

# THÈSE

En vue de l'obtention du : **DOCTORAT**

**Centre de Recherche** : Centre de Recherche en Energie  
**Structure de Recherche** : Equipe de Modélisation et Simulation en Mécanique et Energétique  
**Discipline** : Physique  
**Spécialité** : Génie Civil

*Présentée et Soutenue le* : 26 / Février / 2022

*Par* :

***Fatima-Ezzahra AIT OUHAROUCH***

## ***Contribution à l'Etude de la Stabilité des Pieux Soumis à des Charges Latérales***

### ***Devant le JURY :***

Fatima KIFANI-SAHBAN	PES	Faculté des sciences, Université Mohamed V - Rabat	Présidente
El Houssaine EL GHALEB	PES	Faculté des sciences, Université Mohamed V – Rabat	Rapporteur/ Examineur
Mohamed DRIOUICH	PH	Faculté Polydisciplinaire, Université Sultan Moulay Slimane- Beni Mellal	Rapporteur/ Examineur
Mohammed TAIBI	PH	Faculté des Sciences, Université Hassan II- Casablanca	Rapporteur/ Examineur
Mohamed SAMMOUDA	PH	Faculté Polydisciplinaire, Université Sultan Moulay Slimane- Beni Mellal	Examineur
Ahmed RTIBI	PH	Faculté des sciences, Université Mohamed V – Rabat	Examineur
Kamal GUERAOU	PES	Faculté des sciences, Université Mohamed V – Rabat	Invité
Mohammed CHERRAJ	PES	Faculté des sciences, Université Mohamed V – Rabat	Co-Directeur de thèse
Bennasser BAHRAR	PES	Ecole Normale Supérieur des Sciences de l'Enseignement Technique, Université Hassane II - Mohammedia	Directeur de Thèse

**Année Universitaire : 2021 - 2022**

## **Résumé**

Beaucoup d'ouvrages sont fondés sur des pieux tels que les ponts, les structures offshore, les centrales nucléaires, les grandes tours. Par ailleurs, l'étude de la réponse dynamique de ces pieux constitue une étape cruciale, notamment en ce qui concerne la stabilité, la sécurité ou encore la durabilité de des ouvrages. Dans ce sens, nous avons consacré le présent travail à l'analyse numérique des pieux en béton soumis à des charges dynamiques, afin d'étudier leur comportement vis-à-vis de plusieurs facteurs et paramètres. Dans le cadre du développement de méthodes et de procédures, prenant en compte l'effet des chargements sur la réponse du pieu, une modélisation numérique en 3D a été réalisée, tout en utilisant des codes de différences finies lors de cette analyse. En utilisant ces résultats numériques, nous avons pu répondre au problème géotechnique de la détermination du coefficient de réaction du sol. Il convient de signaler, que cette étude montre que le coefficient de réaction du sol varie avec la profondeur. Notons, toutefois, que les solutions sont basées sur la modélisation des interactions sol-structure. Ainsi, un bon accord entre les résultats théoriques et numériques confirme la validité de la solution proposée.

**Mots-clefs :** Pieu, Sol, Déplacement, Analyse numérique, charges, interaction sol-structure.

## **Abstract**

Many structures are founded on pile foundation as bridges, offshore structures, nuclear plants, high buildings ... The study of the dynamic response of the piles constitutes an important element in the security and the durability of these structures. Deep foundations are used when the soil is very shallow under the soil surface. The most common types of deep foundations are piles, pillars and caissons. Laterally loaded piles require careful examination and behavioral analysis because the mode of rupture of the structure depends on the rigidity and the resistance of the soil, the rigidity and the resistance of the pile, the moment and the horizontal load applied to the head of the pile. It is difficult to establish a relationship between all the above parameters, so the influence of each parameter on the behavior of the soil-pile structure must be studied. The main objective of the project is to see how the displacement and the moment varies by varying the parameters of the soil and the pile.

**Keywords :** Pile, Soil, Displacement, Numerical Analysis, Lateral Loads, Vertical Loads, Battered Pile, Soil-Structure Interface.

## Dédicace

### **Je dédie ce travail**

À *mes chers parents*, pour leur soutien constant et leurs encouragements.

À *ma sœur Sara et mes frères Jamal et Nabil*, qui ont assuré le rôle d'un mur de soutien en m'encourageant à continuer jusqu'au bout.

À *ma tante Latifa et son époux oncle Saleh*.

À *mes chères cousines Abla, Laila et Houda*, sans oublier le petit Ghali.

À *mes chers professeurs*, pour la qualité de l'enseignement qu'ils m'ont prodigué au cours de la préparation de ma thèse de doctorat à l'université.

## Remerciement

Je souhaite remercier en premier lieu la structure de recherche « Equipe de Modélisation et Simulation en Mécanique et Energétique » de la Faculté des Sciences de Rabat, sous la direction de M. Mohammed CHERRAJ, PES à la faculté des sciences Rabat, qui m'a offert l'opportunité d'effectuer mes recherches et mes études dans ses locaux, en profitant de tous les moyens dépêchés par cette équipe en faveur des doctorants et chercheurs de la faculté.

Je tiens à remercier chaleureusement mon directeur de thèse, M. Bennasser BAHRAR, PES à l'Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement technique, pour le temps conséquent qu'il m'a accordé, ses qualités pédagogiques et scientifiques, sa franchise et sa sympathie.

J'adresse également mes remerciements les plus sincères à mon co-directeur de thèse M. Mohammed CHERRAJ, pour m'avoir accueilli au sein de son équipe, pour l'intérêt qu'il accordait à mes travaux et sa disponibilité pour la supervision de l'avancement des études tout au long de la période de préparation de la thèse.

Un grand merci à Mme Fatima SAHBAN, PES à la Faculté des sciences Rabat, pour avoir accepté de présider ma soutenance et d'attribuer ses remarques pertinentes, ayant permis l'amélioration de la qualité de ce projet.

Je voudrais remercier M. El Houssaine EL GHALEB, PES à la faculté des sciences de Rabat, pour avoir accepté d'assurer le rôle d'un rapporteur/examineur au cours de ma soutenance, mais aussi pour m'avoir accordé l'opportunité de bénéficier de son expertise dans le domaine de la physique.

Je tiens à remercier également M. Mohamed DRIOUICH, PH à la faculté polydisciplinaire de Beni Mellal, pour avoir accepté de prendre part à ma soutenance en tant que Rapporteur/Examineur.

De même, j'adresse mes remerciements à M. Mohammed TAIBI, PH à la faculté des sciences Rabat, pour l'intérêt qu'il a accordé à ma thèse en assistant en tant que membre de jury en sa qualité de rapporteur Examineur.

J'associe à ces remerciements M. Mohamed SAMMOUDA, PH à l'université Sultan Moulay Slimane – Faculté Polydisciplinaire- Beni Mellal pour avoir accepté d'examiner mon travail.

Je remercie M. Ahmed RTIBI, PH à l'université Mohammed V-Faculté des Sciences Rabat, pour avoir accepté de participer à ma soutenance en tant qu'examineur.

J'adresse un remerciement particulier à M. Kamal GUERAOU, PES à la Faculté des Sciences Rabat, pour avoir accepté l'invitation pour participer à ma soutenance.

## Résumé

Beaucoup d'ouvrages sont fondés sur des pieux tels que les ponts, les structures offshore, les centrales nucléaires, les grandes tours. Par ailleurs, l'étude de la réponse dynamique de ces pieux constitue une étape cruciale, notamment en ce qui concerne la stabilité, la sécurité ou encore la durabilité de des ouvrages. Dans ce sens, nous avons consacré le présent travail à l'analyse numérique des pieux en béton soumis à des charges dynamiques, afin d'étudier leur comportement vis-à-vis de plusieurs facteurs et paramètres. Dans le cadre du développement de méthodes et de procédures, prenant en compte l'effet des chargements sur la réponse du pieu, une modélisation numérique en 3D a été réalisée, tout en utilisant des codes de différences finies lors de cette analyse. En utilisant ces résultats numériques, nous avons pu répondre au problème géotechnique de la détermination du coefficient de réaction du sol. Il convient de signaler, que cette étude montre que le coefficient de réaction du sol varie avec la profondeur. Notons, toutefois, que les solutions sont basées sur la modélisation des interactions sol-structure. Ainsi, un bon accord entre les résultats théoriques et numériques confirme la validité de la solution proposée.

Mots clés : Pieu, Sol, Déplacement, Analyse numérique, charges, interaction sol-structure.

## Abstract

Many structures are founded on pile foundation as bridges, offshore structures, nuclear plants, high buildings ... The study of the dynamic response of the piles constitutes an important element in the security and the durability of these structures. Deep foundations are used when the soil is very shallow under the soil surface. The most common types of deep foundations are piles, pillars and caissons. Laterally loaded piles require careful examination and behavioral analysis because the mode of rupture of the structure depends on the rigidity and the resistance of the soil, the rigidity and the resistance of the pile, the moment and the horizontal load applied to the head of the pile. It is difficult to establish a relationship between all the above parameters, so the influence of each parameter on the behavior of the soil-pile structure must be studied. The main objective of the project is to see how the displacement and the moment varies by varying the parameters of the soil and the pile.

**Key words:** Pile, Soil, Displacement, Numerical Analysis, Lateral Loads, Vertical Loads, Battered Pile, Soil-Structure Interface.

