l'argile raide et molle, D'après les analyses

effectuées par L. Andresen et al. 2009 pour des pieux tubulaires en acier à grand diamètre et les analyses effectuées ici pour les pieux tubulaires à petit diamètre en choisissant  $R_{int}=0.65$  pour les pieux en acier et d'après les analyses effectuées pour les pieux en béton  $R_{int}=1.0$ , l'effet de présence d'éléments d'interface apparaît clairement surtout dans le cas des pieux tubulaires en acier. L'approche numérique simplifiée présentée au chapitre III (absence d'élément d'interface) donne un comportement charge-tassement plus rigide par rapport au calcul tridimensionnel (présence d'élément d'interface) et l'essai sur terrain.

En définitive, une série d'analyses en trois dimensions ont été menées pour étudier les paramètres influents dans le comportement des pieux isolés et des fondations mixtes radier carrée sur pieux soumis à une charge verticale. La principale caractéristique de ces analyses est de permettre le glissement du sol à l'interface sol-pieu. La position des pieux, le nombre de pieux, la longueur de pieux, les distributions de chargement sur le radier, les effets d'interface sol-pieu, l'élançement géométrique des pieux et les types de chargement sont étudiés et examinés minutieusement. Nous avons obtenu alors les résultats suivants :

- Le développement du tassement des charges sur les pieux et sur les fondations mixte radier-pieux dépendent de l'interface sol-pieu et des configurations des pieux. Cependant, les distributions de charge aux pieux varient en fonction de l'espacement des pieux, ainsi que de l'interface sol-pieu.
- Le type de chargement (charge uniforme ou ponctuelle) influe sur la répartition des charges sur pieu selon la position des pieux dans la fondation mixte radier-pieux. En outre, la répartition de la charge aux pieux est affectée par les configurations des pieux, et la position des pieux et des types de chargement.
- Le coefficient de fondation mixte radier-pieux ne dépend pas uniquement des configurations de pieux, mais aussi du niveau de charge et du type de chargement. En général, le coefficient de fondation mixte radier-pieux diminue avec l'augmentation du niveau de charge (c-à-d, l'augmentation de tassement), et de la diminution du coefficient de fondation mixte radier-pieux est relativement important pour un large espacement des pieux sous le même nombre de pieux pour de l'argile molle et raide. Le coefficient de fondation mixte radier-pieux d'un chargement ponctuel est sensiblement supérieur à celui d'une charge uniforme dans de l'argile molle et raide. Elle est inférieure d'environ de 5% pour de l'argile molle et de l'environ de 10% pour l'argile raide. On a aussi la proportion de charge qui est prise par le radier à la rupture et qui ne dépend pas des configurations des pieux, et des coefficients de groupes de pieux à l'intérieur de la

fondation mixte radier-pieux et du radier sans pieux à la rupture est à peu près égal à 1,0 pour de l'argile raide et molle.

- Le resserrement des pieux semble avoir un effet négatif sur l'efficacité du groupe. Celle-ci serait au maximum pour le plus grand entraxe.

## **Références bibliographiques**

Ai .Z.Y; Han. J (2009) Boundary element analysis of axially loaded piles embedded in a multi-layered soil Computers and Geotechnics 36, pg 427–434

Ai Z.Y; Yue Z.Q. (2009) Elastic analysis of axially loaded single pile in multilayered soils International Journal of Engineering Science 47, pg 1079–1088

Aizhao .Z; Tinghao .lu . (2009) elasto-plastic constitutive model of soil-structure interface inconsideration of strain softening and dilation

Amilton R. d a Silva, João B atista M. Sousa Jr (2009) A family of interface e lements for the analysis of composite beams with interlayer slip; Finite Elements in Analysis and Design 45, pg. 305 - 314

Ashour. M; Norris.G; Elfass.S; Al-Hamdan .A (2010) Mobilized side and tip resistances of piles in clay Computers and Geotechnics 37, pg. 858–866

Babak. E; Asadollah.N; Mustafa I. A(2012) Shear localization along granular soil–structure interfaces using elasto-plastic Cosserat continuum International Journal of Solids and Structures 49, pg.257–278

Basu.D; Prezzi.M; Salgado.R; Chakraborty.T (2008) Settlement analysis of piles with rectangular cross sections in multi-layered soils Computers and Geotechnics 35, pg 563–575

Bond A.J. (1989) Behaviour of displacement piles in overconsolidated clays, PhD Thesis, Imperial College, London.