## Notations et abréviations

A : section de la pointe du pieu

$A_p$  : aire du pieu circonscrit par le diamètre extérieur c : cohésion

$d_{pm}$  : déplacement en tête du pieu à la rupture

$d_{\square}$  : multiplicateur plastique

D : diamètre dupieu

$D_r$  : densité relative =  $(100I_D)$

$D_{50}$  : diamètre moyen des grains

E : module d'Young

$E_{eq}$  : module d'Young équivalent du pieu

$E_d$  : module d'Young sécant de déchargement-rechargement

$E_M$  : module pressiométrique

$E_p$  : module d'Young du pieu

$E_s$  : module d'Young du sable

$E_t$  : module d'Young tangent du sable

$E^*$  : module d'Young fictif de l'interface

$f_s$  : contrainte moyenne de cisaillement entre deux manchons de mesure

$f_{10}$  : frottement local axial à 10 m de la pointe

G : module de cisaillement

$G_M$  : module de cisaillement au pressiomètre Ménard

$G_p$  : module de cisaillement au pressio-pénétrromètre

$G_{p0}$  : module de cisaillement sécant au pressiomètre auto foreur

h : distance verticale à partir de la pointe du pieu

H : largeur de l'interface tridimensionnelle

$I_1$  : premier invariant

$I_D$  : indice de densité

J : racine du second invariant

$J_2$  : second invariant

$J_3$  : troisième invariant

$J_c$  : racine du second invariant à la phase caractéristique

$k_p$  : facteur de portance par la méthode pressiométrique

$k_c$  : facteur de portance par la méthode pénétrométrique

$K_0$  : coefficient des pressions des terres

$K_c$  : coefficient des pressions des terres après installation

$K_n$  : rigidité normale (kPa/m)

$K_N$  : rigidité normale (kPa)  
 $K_t$  : rigidité tangentielle (kPa/m)  
 $K_{sx}$  : rigidité tangentielle dans la direction x  
 $K_{sy}$  : rigidité tangentielle dans la direction y  
 $K_{\square}$  : pente initiale de la courbe de frottement pendant le chargement  
 $L$  : longueur de l'interface  
 $L_p$  : longueur du pieu  
 $l_i$  : longueur du tronçon i  
 $N_i$  : fonctions d'interpolation  
 $N_q$  : facteur de capacité portante  
 $N_{side}$  : valeur moyenne du nombre de coups au SPT  
 $N_{SPT}$  : nombre de coups du SPT  
 $OCR$  : coefficient de surconsolidation  
 $p$  : contrainte effective moyenne ( $=\bar{p}'$ )  
 $p_{LM}$  : pression limite mesurée au pressiomètre  
 $p_{le}^*$  : pression limite nette équivalente à la base du pieu  
 $p_0$  : contrainte horizontale totale au même niveau dans le sol avant essai  
 $P$  : périmètre du pieu  
 $q$  : déviateur de contrainte  
 $q_0$  : contrainte verticale totale initiale in situ ( $=\sigma_{v0}$ ) (kPa)  
 $q_{ce}^*$  : résistance en pointe équivalente au pénétromètre statique (kPa)  
 $q_c$  : résistance de cône au CPT (kPa)  
 $q_p$  : résistance en pointe du pieu (kPa)  
 $q_{pres}$  : résistance en pointe résiduelle (kPa)  
 $q_s$  : frottement axial unitaire  
 $(=\tau)(kPa)$   
 $q_{si}$  : frottement axial unitaire dans chaque tronçon i (kPa)  
 $Q_0$  : charge en tête du pieu (kN)  
 $Q_c$  : charge de fluage du pieu (kN)  
 $Q_{ca}$  : capacité portante calculée du pieu (kN)  
 $Q_i$  : charge axiale du tronçon i (kN)  
 $Q_m$  : capacité portante mesurée du pieu (kN)  
 $Q_p$  : charge en pointe du pieu (kN)  
 $Q_{pres}$  : charge en pointe résiduelle (kN)  
 $Q_s$  : charge de frottement axial (kN)

$Q_{sres}$  : charge résiduelle de frottement axial (kN)  
 $Q_t$  : charge totale du pieu (kN)  
 $R$  : rayon du pieu (m)  
 $R_{eq}$  : rayon équivalent du pieu  
 $R_n$  : rugosité normalisée  
 $R_p$  : rugosité relative de l'interface  
 $s$  : déplacement axial le long du pieu  
 $S_i$  : section du tronçon  $i$   
 $S_{lat}$  : surface latérale du pieu  
 $t$  : épaisseur de l'interface  
 $u_n$  : déplacement normal relatif de l'interface  
 $u_t$  : déplacement tangentiel relatif de l'interface bidimensionnelle  
 $u_{ti}$  : déplacement tangentiel relatif de l'interface tridimensionnelle dans la direction  $i$   
 $u, v, w$  : déplacements locaux de l'interface tridimensionnelle  
 $u_i, v_i, w_i$  : déplacements nodaux de l'interface tridimensionnelle correspondant au nœuds  $i$   
 $w_b$  : déplacement de la pointe du pieu  
 $w_{t0}$  : déplacement en tête du pieu au cours du chargement  
 $W$  : poids du pieu  
 $z$  : profondeur  
 $\alpha$  : angle d'orientation de l'interface  
 $\alpha_g$  : coefficient géométrique, rapport des rayons intérieurs et extérieurs  
 $\alpha(\alpha^p)$  : fonction d'écrouissage du modèle MEPI 3D  
 $\alpha'$  : angle de frottement de l'interface  
 $\alpha'_p$  : angle de frottement de l'interface au pic  
 $\alpha'_{cv}$  : angle de frottement critique de l'interface  
 $\alpha_h$  : déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement de l'interface  
 $\alpha_l$  : raccourcissement du tronçon  $i$   
 $\alpha\alpha'_r$  : augmentation de la contrainte radiale au cours du chargement  
 $\alpha\alpha'_{rp}$  : diminution initiale de la contrainte radiale au cours du chargement due à la contractance  
 $\alpha\alpha'_{rd}$  : augmentation de la contrainte radiale au cours du chargement due à la dilatance  
 $\alpha_v$  : déformation volumique  
 $\alpha_d$  : déformation déviatorique  
 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  : déformations normales aux plans de l'interface tridimensionnelle ( $=\alpha_{xx}, \alpha_{yy}, \alpha_{zz}$ )  
 $\alpha'$  : angle de frottement interne du sable  
 $\alpha'_{cv}$  : angle de frottement résiduel (critique) du sable  
 $\alpha_i$  : angle de frottement intergranulaire du sable

- $\alpha'_p$ : angle de frottement interne au pic dusable
- $\gamma$  : poids volumique du sol
- $\gamma_p$  : poids volumique du pieu
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  : distorsions agissant sur l'interface tridimensionnelle ( $=\alpha_{zx}, \alpha_{zy}, \alpha_{xy}$ )
- $\beta$  : flexibilité du pieu
- $\beta_{ref}$ : flexibilité de référence du pieu
- $\mu$  : coefficient de frottement réel d'interface
- $\mu^*$ : coefficient de frottement apparent d'interface
- $\mu(u^P)_t$ : fonction d'écrouissage du modèle MEPI 2D
- $\nu$  coefficient de Poisson
- $\nu_s$  coefficient de Poisson du sable
- $\nu_p$  coefficient de Poisson du pieu
- $\mu^*$  : coefficient fictif de l'interface
- $\sigma_c$  : contrainte de consolidation
- $\sigma_n$  : contrainte normale de l'interface bidimensionnelle
- $\sigma_{ne}$  : contrainte normale appliquée à l'échantillon du sable autour du pieu
- $\sigma_{ni}$  : contrainte normale initiale à l'interface
- $\sigma'_r$  : contrainte radiale effective
- $\sigma'_{rc}$  : contrainte radiale effective après stabilisation
- $\sigma'_{rs}$  : contrainte radiale effective au cours du fonçage
- $\sigma'_{rf}$  : contrainte radiale effective à la rupture
- $\sigma_v$  : contrainte verticale
- $\sigma'_{v0}$  : contrainte verticale effective initiale in situ
- $\sigma_\theta$  : contrainte orthoradiale
- $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  : contraintes normales aux plans de l'interface tridimensionnelle ( $=\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$ )
- $\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$  : contraintes principales
- $\tau$  : Contrainte de cisaillement
- $\tau_1, \tau_2, \tau_3$  : contraintes de cisaillement appliquées à l'interface tridimensionnelle ( $=\tau_{zx}, \tau_{zy}, \tau_{xy}$ )
- $\tau_f$  : contrainte de cisaillement locale à la rupture
- $\tau_{moy}$  : contrainte de cisaillement moyenne sur le fût du pieu
- $\tau_p$  : contrainte de cisaillement moyenne à la rupture
- $\tau_{res}$ : contrainte de cisaillement résiduelle
- $\tau_{rz}$  : contrainte de cisaillement locale
- $\theta$  : angle de Lode

## Liste des figures

<b>Figure 1: Différents types des fondations superficielles (a) fondation isolée, (b) fondation filante, et (c) fondation de type radier.....</b>	<b>6</b>
<b>Figure 2.....</b>	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>Figure 3: Équilibre des terres sous la fondation [9]. .....</b>	<b>8</b>
<b>Figure 4 : Différents cas de chargement [16]. .....</b>	<b>13</b>
<b>Figure 5 : Courbe pressiométrique I:Phase mise en contact de la paroi de sonde avec le sol, II : Phase pseudo-élastique, III : Phase plastique ou des grandes déformations. ....</b>	<b>15</b>
<b>Figure 6: Schéma de fonctionnement d'un pieu.....</b>	<b>20</b>
<b>Figure 7: Courbe de réaction du sol. (Tiré de Frank 1995) .....</b>	<b>33</b>
<b>Figure 8: Pression et réaction du sol. (Tiré de Frank 1995) .....</b>	<b>33</b>
<b>Figure 9: Modèle basé sur la théorie de Winkler.....</b>	<b>34</b>
<b>Figure 10 : Courbe (P-y) incluant Put, et Es.....</b>	<b>35</b>
<b>Figure 11 : Frottement sol-pieu est négatif.....</b>	<b>37</b>
<b>Figure 12: Pieu isolé Charges latérales.....</b>	<b>39</b>
<b>Figure 13: Pieu incliné chargé axialement .....</b>	<b>39</b>
<b>Figure 14: Dimensions du bloc monolithique [2] .....</b>	<b>41</b>
<b>Figure 15: Zone d'influence pour tassement ; a) de groupe de pieux et b) d'un pieu isolé (Tiré de Prakash et Sharma, 1990).....</b>	<b>43</b>
<b>Figure 16: Répartition des contraintes pour pieux flottants dans une argile homogène. (Tiré de Prakash et Sharma, 1990) .....</b>	<b>45</b>
<b>Figure 17: Comportement d'un système sol-pieu (cas d'un pieu souple) soumis à un chargement latéral [Baguelin et al., 1972] .....</b>	<b>50</b>
<b>Figure 18: Déformation du sol sableux autour du pieu aux grands déplacements (Adachi et al.).....</b>	<b>51</b>
<b>Figure 19: Définition graphique de p et y [Reese et Sullivan, 1980] .....</b>	<b>52</b>
<b>Figure 20: série de courbes p-y pour un pieu [Reese et Sullivan, 1980] .....</b>	<b>53</b>
<b>Figure 21: Modes de rupture d'un pieu libre en tête: (a) Pieu rigide – (b) Pieu souple [Broms, 1965]....</b>	<b>54</b>
<b>Figure 22: Modes de rupture d'un pieu encastré en tête : (a) Pieu souple, (b) Pieu semi-rigide et (c) Pieu rigide [Broms, 1965] .....</b>	<b>55</b>
<b>Figure 23: Pieux inclinés classés en pieu incliné inverse (négatif) et pieu incliné avant (positif) .....</b>	<b>56</b>
<b>Figure 24 : Schéma montrant l'effet de la charge verticale sur la résistance latérale du sol autour d'un pieu [Zhang et al., 2002].....</b>	<b>58</b>
<b>Figure 25: Pieu mobilisant la réaction latérale du sol.....</b>	<b>59</b>
<b>Figure 26: Représentation de modèle de Winkler .....</b>	<b>60</b>
<b>Figure 27: (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation latérale et (b) Courbes de réaction (p-y) .....</b>	<b>64</b>
<b>Figure 28 : (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale (b) Courbes de réaction : (p-y).....</b>	<b>66</b>
<b>Figure 29 : Courbes p-y modifiées pour un pieu incliné positif dans le sable [Zhang et al., 1999] .....</b>	<b>69</b>
<b>Figure 30 : Discrétisation en différences finies pour l'analyse de pieux chargés latéralement [Poulos et Davis, 1980] .....</b>	<b>70</b>
<b>Figure 31 : Modélisation d'un pieu sous charges latérales : (a) Déformation plane ; (b) Approche axisymétrique ; (c) Approche tridimensionnelle.....</b>	<b>73</b>
<b>Figure 32 : Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface (a) CNC, (b) VC, (c) RNC (Evgin et Fakharian 1996) .....</b>	<b>82</b>
<b>Figure 33 : Réponses mécaniques typiques de l'interface à CNC .....</b>	<b>83</b>
<b>Figure 34 : Influence de la contrainte normale sur le comportement de l'interface sable dense-acier (Hu et Pu 2004) .....</b>	<b>85</b>
<b>Figure 35 : Figure I-4 Influence de la rugosité sur le comportement de l'interface sable dense – acier (Hu et Pu 2004) .....</b>	<b>86</b>
<b>Figure 36: Influence de la densité sur le comportement de l'interface sable d'Hostun-acier rugueux à l'ACSA (Dumitrescu 2005) .....</b>	<b>86</b>
<b>Figure 37: Interaction cinématique sol-pieux et interaction inertielle sol-pieux-structure (modifiée, Gazetas et al. 1998). .....</b>	<b>87</b>
<b>Figure 38 : Procédure générale de l'analyse de l'interaction sismique sol-pieu-fondation- structure (Gazetas et al. 1992).....</b>	<b>90</b>
<b>Figure 39 : Modèle dynamique de Winkler (Gazetas et al. 1998). .....</b>	<b>92</b>

<b>Figure 40 : Maillage élément finis pour un groupe de 2x2 pieux (Trochanis et al. 1988).</b>	96
<b>Figure 41 : Maillage type pour l'étude de la réponse inertielle d'un pieu isolé (Chung 2000).</b>	97
<b>Figure 42 : Maillage utilisé (Maheshwari et al 2004 et 2005).</b>	98
<b>Figure 43 : Surface de charge du modèle HiSS (Maheshwari et al 2004 et 2005).</b>	98
<b>Figure 44: Maillage élément finis en 2D (Kishishita et al. 2000).</b>	99
<b>Figure 45 : Maillage éléments finis pour un pieu isolé (Shahrour et al. 2001).</b>	99
<b>Figure 46 : Propriétés mécaniques, conditions aux limites et maillage pour un pieu isolé implanté dans un sol liquéfié (Ousta et Shahrour 2001).</b>	100
<b>Figure 47 : Modèle et maillage éléments finis pour un groupe 2x2 pieux inclinés de 20°, (Sadek et Shahrour 2003).</b>	101
<b>Figure 48: Maillage EF en 2D pour un groupe 2x2 pieux (Wong 2004).</b>	102
<b>Figure 49: Influence de la variation du module de Young sur la réponse d'un groupe de 4 pieux verticaux (Sadek 2003).</b>	103
<b>Figure 50 : Influence de la rigidité de sol ; amplification de déplacement (up en tête de pieu/ug en surface de sol) ; a) sol rigide <math>E_P/E_S=500</math>, b) sol molle <math>E_P/E_S=10000</math>, chargement harmonique avec <math>a_{max}=1</math> m/s<sup>2</sup>, (Maheshwari et al. 2005).</b>	104
<b>Figure 51: Spectre de l'accélération en tête de pieux pour un groupe 2x2 pieux verticaux et inclinés pour deux intensités de chargement 0,1 g et 0,5 g (Wong 2004).</b>	107
<b>Figure 52 : Influence de la superstructure sur la réponse sismique des pieux : a) schéma du test réalié; b) enveloppe des moments fléchissants dans les pieux, (Meymand 1998)</b>	108
<b>Figure 53 : Étude en centrifugeuse de la réponse de groupes de pieux à un chargement sismique (Juran et al. 1999).</b>	110
<b>Figure 54 : Effet de l'interaction inertielle. Réponse des jauges H-5 et P-15 situées respectivement au centre et à la frontière du groupe des pieux (Vanderpool et al. 2002).</b>	111
<b>Figure 55 : Courbe charge-déflexion pour différents groupes de pieux (Comodromos et Pitilakis 2005).</b>	112
<b>Figure 56: Influence de la fréquence de chargement sur le moment fléchissant dans le pieu extérieur masse=300T (Chung 2000).</b>	113
<b>Figure 57 : Influence de la fréquence de chargement ; amplification de déplacement (<math>u_0</math> à la base, <math>u_g</math> en surface de sol élastique et <math>u_p</math> en tête de pieu), <math>E_P/E_S=2123</math>, chargement harmonique avec <math>a_{max}=1</math> m/s<sup>2</sup>, (Maheshwari et al. 2004, 2005).</b>	113
<b>Figure 58 : Influence de la non-linéarité sur la réponse statique d'un pieu isolé (Wong 2004).</b>	117
<b>Figure 59 : Influence de la non-linéarité de sol sur la réponse spectrale en tête d'un pieu isolé, chargement à la base de 0,3 g (Wong 2004).</b>	117
<b>Figure 60 : Influence de la plasticité de sol sur la réponse d'un groupe de 2x2 pieux sous le chargement de séisme de El-Centro 1940, <math>a_{max}=1</math> m/s<sup>2</sup>, <math>E_S=11.78</math> MPa, <math>E_P=25</math> GPa, (Maheshwari et al. 2004, 2005).</b>	118
<b>Figure 61 : Winkler model in the case of a lateral solicitation</b>	125
<b>Figure 62 : Model in initial state</b>	126
<b>Figure 63 : Modeling of the soil grid</b>	126
<b>Figure 64 : Model before installation of the pile in the ground</b>	127
<b>Figure 65 : Model after installation of the pile in the ground</b>	127
<b>Figure 66 : The maximum imbalance force.</b>	128
<b>Figure 67 : Maximum imbalance force after applying vertical force</b>	128
<b>Figure 68 : Moving the pile subjected to lateral force</b>	129
<b>Figure 69: The deformation of the soil-soil system</b>	129
<b>Figure 70 : Velocity in the x direction</b>	130
<b>Figure 71: P-y curves for different depth</b>	131
<b>Figure 72 : Variation of soil reaction coefficient as a function of depth</b>	134
<b>Figure 73: Winkler model in the case of a lateral solicitation</b>	138
<b>Figure 74 : Principle of superposition for the deflection of laterally loaded piles</b>	140
<b>Figure 75 : variation of the moment for different value of C.</b>	141
<b>Figure 76 : variation of Deflection for different value of C.</b>	142
<b>Figure 77 : Variation of soil reaction for different value of C.</b>	142
<b>Figure 78 : Variation of the moment for different value of <math>\gamma</math>.</b>	143
<b>Figure 79 : Variation of Deflection for different value of <math>\gamma</math>.</b>	143
<b>Figure 80: Variation of soil reaction for different value of <math>\gamma</math>.</b>	144
<b>Figure 81: Variation of the moment for different value of d.</b>	144