Borel S. (2001) Comportement et dimensionnement des fondations mixtes. Thèse de Doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées. Spécialité Géotechnique. Paris.

Bouafia.A; Henniche. A (2011) Contribution à l'analyse du comportement des pieux sous chargement vertical - analyse d'une base de données locale Proceedings of the 15th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering , pg. 158–164

- Bowles, Joseph E. 1996. Foundation analysis and design, 5th. New York; Montréal: McGraw-Hill, xxiii, pp. 1175
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E. and Swolfs, W.M. 2006. Plaxis 3D 2006 Manual. Plaxis company, Delft, The Netherlands.
- Chaudhry. A.R.(1994) Static pile-soil-pile interaction in offshore pile groups PhD Thesis, University of oxford
- Chen. X (2011) Settlement Calculation on High-Rise Buildings Theory and Application Science Press Beijing and Springer-Verlag GmbH Berlin Heidelberg
- Cheung Y.K; Lee P.K; Zhao W.B.(1991) Elastoplastic analysis of soil-pile interaction Computers and Geotechnics 12, pg. 115-132
- Chin J.T; Chow .Y.K; Poulos H. G (1990) Numerical analysis of axially loaded vertical piles and pile groups Computers and Geotechnics 9, pg. 273-290
- Chin J.T.; Poulos H.G. (1991) A "t-z" approach for cyclic axial loading analysis of single piles Computers and Geotechnics 12, pg. 289-320
- Chin. T; POULOS, H.G (1991) Axially loaded vertical piles and pile groups in layered soil International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, vol. 15, pg. 497-511
- Chow .Y. K. (1986) Analysis of vertically loaded pile groups International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, VOL. 10, pg. 59-72
- Chow. H.S.W(2007) Analysis of piled-raft foundations with piles of different lengths and diameters PhD Thesis, University of Sydney
- Comodromos E.M; Papadopoulou M.C, Rentzeperis I.K(2009) Pile foundation analysis and design using experimental data and 3-D numerical analysis Computers and Geotechnics 36, pg. 819–836
- Conte G, Mandolini A, Randolph, MF. (2003) Centrifuge modelling to investigate the performance of piled rafts. In: Proceedings of 4th international geotechnical seminar on deep foundation on bored and auger piles. Ghent: Millpress; pg. 359–66.

Cooke RW. Piled raft foundations on stiff clays: a contribution to design philosophy. *Geotechnique* 1986; 36(2), pg. 169-203.

David M.W (2004) *Geotechnical modeling (Applied Geotechnics)* Taylor & Francis, pp.496

Dayioglu A.Y, Incecik.M (2011) Performance analysis of piled raft foundations in comparison with conventional foundation systems by using finite element method *Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pg. 811-816

Derrick.Y(1998) *Estimating settlements and capacities of piled foundations with non-linear finite element analyses* PhD Thesis, University of California, Berkeley,

El-Mossallamy. Y.M; Lutz.B; Duerrwang. R (2009) Special aspects related to the behavior of piled raft foundation *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pg. 1366-1369

El-Mossallamy. Y.M (1999). Load-settlement behaviour of large diameter bored piles in over-consolidated clay. *Proceeding of the 7th. International Symposium on Numerical Models in Geotechnical Engineering*, Graz, Austria, September 1999, pp. 443-450

El-Mossallamy, Y.M (2004). The Interactive Process between Field Monitoring and Numerical Analyses by the Development of Piled Raft Foundation. *Geotechnical innovation, International symposium*, University of Stuttgart, Germany, 25 June 2004, pp. 455-474.

Engin .H.K ; Septanika .E.G ; Bonnier .P.G (2008) piled foundation by means of embedded piles *Geotechnics of Soft Soils* pg. 131- 136

Engin .H.K ; Septanika .E.G (2009) Estimation of Pile Group Behavior using Embedded Piles *International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)* pg. 3231- 3238

Frank .R. (1995) *Fondations Profondes*. En ligne. «Cahier de l'ingénieur C-248»  
<http://www.techniques-ingenieur.fr/pack/constmction/ti250> pp.46.