<b>Figure 82: Variation of Deflection for different value of d.....</b>	<b>145</b>
<b>Figure 83: Variation of soil reaction for different value of d.....</b>	<b>145</b>
<b>Figure 84 : variation of the moment for different value of e .....</b>	<b>146</b>
<b>Figure 85 : The variation of Deflection for different value of e.....</b>	<b>146</b>
<b>Figure 86 : The variation of soil reaction for different value of e. ....</b>	<b>147</b>

## Liste des tableaux

Tableau 1 : Valeurs des facteurs de capacité portante dépend de ( $\nu$ ).....	10
Tableau 2: Valeurs des facteurs de forme de la semelle.....	11
Tableau 3 : valeurs moyennes de $E_s$ pour pieux battus (D'après Poulos et Davis ,1980) .....	30
Tableau 4: Équations des poutres sur appuis élastiques pour l'analyse des pieux sous charges latérales (Adapté de Reese et Van Impe, 2001) .....	36
Tableau 5: Valeurs de $C_e$ selon essais de chargement sur pieux flottant en vraie échelle. ....	40
Tableau 6: Valeurs de $C_e$ pour pieu refoulant le sol lors de la mise en place. ....	42
Tableau 7: Calcul de tassement de groupe de pieux SG selon Meyerhof (1976) .....	44
Tableau 8: Classification des pieux [MCIF, 2013].....	48
Tableau 9: Valeurs de $A$ pour le calcul de $E_S$ dans un sable [Terzaghi, 1955].....	63
Tableau 10: Valeurs de $m_1$ pour le calcul de $E_S$ dans un sable [Terzaghi, 1955] .....	63
Tableau 11: Facteur rhéologique $a$ pour divers types de sols [Ménard, 1992] .....	63
Tableau 12: Valeurs représentatives de $e_{50}$ [Reese et al., 2006] .....	66
Tableau 13: Valeurs représentatives de $k$ pour la méthode de Reese et al., [1974] .....	67
Tableau 14 : Variation de $F_1$ avec la densité relative du sable [Meyer et Reese, 1979] .....	74
Tableau 15 : Récapitulatif sur les approches de dimensionnement des pieux sous chargement latéral .....	75
Tableau 16 : Quelques dispositifs d'étude du frottement d'interfaces granulaires (Farih 2005).....	81
Tableau 17 : Synthèse des valeurs expérimentales sur l'épaisseur de la couche d'interface (Farih 2005). 84	
Tableau 18 : Formes des zones primitives disponibles utilisées dans ce projet de doctorat Erreur ! Signet non défini.	
Tableau 19 : Mechanical characteristics of the soil and the pile[24].....	123
Tableau 20 : Values of the coefficient $\alpha(y_0)$ involved in the expression of the reaction coefficient as a function of depth [30]. ....	133
Tableau 21 : Calculation of soil reaction coefficient from p-y curves obtained by numerical analysis..	133
Tableau 22: Calculation of soil reaction coefficient from shakhirev's and ejjaouani expression. ....	133

# Sommaire

<b>Dédicace</b> .....	i
<b>Remerciement</b> .....	ii
<b>Résumé</b> .....	iii
<b>Abstract</b> .....	iv
<b>Notations et abréviations</b> .....	v
<b>Liste des figures</b> .....	ix
<b>Liste des tableaux</b> .....	xii
<b>Introduction</b> .....	1
<b>Chapitre I : Généralités sur les fondations</b> .....	5
1 Capacité portante et tassement .....	6
2 Calcul de la capacité portante des fondations superficielles .....	7
2.1 Méthodes de calcul de la capacité portante .....	7
2.1.1 Méthode de calcul « C-φ » .....	7
2.2 Méthode du pénétromètre dynamique .....	14
2.2.1 Calcul de la résistance dynamique de pointe qd.....	14
2.3 Méthode du pressiomètre Ménard .....	15
2.3.1 Calcul de la pression limite ql .....	15
2.3.2 Calcul des tassements des fondations superficielles.....	17
1 Notions de ligne de rupture et fonctionnement d'un pieu .....	19
2 Classification des pieux.....	20
3 Calcul de la capacité portante des pieux.....	21
3.1 Méthodes de calcul de la force portante d'un pieu battu sous charge axiale .....	21
3.1.1 Formule des Hollandais.....	22
3.1.2 Formule de Crandall.....	22
3.2 Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré sous charge axiale .....	22
3.2.1 Formule statique .....	23
3.3 Calcul à partir de l'essai au pénétromètre .....	27
3.3.1 Calcul de la pression limite qp sous la pointe .....	27
3.3.2 Calcul du frottement latéral qf.....	28
4 Tassement d'un pieu isolé .....	28
5 Méthodes de calcul de tassement .....	29
5.1 Méthode basée sur la théorie d'élasticité .....	29
5.2 Méthode des courbes de transfert de charges .....	30
5.2.1 Modèle de Coyle et Reese .....	30
5.2.2 Modèle de Coyle et Sulaiman.....	31
5.2.3 Modèle de Frank et Zhao.....	31
5.3 Méthodes empiriques .....	31
6 Comportement d'un pieu sous charges latérales .....	32

6.1	Méthode basée sur la théorie de Winkler .....	34
6.1.1	Développement des courbes de réaction (P-y) .....	34
7	Justification et dispositions constructives .....	36
7.1	Capacité portante ou force portante.....	36
7.2	Dimensions - inclinaison .....	37
7.2.1	Diamètre .....	37
7.2.2	Longueur .....	38
7.2.3	Inclinaison .....	38
8	Capacité portante de groupe des pieux sous charges axiales.....	39
8.1	Comportement d'un groupe de pieux.....	39
8.2	Coefficient d'efficacité et capacité portante basée sur $C_e$ .....	40
8.3	Groupe de pieux dans les sols cohérents .....	40
8.4	Groupe de pieux dans les sols sans cohésion .....	41
9	Tassement d'un groupe de pieux .....	42
9.1	Méthodes de calcul de tassements .....	43
9.1.1	Méthodes empiriques pour le groupe de pieux dans le cas du sable .....	43
9.1.2	Méthode empirique de Terzaghi et Peck pour les argiles.....	44
<b>Chapitre II : Étude Géotechnique - Interaction pieux-sol.....</b>		<b>47</b>
1	Pieu vertical sous chargement latéral .....	47
2	Classification des pieux.....	48
3	Influence de la mise en place.....	49
4	Comportement du système sol-pieu pendant le chargement .....	49
5	Réponse du sol, du pieu et courbes p-y .....	51
6	Comportement à la rupture.....	53
7	Pieu incliné sous chargement latéral .....	56
8	Pieu sous chargements vertical et latéral.....	57
9	Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales .....	58
9.1	Méthode de Winkler .....	59
9.1.1	Principe.....	59
9.1.2	Module de réaction du sol .....	60
9.1.3	Conclusions sur la méthode de Winkler .....	60
9.2	Méthode de courbes p-y .....	63
9.2.1	Courbes p-y pour des sols argileux .....	64
9.2.2	Courbes p-y pour des sols sableux .....	66
9.2.3	Courbes p-y pour pieux inclinés.....	68
9.2.4	Conclusions sur la méthode p-y .....	69
9.3	Méthode du continuum élastique.....	70
9.4	Méthodes numériques.....	72
9.4.1	Méthode des éléments finis .....	72

9.4.2	Méthode des différences finies .....	73
9.5	Recommandations du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2013).....	73
9.5.1	Méthode empirique [Broms, 1964a et b].....	74
9.5.2	Méthode de Bhushan et al. [1980, 1981].....	74
9.6	Récapitulatifs sur les approches d'étude de la réponse latérale de pieux sous charges latérales 75	
Conclusions .....		75
<b>Chapitre III : Modélisation et Simulation</b> .....		78
1	Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure.....	78
1.1	Définition de l'interface sol-structure .....	78
1.2	Caractérisation expérimentale de l'interface .....	79
1.3	Rappels de quelques appareils de caractérisation de l'interface.....	79
2	Observations expérimentales du comportement de l'interface.....	82
2.1	Épaisseur d'interface .....	83
2.2	Influence des différents paramètres sur le comportement de l'interface .....	84
2.2.1	Influence de la contrainte normale .....	84
2.2.2	Influence de la rugosité .....	85
2.2.3	Influence de la densité relative de l'échantillon .....	86
3	Interaction sol-pieux-structure.....	87
3.1	Phénomène d'interaction.....	87
3.2	Modélisation et méthodes de résolution de l'interaction dynamique sol-pieux-structure .....	88
4	Méthodes de calcul des pieux.....	91
4.1	Approche par des méthodes simplifiées .....	91
4.1.1	Approche numérique .....	91
5	Modélisation de comportement statique des pieux.....	94
6	Modélisation du comportement dynamique des pieux .....	95
6.1	Modélisation de comportement dynamique de pieux.....	98
7	Comportement des pieux : étude paramétrique et observations .....	102
7.1	Influence de la rigidité de sol et de sa variation avec la profondeur .....	102
7.2	Influence de la rigidité relative pieu- sol.....	103
7.3	Influence de l'inclinaison de pieux.....	105
7.4	Influence des propriétés de la superstructure .....	107
7.5	Effet de groupe .....	108
7.6	Influence du contenu fréquentiel de chargement sismique.....	112
7.7	Influence de l'articulation de pieux dans leur chevêtre.....	114
7.8	Influence de l'encastrement des pieux dans une couche rigide .....	115
7.9	Influence de la non-linéarité de sol .....	115
Conclusions .....		118
<b>Chapitre IV : Application et Résultats</b> .....		121
I.	Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales .....	121