Frank, R; S.R. Zhao. 1982. Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n° 119 (mai- juin), pg. 17-24.

Goldsmith. P (1979) *Aspects of soil-pile interaction under static loads* PhD Thesis, university of Auckland

- Gupta.S (1997) Raft Foundations Design and Analysis with a Practical Approach New Age International (P), NEW DELHI
- Horikoshi K, Randolph MF. (1996) Centrifuge modelling of piled raft foundations on clay. *Geotechnique* ;46(4):741–52.
- Horikoshi K, Randolph MF. (1998) A contribution to the optimum design of piled rafts. *Geotechnique*;48(3):301–17.
- Huabei.L; Erxiang.S; Hoe I. L. (2006) Constitutive modeling of soil-structure interface through the concept of critical state soil mechanics; *Mechanics Research Communications* 33 (2006) 515–531
- Iliadelis.D(2006) Effect of deep excavation on an adjacent pile foundation PhD Thesis, University of Thessaloniki, Greece
- Jeong .S; Lee.J ;Lee.C (2004) Slip effect at the pile–soil interface on dragload *Computers and Geotechnics* 31 115–126
- JinHyung .L ;Youngho .K; Sangseom J(2010) Three-dimensional analysis of bearing behavior of piled raft on soft clay *Computers and Geotechnics* 37 , pg.103–114
- Kelesoglu MK, Springman SM. (2011) Analytical and 3D numerical modelling of full-height bridge abutments constructed on pile foundations through soft soils. *Computers and Geotechnics* (December 2011), 38 (8), pg. 934-948
- Katzenbach R, Arslan U, Moorman C, Reul O. (1998) Piled raft foundation – interaction between piles and raft. *Int Conf Soil–Struct Int Urban Civ Eng, Darmstadt*; 2(4): pg.279–96.
- Lee. C. Y (1991) Discrete layer analysis of axially loaded piles and pile groups *Computers and Geotechnics* 11, pg. 295-313
- Liang.F.Y; Chena L.Zhu; Sh X.G (2003) Numerical analysis of composite piled raft with cushion subjected to vertical load *Computers and Geotechnics* 30, pg. 443–453
- Liang. F.Y; Chen.L.Z (2004) A modified variational approach for the analysis of piled raft foundation *Mechanics Research Communications* 31, pg. 593–604

- Liu.J, Huang.Q, Li.H, Hu WL. (1994) Experimental research on bearing behaviour of pile groups in soft soil. In: Proceedings of 13th international conference on soil mechanics and foundation engineering, vol. 2; pg. 53–58.
- Liu.J ; Xiao. H.B ; Tang .J; Li .Q.S (2004) Analysis of load-transfer of single pile in layered soil Computers and Geotechnics 31, pg. 127–135
- Mendonc.A.V; Paiva J.B (2000) A boundary element method for the static analysis of raft foundations on piles Engineering Analysis with Boundary Elements 24, pg 237–247
- Ngoc – Thanh NGUYEN, Pierre FORAY, Etienne FLAVIGNY.(2006) Modélisation numérique en 3D de groupe de pieux et de fondation mixte radier–pieux dans l’argile molle XXIVèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil ; Grenoble ; pg. 1–8.
- Ottaviani .M. (1975).Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups Ghotechnique 25, No. 2, pg.159-174
- Poulos, H.G., Davis, E.H. (1980) Pile foundation analysis and design. John Wiley and Sons, New York, pp.427
- Poulos, H.G (1968) Analysis of the settlement of pile groups Geotechnique, 18, 449-471
- Poulos, H.G (1979) Settlement of single piles in nonhomogeneous soil Journal of the geotechnical engineering division GT5, pg. 627-641
- Poulos H.G. (2001) Piled-raft foundation; design and applications. Geotech; 51(2):95–113.
- Poulos HG. (2005) Piled raft and compensated piled raft foundations for soft soil sites. Advances on designing and testing deep foundations. Geotech Spec Publ (ASCE) ;129:214-35.
- Poulos HG. J.C. Small, H. Chow (2011) Piled Raft Foundations for Tall Buildings. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA Vol 42 No.2 June 2011: 78- 84.
- Potts, D.M; Zdraovkovic, L. (1999) Finite element analysis in geotechnical engineering – theory; London, Thomas Telford, pp.427
- Potts, D.M; Zdraovkovic, L. (2001) Finite element analysis in geotechnical engineering – application London, Thomas Telford, pp.448