1	Méthode à la pause .....	121
2	Méthode de Broms .....	121
3	Méthode de Winkler .....	121
4	Modélisation numérique et identification des paramètres .....	122
4.1	Modélisation, Discrétisation et Simulation numérique .....	122
4.1.1	Définition d'un modèle : .....	122
4.1.2	Pourquoi modéliser ? .....	122
4.1.3	Les différents modèles de modélisation : .....	122
4.2	De la modélisation à la simulation numérique .....	123
4.3	Modèle élastique pour caractériser le pieu .....	123
4.4	Modèle de Mohr-Coulomb pour caractériser le sol: .....	124
4.5	Méthode de Winkler pour modéliser le système sol-pieu .....	124
5	Approche numérique et méthode de résolution .....	125
5.1	L'approche numérique .....	125
5.2	Procédure de modélisation .....	125
5.3	Coefficient de réaction du sol .....	132
	Conclusion .....	134
	II. Etude de l'influence paramètre caractéristiques du sol et de pieu sur un pieu soumis à une charge latérale .....	136
1	Introduction .....	136
2	Équation différentielle pour une poutre sur fondation élastique .....	137
2.1	Modèle de Winker .....	137
2.1.1	Non-dimensional solutions for vertical piles subjected to lateral loads .....	138
3	Influence de la variation des paramètres caractéristiques du sol .....	140
	Conclusion .....	147
	<b>Conclusion Générale</b> .....	149
	Liste des références .....	151

## Introduction

Les pieux [1] sont des éléments structuraux couramment utilisés en génie civil [2]. Ils sont dimensionnés pour reprendre à la fois des efforts axiaux, des efforts latéraux et des moments [3]. Leur comportement mécanique [4] a déjà fait l'objet de nombreux travaux de recherches qui ont abouti à des méthodes de dimensionnement largement adoptées dans le domaine de la construction.

Dans le passé, il était considéré que les charges latérales, dues à l'action du vent ou des sollicitations sismiques, sur les structures étaient reprises par des pieux inclinés alors que l'effort axial et le moment étaient repris par des pieux verticaux [5]. L'apparition de nouveaux besoins, comme par exemple, la stabilité des plateformes marines (offshore), structures soumises à des charges latérales de houle considérables, a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant compte de la sollicitation latérale dans le dimensionnement de l'ensemble des pieux [6]. C'est ainsi que des méthodes de calcul à l'état limite ultime ont fait leur apparition, suivies par les méthodes de calcul en déplacement, permettant ainsi d'évaluer la réponse latérale des pieux sous une sollicitation latérale (chargement latéral ou déplacementlatéral) [7].

Les méthodes actuelles d'analyse des pieux chargés latéralement sont divisées d'après Fan et Long [8] en trois catégories : les méthodes de l'équilibre limite [ex : Broms, 1964a et b] [9], les méthodes aux coefficients de réaction [10] et les méthodes modélisant le sol comme un milieu continu. Bien que la complexité des méthodes numériques par éléments finis ou par différences finies signifie qu'elles sont d'usage moins courant que les méthodes d'analyse de comportement de pieux [11], elles peuvent modéliser l'interaction sol-pieu avec plus de rigueur, tout en incluant les effets du chargement vertical sur l'interface [12] sol-pieu, l'inclinaison des pieux, la rigidité du sol.

Ainsi, pour améliorer le dimensionnement des pieux et prendre en compte un grand nombre de paramètres des pieux (matériau, diamètre, rigidité, inclinaison) et du sol (nature, rigidité) [13], des simulations numériques par différences finies ont été réalisées sur des pieux chargés latéralement et ancrés dans des sols argileux [14]. Les modèles numériques simulés avec les codes en différences finies ont été inspirés des modèles de pieux réduits et en vraie grandeur,

ayant fait l'objet de deux publications. Des mesures du déplacement latéral et/ou de la capacité latérale et/ou du moment fléchissant des pieux testés ont été prises lors de ces essais. Ainsi, afin de valider les prédictions des modèles numériques [15], plusieurs comparaisons entre les valeurs mesurées, les résultats de calcul numérique et des résultats obtenus par d'autres méthodes utilisées dans la pratique, ont été réalisées. Par ailleurs, des études paramétriques ont été menées à partir desquelles sont proposées des recommandations et des courbes qui illustrent l'influence de certains paramètres (l'excentrement, le diamètre du pieu, rigidité du sol,...) sur la réponse latérale des pieux chargés latéralement et ancrés dans un sol argileux.

Les objectifs de ce travail sont :

- Examiner à l'aide de modélisations à trois dimensions (3D), la réponse latérale ou plus précisément la capacité latérale d'un pieu chargé latéralement et ancré dans un sol argileux.
- Comparer entre les résultats (essentiellement le profil du déplacement latéral) obtenus par la modélisation numérique 3D de pieux courts chargés latéralement et ancrés dans des sols argileux.
- Étudier l'influence des paramètres caractéristiques du sol sur le comportement des pieux chargés latéralement.
- Étudier l'influence des paramètres caractéristiques du pieu sur le comportement du système sol pieu.
- Examiner l'importance de chaque paramètre sur le comportement d'un pieu soumis à une charge latérale.

Cette thèse est organisée en quatre chapitres.

✓ **Le premier chapitre** est consacré **aux généralités sur les fondations** soit :

**Les fondations superficielles** : la définition, et les méthodes de calcul de la capacité portante et du tassement.

**Les fondations profondes** : la définition, la notion de ligne de rupture, fonctionnement d'un pieu, la classification des pieux.

**Ainsi qu'un** récapitule l'état de l'art sur le comportement des pieux soumis à un chargement latéral. On a insisté, en premier lieu, sur la réponse latérale des pieux sous chargement latéral. En second lieu, une présentation sur les principales méthodes de dimensionnement de pieux soumis à des charges latérales a été développée.

✓ **Le deuxième chapitre** à l'étude géotechnique en s'intéressant particulièrement à l'interaction du système sol-pieux.

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

✓ **Le quatrième et dernier chapitre**, est consacré à l'application et l'analyse des résultats obtenus, où on s'est intéressé à une Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales mais aussi à l'influence des paramètres caractéristiques du sol et du pieu soumis à une charge latérale.

# **CHAPITRE I :**

# **GÉNÉRALITÉS SUR**

# **LES FONDATIONS**

## Chapitre I : Généralités sur les fondations

Les fondations sont la base des ouvrages qui se trouvent en contact direct avec le terrain d'assise, et qui ont pour fonction de transmettre à celui-ci, le poids de l'édifice, les surcharges normales [16] et accidentelles appliquées sur la construction.

Ces fondations peuvent être de deux sortes, superficielles et profondes. Le choix du type de fondation dépendra des caractéristiques du sol et de la descente des charges [17] amenées par la superstructure. Nous resterons dans le domaine des hypothèses de la mécanique des sols en comparaison avec la mécanique des roches dont la fondation repose sur des roches.

### I. Fondations superficielles

Le principe d'une fondation superficielle peut être retenu si les sols sont assez homogènes et s'ils comportent des couches porteuses assez proches de la surface, sinon il faut s'orienter vers les fondations profondes [18].

La limite entre ces deux types de fondations est difficile à établir. Nous retiendrons les indications suivantes :

- Si  $D/B < 4$ , nous sommes dans le cas des fondations superficielles
- Si  $D/B \geq 10$ , la fondation est profonde
- Lorsque  $4 \leq D/B < 10$ , les fondations seront dites semi-profondes ; dans ce cas le comportement sera intermédiaire entre celui des fondations superficielles et celui des fondations profondes.

**D** : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel ;

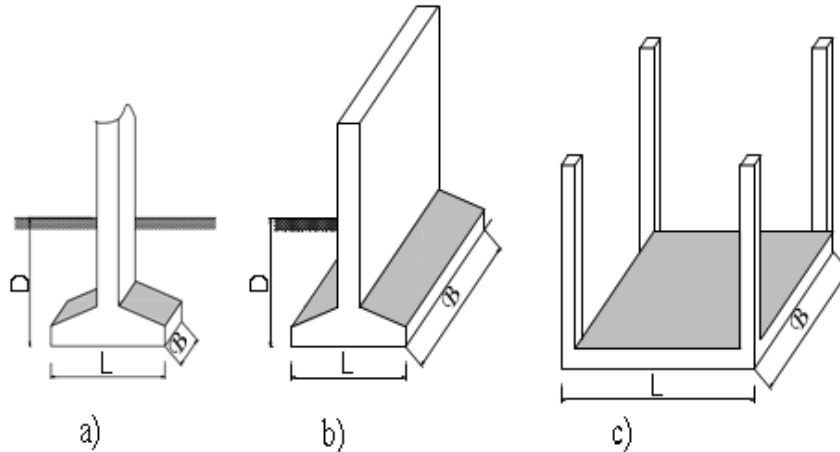
**B** : largeur ou diamètre de la fondation.

Parmi les fondations superficielles, on distingue : (Figure 2.1)

- Les semelles isolées, de sections carrées, ou circulaires et supportant des charges ponctuelles et sont les semelles le plus utilisées dans le cas des éoliennes terrestres.
- Les semelles filantes qui sont des fondations de très grande longueur par rapport à leur

largeur et supportant un mur ou une paroi.

- Les radiers ou dallage qui sont de grandes dimensions occupant la totalité de la surface de la structure et telle que l'épaisseur  $H$  est comprise entre 0.40 et 0.80 m.