- Prakash.S; Sharma H.D (1990) Pile foundations in engineering practice. New York; Chichester: Wiley, xxx, pp 734.
- Randolph. M; Gourvenec. S (2011) Offshore Geotechnical Engineering, Spon Press, New York, NY 10016, USA, pp 558.
- Randolph. M.F; Wroth. C.P. (1979) An analysis of the vertical deformation of pile groups, *Geotechnique* 29 (4) 423–439
- Randolph, M. F., J.P. Carter et CP . Wroth. (1979). Driven piles in clay- the effects of installation and subsequent consolidation. *Geotechnique*, vol. 29, n° 4, p. 361-393.
- Reul O. (2004) Numerical study of the bearing behavior of piled rafts. *Int J Geomech (ASCE)*;4(2):59–68.
- Roger. E (2003) Contributions aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux Thèse de Doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, France.
- Said .I (2006) Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale Thèse de Doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, France
- Said .I; De Gennaro; Frank.R (2008) Axisymmetric finite element analysis of pile loading tests, *Computers and Geotechnics* pg. 2–14
- Salgado.R; Prezzi .M. (2007) Advanced modeling tools for the analysis of axially loaded piles, *Advances in Deep Foundations*, pg. 49-67
- Salgado, Rodrigo. 2008. *The engineering of foundations*. Boston; Toronto: McGraw Hill, Xiv, 882 p.
- Small.J; Liu.HL (2008) Time-settlement behaviour of piled raft foundations using infinite elements *Computers and Geotechnics* 35, pg.187–195
- Smith .I. M; Griffiths (1988) *Programming the Finite Element Method* Wiley, Chichester,
- Ter-Martirosyan Z. G; Kwang .N, (2007) Interaction between pile foundation and soil *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 44, No. 2, pg 39-47
- Valerio S. A, Joao B. P (2007) Static analysis of soil/pile interaction in layered soil by BEM/FEM coupling *Advances in Engineering Software* 38, pg. 835–845

Voottipruex.P; Suksawat.T;Bergado. D.T; Jamsawang . P (2011) Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral loads Computers and Geotechnics 38 pg. 318–329

Wong K. S; Teh C. I. (1995) Negative Skin Friction on Piles in Layered Soil Deposits  
J. Geotech. Engrg. 121, pg. 457-455

Wong S.C; Poulos H.G (2005) Approximate pile-to-pile interaction factors between two dissimilar piles Computers and Geotechnics 32, pg. 613–618

YEN. B.T (2005) Finite element study of oil tank foundation system PhD Thesis, national university of singapore

YI.L (2004) Finite element study on static pile load testing PhD Thesis, national university of singapore

Zhang Q; Zhang Z ; He .J(2010) A simplified approach for settlement analysis of single pile and pile groups considering interaction between identical piles in multilayered soils Computers and Geotechnics 37, pg. 969–976

Zhou.A; Lu.T(2009) Elasto-plastic constitutive model of soil-structure interface in consideration of strain softening and dilation Acta Mechanica Solida Sinica, Vol. 22, No. 2, pg 171-179

## ANNEXE A: LES EQUATIONS DE MINDLIN

### Introduction

Les équations de Mindlin [MINDLIN, 1936] sont définies pour un massif semi-infini, homogène, élastique et isotrope et permettent de lier les réactions du sol à une zone discrète sur un pieu aux déplacements produit par le sol à toutes les autres zones similaires sur tous les pieux. Dans ces méthodes, les charges distribuées de manière continue sur le fût et la pointe du pieu sont supposées être similaires à des charges ponctuelles équivalentes à un point nœud le long de la ligne centrale de chaque pieu. L'exactitude de cette hypothèse a été vérifiée pour un groupe de pieux verticaux [CHOW, 1986].