**Figure 1: Différents types des fondations superficielles (a) fondation isolée, (b) fondation filante, et (c) fondation de type radier.**

## 1 Capacité portante et tassement

La capacité portante et le tassement [19] constituent deux éléments importants à considérer lors du dimensionnement d'une fondation. L'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches du sol support peuvent effectivement supporter la charge transmise [20]. Si le résultat est concluant, il doit alors s'assurer que son tassement (déformation verticale à la surface) est dans les limites admissibles [21]. Il convient de souligner que les notions de capacité portante et de tassement sont illustrées ci-dessous par la Figure 2.2

La capacité portante d'un sol est définie comme la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter, soulignant qu'au-delà de cette charge, on observe la rupture du sol et l'apparition de surfaces de glissement dans le sol [22].

Le dimensionnement d'une fondation consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite que l'on minore par des coefficients de sécurité [23].

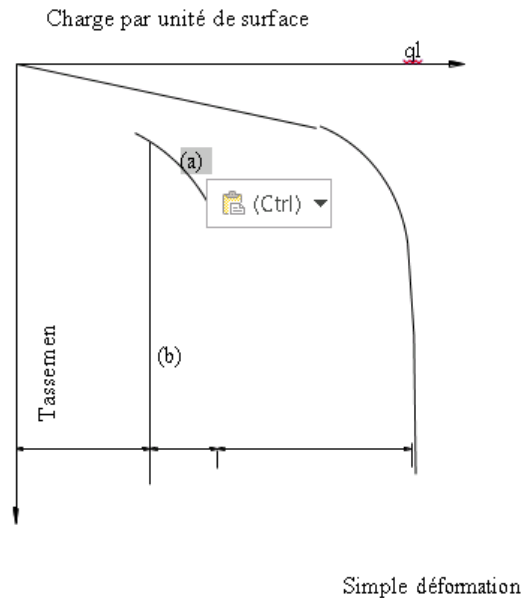


Figure 2 : Courbe de tassement ;cas (a) :sol relativement compact ou résistant (cas des sables) cas (b) :sol peu compact ou relativement mou (cas des argiles)

## 2 Calcul de la capacité portante des fondations superficielles

Deux méthodes sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement [23] (méthodes classiques dites «C- $\nu$ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in-situ [24], c'est-à-dire à partir de la pression limite  $P_l$  du pressiomètre Ménard [25] ou à partir de la résistance de pointe  $q_c$  du pénétromètre dynamique.

Mentionnons qu'on effectuera en général le calcul de portance des fondations superficielles vis-à-vis de l'état limite ultime (ELU) [26] de résistance et l'évaluation des tassements se fera vis-à-vis de l'état limite de service (ELS) [27].

### 2.1 Méthodes de calcul de la capacité portante

#### 2.1.1 Méthode de calcul « C- $\phi$ »

##### 2.1.1.1 Détermination de la contrainte de rupture $q_d$ et théorie de la capacité portante

Nous allons déterminer la capacité portante par l'étude la plus simple, celle d'une semelle filante de largeur  $B$  reposant sur un massif homogène horizontal. On supposera, de plus, que la charge  $Q$  qui agit sur la fondation est verticale, constante, et s'exerce dans l'axe de la semelle [28], soulignant que la fondation est enterrée dans le massif à une profondeur  $D$ .

On exerce sur la fondation une charge verticale croissante jusqu'à une certaine valeur  $Q$  pour

laquelle l'équilibre plastique apparaît dans le sol de fondation (Figure 2.3).

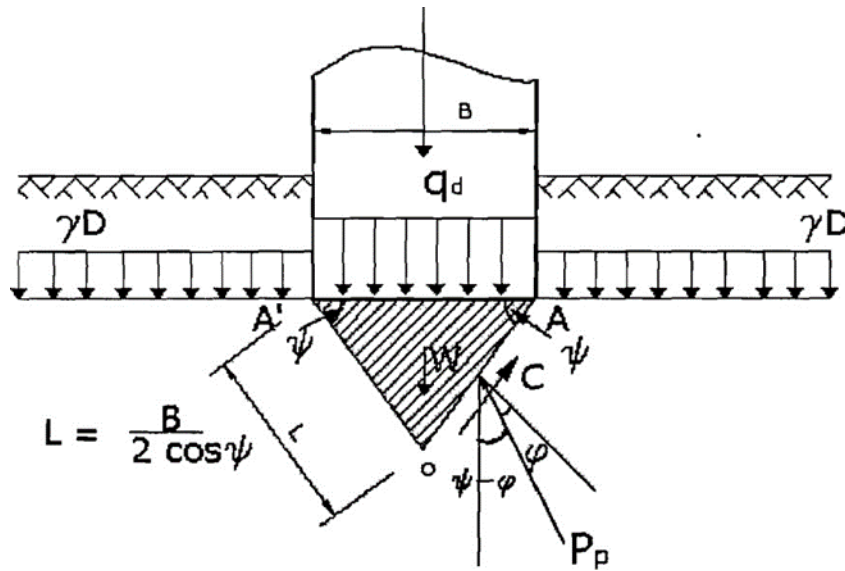


Figure 3:Équilibre des terres sous la fondation [9].

On constate qu'il s'est formé, directement sous la fondation, un coin triangulaire AOA' en équilibre surabondant, solidaire de la fondation dans sa pénétration au sein du massif. Les côtés OA et OA' du coin sont orientés suivant l'angle  $\Psi$  par rapport à l'horizontal [29].

Ce coin refoule les terres de part et d'autre du massif et les parois OA et OA' de longueur 1, agissent comme de véritables écrans de butées qui doivent équilibrer le poids du coin OAA' noté W et la charge Q transmise par la fondation [30].

La force de butée se décompose en une force de cohésion  $C = C \cdot l$  portée par OA et une force de frottement  $P_p$  d'obliquité  $v$ .

On suppose de plus que le sol situé au-dessus de l'horizontale AA' de la base de fondation (surcharge ou remblai) n'agit que comme une surcharge verticale constante, d'intensité  $\gamma d$ . Ainsi, l'équilibre du coin OAA' conduit à écrire l'équation suivante :

$$Q + W = 2P_p \cos(\Psi - v) + 2Cl \sin \Psi \quad (2.1)$$

Où W représente le poids du coin et Q la charge de rupture de la fondation.

Après les différentes substitutions dont nous ne jugeons pas nécessaire de présenter, nous obtenons l'expression brute de la capacité portante ultime [31].

$$q_l = \frac{1}{2\gamma_1} \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q + N_c \quad (2.2)$$

$q_l$  : donnée par la Formule de TERZAGHI

$$q_l = Q/Bx1 \quad (2.3)$$

$q_l$  : la capacité portante limite (ultime) unitaire.

$D$  = profondeur de la base de fondation par rapport au terrain naturel

$B$  = largeur de la semelle

$\gamma_1$  = poids volumique du sol sous la fondation.

$\gamma_2$  = poids volumique du sol au-dessus de la fondation.

On pose :

$$\sigma_v = \gamma \cdot D = \sum \gamma_i \cdot Z_i \quad (2.4)$$

$\sigma_v$  = contrainte des terres au-dessus de la base de fondation.

Les trois coefficients  $N_\gamma$ ,  $N_q$ , et  $N_c$  ne dépendent que des angles  $\Psi$  et  $\nu$ . On les appelle les facteurs de capacité portante.

$\gamma \cdot B/2 \cdot N_\gamma$  : le terme relatif à la surface

$\gamma_2 \cdot D \cdot N_q$  : le terme relatif à la profondeur

$C \cdot N_c$  : le terme relatif à la cohésion.

Les valeurs de ces trois facteurs de portance sont données par des différentes formules.

$C$  : Cohésion du sol sous la base de la fondation en unité de pression

$\Phi$  : angle de frottement interne du sol.

La valeur minimale de  $\Psi$  est donnée par :  $\Psi = \Pi/4 + \phi/2$  selon caquot et kerisel

$C$  et  $\phi$  sont des paramètres intrinsèques du sol et sont déterminés à partir de l'essai triaxial ou l'essai de cisaillement direct à la boîte. Ils dépendent de sa nature, de son degré de saturation et des conditions de drainage à court terme et à long terme.

Prandtl propose pour le calcul des facteurs de portance les formules suivantes :

$$Nq = [\text{tg}]^2 (\pi/4 + \varphi/2) e^{\pi \text{tg} \varphi} \quad (2.5)$$

$$Nc = (Nq - 1) / \text{tg} \varphi (Nq - 1) \cot \varphi \quad (2.6)$$

**Brinch**

$$N\gamma = 1,8(Nq-1)\text{tg}\varphi \quad (2.7)$$

**Meyrhof**

$$N\gamma = (Nq-1)\text{tg}(1,4\varphi) \quad (2.8)$$

**Feda**

$$N\gamma = 0.01 e^{(\varphi/4)} \quad (2.9)$$

$\varphi$ : est exprimé en degré et valable pour  $25^\circ < \varphi < 45^\circ$

**Chen**

$$N\gamma = 2[1 + [\text{tg}]^2 (\pi/4 + \varphi/2) e^{\pi \text{tg} \varphi}] \text{tg} \varphi \cdot \text{tg}(\pi/4 + \varphi/2) \quad (2.10)$$

**Eurocode**

$$N\gamma = 2(Nq-1)\text{tg}\varphi \quad (2.11)$$

**Valeurs :  $N\gamma$ ,  $Nq$ ,  $Nc$  selon (D.T.U)**

**Tableau 1 : Valeurs des facteurs de capacité portante dépend de ( $v$ )**

<b>v</b>	<b>Nc</b>	<b>N<math>\gamma</math></b>	<b>Nq</b>
<b>0</b>	5.14	0	1.00
<b>5</b>	6.50	0.10	1.60
<b>10</b>	8.40	0.50	2.50
<b>15</b>	11.00	1.40	4.00
<b>20</b>	14.80	3.50	6.40
<b>25</b>	20.10	8.10	10.70
<b>30</b>	30.00	18.10	18.40

<b>35</b>	46.00	41.10	33.30
<b>40</b>	75.30	100	64.2
<b>45</b>	134	254	135

**Remarque\***

Lorsque le sol porteur est un sol cohérent saturé on doit faire un calcul à court terme en contrainte total [32].