MINDLIN [1936] sépare l'étude en deux cas selon la direction de la force présente dans le massif :

- \* la force est normale à la surface frontière du massif semi-infini (Fig. A-1),
- \* la force est parallèle à la surface frontière du massif semi-infini (Fig. A-2),

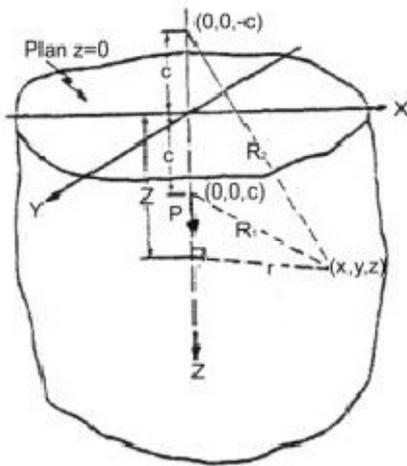


Figure. A-1 : Force normale à la frontière à l'intérieur d'un massif semi-infini.

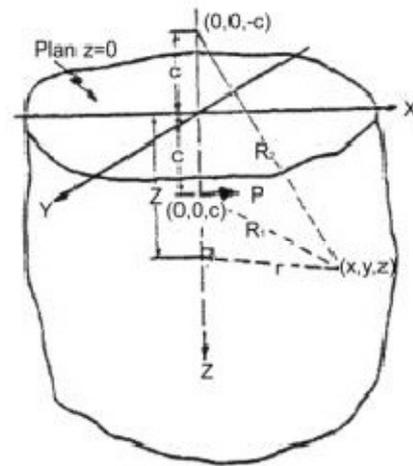


Figure. A-2 : Force parallèle à la frontière à l'intérieur d'un massif semi-infini.

### A-1) Origine des équations de Mindlin

Mindlin utilise la notion de noyau de déformation d'un solide infini. Les déplacements (Eq. A-1) ou les contraintes (Eq. A-2 et Eq. A-3) induits par une force ponctuelle sont donnés en

fonction d'un vecteur de Galerkin en terme de coefficients différentiels. Ce vecteur est lui-même composé de vecteurs de Galerkin, traduisant ainsi la superposition des noyaux de déformation. Dans le cas de l'expression de l'effet d'une force dans un solide semi-infini, on en utilise six, un pour représenter la force appliquée dans le solide semi-infini et cinq pour respecter les conditions aux limites (contraintes nulles à la frontière de l'espace semi-infini) sans ajouter de nouvelles singularités. Les vecteurs de Galerkin utilisés sont présentés plus loin.

$$\begin{aligned} u &= \frac{1}{2G} \left[ 2(1-\nu)\Delta X - \frac{\partial(\operatorname{div} \bar{F})}{\partial x} \right] \\ v &= \frac{1}{2G} \left[ 2(1-\nu)\Delta Y - \frac{\partial(\operatorname{div} \bar{F})}{\partial y} \right] \\ w &= \frac{1}{2G} \left[ 2(1-\nu)\Delta Z - \frac{\partial(\operatorname{div} \bar{F})}{\partial z} \right] \end{aligned} \quad (\text{Eq. A-1})$$

$$\begin{aligned} \sigma_x &= 2(1-\nu) \frac{\partial X}{\partial x} + \left( \nu\Delta - \frac{\partial^2}{\partial x^2} \right) \operatorname{div} \bar{F} \\ \sigma_y &= 2(1-\nu) \frac{\partial Y}{\partial y} + \left( \nu\Delta - \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) \operatorname{div} \bar{F} \\ \sigma_z &= 2(1-\nu) \frac{\partial Z}{\partial z} + \left( \nu\Delta - \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \operatorname{div} \bar{F} \end{aligned} \quad (\text{Eq. A-2})$$

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= (1-\nu) \left( \frac{\partial \Delta X}{\partial y} + \frac{\partial \Delta Y}{\partial x} \right) - \frac{\partial^2 \operatorname{div} \bar{F}}{\partial x \partial y} \\ \tau_{xz} &= (1-\nu) \left( \frac{\partial \Delta X}{\partial z} + \frac{\partial \Delta Z}{\partial x} \right) - \frac{\partial^2 \operatorname{div} \bar{F}}{\partial x \partial z} \\ \tau_{yz} &= (1-\nu) \left( \frac{\partial \Delta Y}{\partial z} + \frac{\partial \Delta Z}{\partial y} \right) - \frac{\partial^2 \operatorname{div} \bar{F}}{\partial y \partial z} \end{aligned} \quad (\text{Eq. A-3})$$

Où X, Y, Z: coordonnées du vecteur de Galerkin ;

F = iX + jY + kZ : vecteur de Galerkin;

i, j, k : vecteurs unitaires orthogonaux définissant le repère de Mindlin;

$\Delta$ : opérateur de Laplace;

G: module de cisaillement;

$\nu$ : coefficient de Poisson.

Les constantes des vecteurs de Galerkin sont définies à partir des équations limites et des conditions d'équilibre. On obtient après résolution du système les équations (Eq. A-4) pour la force ponctuelle normale à la surface frontière et (Eq. A-5) pour les forces parallèles. On ne présente ici que l'expression des déplacements.

Ces derniers sont présentés dans les repères définis sur les figures (Fig. A-1 et Fig. A-2).

- Cas où la force est normal à la surface frontière:

$$\begin{aligned}
 u &= \frac{P_z r}{16\pi G(1-\nu)} \left[ \frac{(z-c)}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z-c)}{R_2^3} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} + \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} \right] \\
 w &= \frac{P_z}{16\pi G(1-\nu)} \left[ \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} \right. \\
 &\quad \left. + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_1^5} \right] \quad (Eq.A-4)
 \end{aligned}$$

Où  $u$ : déplacement radial induit par la force ponctuelle  $P_z$  dans le repère de Mindlin de la figure (Fig. A-1);  $w$ : déplacement induit par la force ponctuelle  $P_z$ , selon l'axe des «  $z$  », dans le repère de Mindlin de la figure (Fig. A-1);  $P_z$ : force ponctuelle dirigée selon l'axe des «  $z$  », dans le repère de Mindlin de la figure (Fig. A-1);  $r$ : distance, dans le plan horizontal, entre le point d'application de la force  $P_z$  et le point où sont calculés les déplacements;

$z$ : profondeur par rapport à la surface frontière, du point où sont calculés les déplacements;

$c$ : profondeur par rapport à la surface frontière, du point d'application de la force ponctuelle  $P_z$ ;

$R_1$ : distance entre le point d'application de la force  $P_z$  et le point où sont calculés les déplacements;

$R_2$ : distance entre l'image du point d'application de la force  $P_z$  par rapport à la surface frontière et le point

Où sont calculés les déplacements;

$G$ : module de cisaillement;

$\nu$  : coefficient de Poisson.

- Cas où la force est parallèle à la surface frontière:

$$\begin{aligned}
 u &= \frac{P_x}{16\pi G(1-\nu)} \left[ \frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{1}{R_2} + \frac{x^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)x^2}{R_2^3} + \frac{2cz}{R_2^3} \left( 1 - \frac{3x^2}{R_2^2} \right) \right. \\
 &\quad \left. + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2+z+c} \left( 1 - \frac{x^2}{R_2(R_2+z+c)} \right) \right] \\
 v &= \frac{P_x \cdot x \cdot y}{16\pi G(1-\nu)} \left[ \frac{1}{R_1^3} + \frac{3-4\nu}{R_2^3} + \frac{6cz}{R_2^5} - \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)^2} \right] \\
 w &= \frac{P_x \cdot x}{16\pi G(1-\nu)} \left[ \frac{(z-c)}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z-c)}{R_2^3} - \frac{6cz(z+c)}{R_2^5} + \frac{4(1-\nu)(1-2\nu)}{R_2(R_2+z+c)} \right]
 \end{aligned} \tag{Eq. A-5}$$

où  $u$ ,  $v$ ,  $w$ : déplacements induits par la force ponctuelle  $P_x$ , respectivement dans la direction «  $x$  », «  $y$  » et «  $z$  », dans le repère de Mindlin de la figure (Fig. A-2);

$P_x$ : force ponctuelle dirigée selon l'axe des «  $x$  », dans le repère de Mindlin de la figure (Fig. A-2);  $r$ : distance, dans le plan horizontal, entre le point d'application de la force  $P_x$  et le point où sont calculés les déplacements;

$x$ ,  $y$ ,  $z$ : coordonnées du point où sont calculés les déplacements, respectivement selon les axes «  $x$  », «  $y$  », «  $z$  » dans le repère de Mindlin;

$c$ : profondeur par rapport à la surface frontière, du point d'application de la force ponctuelle  $P_x$ ;

$R_1$ : distance entre le point d'application de la force  $P_x$  et le point où sont calculés les déplacements;

$R_2$ : distance entre l'image du point d'application de la force  $P_x$  par rapport à la surface frontière et le point où sont calculés les déplacements;

$G$ : module de cisaillement;

$\nu$ : coefficient de Poisson.