Donc le sol est caractérisé par sa cohésion non drainé **Cu**, on prend **C=Cu, v=0**

Il en résulte **Nγ=0, Nq=1, Nc=5.14**

Pour une semelle filante

$$q_l = \gamma \cdot D \cdot N_q + C_u \cdot N_c \quad (2.12)$$

Le calcul à long terme pour le sol cohérent et le calcul pour les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainés avec des contraintes effectives

Donc les paramètres de résistance sont : **C= C', φ= φ'**

$$q_l = 1/2 \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} + \gamma' \cdot D \cdot N_q + C' \cdot N_c \quad (2.13)$$

**2.1.1.2 Influence de la forme de fondation dans le cas d'une charge verticale et concentré**

La relation générale est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs : **Sγ, Sc, Sq** pour tenir compte de la forme de fondation

$$q_l = 1/2 \gamma_1 \cdot B \cdot S_{\gamma} N_{\gamma} + \gamma_2 \cdot D \cdot S_q \cdot N_q + C \cdot S_c \cdot N_c \quad (2.14)$$

Les coefficients de forme sont donnés par le tableau suivant selon Terzaghi:

**Tableau 2: Valeurs des facteurs de forme de la semelle**

<b>Fondation</b>	<b>Rectangulaire</b>	<b>Carré (B/L)</b>	<b>Circulaire</b>
<b>Sγ</b>	1-0.2(B/L)	0.8	0.6
<b>Sc</b>	1+0.2(B/L)	1.2	1.3
<b>Sq</b>	1	1	1

### 2.1.1.3 Influence de l'inclinaison et l'excentrement de la charge

#### - Influence de l'inclinaison

Lorsque la force agissante sur la fondation est concentrée et inclinée la relation générale sera modifiée comme suit [9] :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot i_\gamma \cdot S_\gamma \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D \cdot i_q \cdot S_q \cdot N_q + C \cdot i_c \cdot S_c \cdot N_c \quad (2.15)$$

$i_\gamma$ ,  $i_c$ ,  $i_q$  : coefficients minorateurs (inférieur à 1) tenant compte de l'inclinaison de la charge.

D'après Meyerhof:

$$i_\gamma = (1 - \delta/\phi)^2 \quad (2.16)$$

$$i_c = i_q = (1 - 2\delta/\pi)^2 \quad (2.17)$$

$\delta$  : L'angle d'inclinaison de la charge

#### - Influence de l'excentrement (e) de la charge

Dans le cas des charges d'excentrement [33] parallèle à B appliqué sur une semelle filante, ce problème est résolu comme le cas d'une charge centrée mais avec une semelle de largeur fictive,  $B' = (B - 2e)$ .

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B' \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D \cdot N_q + C \cdot N_c \quad (2.18)$$

$$Q_{\text{totale}} = q_l \times \text{Aire fictive} = q_l \times B' \quad (2.19)$$

#### Remarque \*

- Pour une fondation rectangulaire ou carré :  $Q_{\text{totale}} = q_l \times \text{Aire fictive} = q_l \times B' \cdot L'$
- Pour une fondation circulaire :  $Q_{\text{totale}} = q_l \times \text{Aire fictive} = q_l \cdot \pi \cdot B'^2 / 4$

Avec

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B' \cdot S_\gamma \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D \cdot S_q \cdot N_q + C \cdot S_c \cdot N_c \quad (2.20)$$

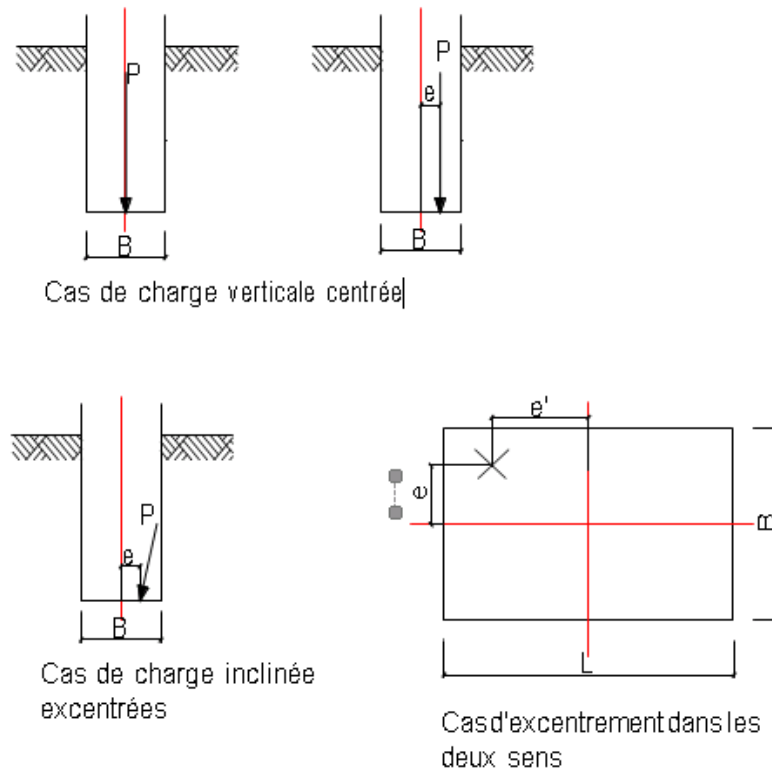


Figure 4 : Différents cas de chargement [16].

### Contrainte admissible\*

Pour limiter les tassements à des valeurs admissibles, il convient d'introduire dans les formules de  $q_l$  un coefficient de sécurité noté  $F$ , et de tenir compte de l'accroissement réel de la charge appliquée au massif dans le plan de fondation.

D'après le Fascicule N°62 - Titre V,  $F = 2$  à l'ELU et  $F = 3$  à l'ELS.

On définit une contrainte admissible  $q_{ad}$  qui sera comparée à la contrainte appliquée  $q$ , résultant de la descente de charge.

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F} [q_l - \gamma D] \quad (2.21)$$

## 2.2 Méthode du pénétromètre dynamique

### 2.2.1 Calcul de la résistance dynamique de pointe $q_d$

La résistance à la pointe à la pénétration dynamique est donnée Conventionnellement par l'expression suivante connue sous le nom de «Formule des Hollandais»

$$q_d = \left( \frac{m \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \times \frac{m}{m + m'} \right) \times N \quad (2.28)$$

Où

$q_d$  = résistance dynamique à la pointe en Pascal (Pa = N/m<sup>2</sup>)

$m$  = masse du mouton en kilogrammes, (masse frappante)

$g$  = accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup>

$H$  = la hauteur de chute libre du mouton en mètre

$A$  = l'aire de la section droite de la pointe en m<sup>2</sup>

$e$  = l'enfoncement correspondant au nombre de coups  $N$ , en mètre (en général  $e$  est constant et égal à 0.20 m)

$N$  = nombre de coups nécessaires à l'enfoncement  $e$

$m'$  = est la masse cumulée, exprimée en kilogramme, de l'enclume et de la tige-guide, si celle-ci est solidaire de l'enclume et du train de tiges (masse frappées)

Les résultats de l'essai sont représentés sur un graphique avec échelles arithmétiques donnant en fonction de la profondeur la résistance dynamique de pointe  $q_d$ .

L'essai est réalisé à plusieurs endroits et la résistance minimale est retenue pour une même profondeur.

A partir de cet instant, on peut prendre approximativement comme contrainte admissible du sol:

$$q_{ad} = q_d / 20 \quad (2.29)$$

Cependant, il est plus judicieux de comparer cette valeur de  $q_{ad}$  aux valeurs des autres essais qui sont plus précis comme le pressiomètre Ménard ou le pénétromètre statique.

## 2.3 Méthode du pressiomètre Ménard

### 2.3.1 Calcul de la pression limite ql

La courbe pressiométrique comprend typiquement trois phases :

- **La phase initiale** qui est la phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol.

Elle est également appelée la phase de décompactions. À la fin de cette zone, la pression mesurée  $P_0$ , est égale à la pression initiale horizontale au niveau du sol.

- **La deuxième phase** est la phase pseudo-élastique.
- **La troisième phase** est la phase des grands déplacements ou phase dite plastique.

La deuxième phase est la phase la plus importante. Au cours de cette phase, le volume augmente progressivement en fonction de la pression exercée. Une relation linéaire entre la pression et le volume peut être trouvée. Dans cette partie quasi-linéaire de la courbe, on détermine le module de déformation pressiométrique  $E_m$  et la pression de fluage  $P_f$ .