## A-2) Les vecteurs de Galerkin

Les vecteurs, ainsi que les points d'application des forces sont exprimés dans le repère de MINDLIN (Fig. A-1 et Fig. A-2).

Les vecteurs de Galerkin utilisés sont différents selon la direction de la force. Dans les équations suivantes, les définitions des différents paramètres sont:

- $i$ ,  $j$ ,  $k$ : vecteurs unitaires orthogonaux définissant le repère de Mindlin;
- $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $D$ ,  $E$ ,  $F$ ,  $G$  et  $H$  sont des constantes (différentes pour les deux cas de forces).

A la suite des vecteurs de Galerkin, on présente les conditions limites la condition d'équilibre.

Dans le cas d'une force normale à la surface frontière

Pour représenter la force ponctuelle dans le solide semi-infini:

–  $\bar{F} = \bar{k} AR$  appliqué au point (0,0,c) avec  $R = R_1 = [r^2 + (z - c)^2]^{1/2}$

Pour respecter les conditions aux limites. Dans les équations suivantes, on remplace z et R par

les valeurs suivantes:  $z=z+c$  et  $R = R_2 = [r^2 + (z + c)^2]^{1/2}$

–  $\bar{F} = \bar{k} \frac{Bz}{R}$  force double appliquée au point (0,0,-c) dans la direction z;

–  $\bar{F} = \bar{k} E \log(R + z)$  centre de compression ou de dilatation appliquée au point (0,0,-c);

–  $\bar{F} = \bar{k} F [z \log(R + z) - R]$  ligne de compression ou de dilatation de force constante le long de l'axe des z de  $z=0$  à  $z=-\infty$ ;

–  $\bar{F} = \bar{k} \frac{G}{R}$  double centre de compression et de dilatation parallèle à l'axe des z., appliquée au point (0,0,-c).

Les conditions aux limites sont:  $[\sigma_z]_{z=0} = [\tau_{yz}]_{z=0} = 0$

La condition d'équilibre est:  $P = - \int_0^{\infty} 2 \pi r \sigma_z dr$  pour  $z > c$

Dans le cas d'une force parallèle à la surface frontière dans la direction des x

Pour représenter la force ponctuelle dans le solide semi-infini:

–  $\bar{F} = \bar{i} AR$  appliqué au point (0,0,c) avec  $R = R_1 = [r^2 + (z - c)^2]^{1/2}$

Pour respecter les conditions aux limites. Dans les équations suivantes, on remplace z et R par

les valeurs suivantes:  $z=z+c$  et  $R = R_2 = [r^2 + (z + c)^2]^{1/2}$

–  $\bar{F} = \bar{i} AR$  force ponctuelle appliquée au point (0,0,-c);

–  $\bar{F} = \bar{k} \frac{Cx}{R}$  force double dans la direction z et un moment autour de l'axe des y, appliqués au point (0,0,-c)

–  $\bar{F} = \bar{k} Dx \log(R + z)$  ligne de force double dans la direction z et un moment

autour de l'axe des y, appliqués le long de l'axe des z de  $z=0$  à  $z=-\infty$ ;

–  $\bar{F} = \bar{i} \frac{G}{R}$  double centre de compression et de dilatation appliquée au point (0,0,-c).

–  $\bar{F} = \bar{i} H [z \log (R + z) - R]$  ligne de double centre de compression et de dilatation appliquée le long de l'axe des z de z=0 à z=-∞;

Les conditions aux limites sont:  $[\sigma_z]_{z=0} = [\tau_{yz}]_{z=0} = 0$

La condition d'équilibre est:  $P = -4 \int_0^\infty \int_0^\infty \tau_{zx} dy dx$  pour  $z > c$