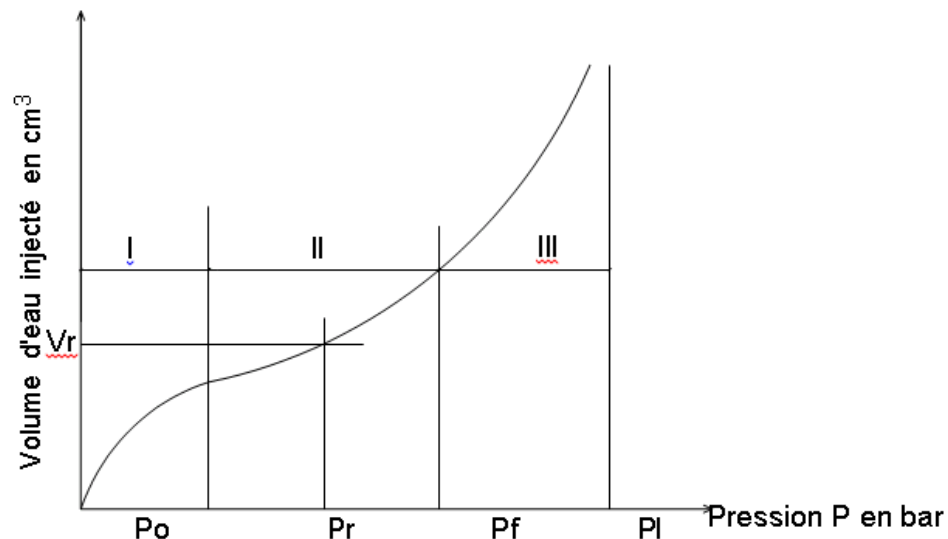


Figure 5 : Courbe pressiométrique I: Phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol, II : Phase pseudo-élastique, III : Phase plastique ou des grandes déformations.

#### Module de déformation pressiométrique $E_m$

$$E_m = 2(1 + \mu) \nu \cdot \Delta P / \Delta V \quad (2.30)$$

$\mu$  = coefficient de poisson fixé à 0.33

$V$  = volume de la sonde au point d'inflexion de la courbe dans la zone pseudo - élastique.

$$V = V_0 + V_r. \quad (2.31)$$

$V_0$  est le volume au repos de la sonde qui en pratique égal à 550 cm<sup>3</sup> et  $V_r$  le volume d'eau injecté au point d'inflexion de la zone pseudo-élastique (volume correspondant au milieu de cette zone)

$\Delta P / \Delta V$  : Pente de la partie linéaire de la courbe dans la zone pseudo-élastique.

### Pression de fluage ou limite élastique $P_r$

C'est la pression correspondant à la fin de la zone pseudo-élastique.

### Pression limite $P_l$

C'est la pression correspondant à l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique. Par convention, la pression limite  $P_l$  est la pression qui correspondant au doublement du volume de départ de la sonde  $V_0$ . Il peut être pris égal  $V_0 + 2V_r$ .

Capacité portante des fondations  $q_d$  sous charge verticale centrée

Dans un terrain homogène Ménard calcule la capacité portante par la formule suivante:

$$q_d = q_0 + k(p_l - p_0)$$

Avec

$$q_{ad} = \gamma D + 1/F [q_d - \gamma D] = \gamma D + 1/F [K(P_l - P_0)] \quad (2.32)$$

$$q_0 = \gamma D = \sum \gamma_i \cdot Z_i \quad (2.33)$$

$q_0$  : la pression verticale des terres situées au-dessus de la base de fondation.

$D$  = profondeur d'encastrement de la fondation

$\gamma_i$  : Densité de la couche  $i$  de fondation traversée, d'épaisseur  $Z_i$

$P_0$  = la pression horizontale des terres au repos au niveau de l'essai pénétrométrique. Elle correspond à la pression développée à la fin de la phase initiale 1 de l'essai.

$K$  = est un coefficient, dit facteur de portance, qui dépend du type de terrain et de la géométrie de la fondation est compris entre la valeur minimale de 0.8 pour les semelles fondées superficiellement et la valeur 4.5 pour la pointe des pieux battus.

$F$  = le coefficient de sécurité et pris égal à 2 à l'ELU et 3 à l'ELS.

On déduit ensuite la contrainte admissible  $q_{ad}$  qui doit être inférieure à la charge appliquée à la

fondation.

### 2.3.2 Calcul des tassements des fondations superficielles

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet des charges qui lui sont appliquées. Le tassement est habituellement noté  $S$  ou encore  $S_t$ .

Le tassement total ou global  $S$  peut être décomposé en trois termes liés chacun à un phénomène différent,  $S_t = S_i + S_c + S_s$

- $S_i$ , tassement immédiat ou instantané pendant l'application de la charge, sans expulsion d'eau.
- $S_c$ , tassement de consolidation mesuré après la dissipation des pressions interstitielles.
- $S_s$ , tassement de compression secondaire qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la suppression interstitielle.

L'évaluation des tassements se fera le plus souvent vis-à-vis de l'état limite de service.

#### 2.3.2.1 Calcul des tassements par la méthode oedométrique

$$S_t = H_0 \left[ C_s / (1 + e_0) \log \frac{\sigma'_p}{(\sigma'_v)_0} + C_c / (1 + e_0) \log \frac{(\sigma'_v)_0 + \Delta \sigma'_v}{\sigma'_p} \right] \quad (2.34)$$

#### Remarques\*

Seul le second terme subsiste dans le cas d'un sol normalement consolidé ou qui n'a jamais été chargé. Pour une succession de couches à la verticale, on n'admet que le tassement total  $S_t$  égal à la somme des tassements calculés pour chaque couche. On décompose également le site en terrains homogènes à l'horizontal.

$H_0$  = épaisseur initiale de la couche considérée

$C_c$  = indice de compression

$C_s$  = indice de gonflement

$e_0$  = indice de vide initial du sol

$\sigma'_p$  = la pression de consolidation

$$\sigma'_v = \sum \gamma_i \cdot Z_i \quad (2.35)$$

$\sigma'_v$  : la pression des terres situées au-dessus de la profondeur de calcul de tassement ( $Z$  = épaisseur des couches situées au-dessus du point de référence des contraintes).

Le point de référence des contraintes est en général le centre de la couche dont on calcule le Tassement.

$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v(z) = Iq$  , accroissement de contrainte apporté par la semelle à la côte z repérée à partir de la base de la semelle.

**I** = le coefficient d'influence fonction des dimensions de la semelle et de la profondeur z.

**q** = est la pression uniforme ou contrainte appliquée par la semelle.

**NB** : Tous ces paramètres sont déterminés à partir des résultats de l'essai oedométrique.

Pour le cas d'une semelle isolée rectangulaire de largeur B et de longueur L,  $\Delta\sigma_v(z)$  Peut être approchée par :

$$\Delta\sigma_v(z) = q \times B \times L / ((B+z) \times (L+z)) \quad (2.36)$$

### 2.3.2.2 Calcul des tassements par la méthode pressiométrique

Le tassement d'une couche de sol chargée en surface par une fondation de diamètre  $\varnothing$  ou de largeur B est défini comme la somme de deux termes:

**St = Sd + Sc** (Sd= tassement déviatorique et Sc = tassement volumique) égaux à:

Le tassement volumique **Sc =  $\alpha / (9 \cdot E_m) (q - \gamma D) \cdot \lambda_c \cdot B$**  (2.37)

Le tassement déviatorique **Sd =  $2 / (9 \cdot E_m) (q - \gamma D) \cdot B_0 \cdot (\lambda_d \cdot B / B_0)$**  (2.38)

Avec : **E<sub>m</sub>**= module pressiométrique.

**q**= contrainte verticale appliquée par la semelle de fondation en unité de pression

**B<sub>0</sub>**= distance de référence, égale à 0.60 m

**B** = diamètre ou largeur de la fondation en m

$$q_0 = \gamma \cdot D = \sum \gamma_i \cdot Z_i \quad (2.33)$$

**q<sub>0</sub>** : contrainte verticale totale des terres avant travaux, situées au-dessus de la base de fondation ou de la profondeur de calcul du tassement.

**$\lambda_c$  et  $\lambda_d$** = coefficients de structure fonction de la forme et des dimensions de la fondation

**$\alpha$** = appelé coefficient rhéologique, lié à la granulométrie du sol et à son état.

## II. Fondations profondes (pieux)

Lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, on a recours à une fondation profonde qui permet d'atteindre le substratum (le "bed rock") ou un sol plus résistant et de mobiliser le frottement latéral des couches traversées.

Ce cas se présente souvent lorsque les couches superficielles sont peu résistantes, molles et compressibles, par exemple le cas des vases, des tourbes, des argiles, et dans le cas où il serait impossible d'améliorer la portance de ces couches.

Si la fondation était exécutée directement sur ces couches compressibles, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage se produiraient.

Les fondations profondes mobilisent le sol :

- Par l'effort de pointe proportionnellement à leur section lorsqu'elles reposent directement sur le bed- rock.
- Par frottement latéral et par effort de pointe lorsqu'il est impossible de descente sur une couche suffisamment résistante.
- Par frottement latéral seul dans le cas de pieux flottants c'est –à-dire des pieux fichés dans une couche cohérente : argile par exemple.

## 1 Notions de ligne de rupture et fonctionnement d'un pieu

Les lignes de glissement qui règnent autour d'un pieu divisent le milieu en quatre zones (Figure 3.3).

- La zone I, limitée par la ligne de glissement EF'G' correspondant au frottement latéral le long du fût. Dans cette zone, le milieu est en équilibre de quasi-butée et les lignes de rupture se comportent comme celles des fondations superficielles.
- La zone II, limité par la ligne de glissement OCFE correspondant à l'effort de pointe. Dans cette zone, le milieu est également en équilibre de butée et les lignes de rupture se retournent sur le fût lui-même.
- Les zones III et IV sont situées au-delà des lignes de glissement. Dans ces zones, le milieu n'est pas en équilibre plastique, mais pseudo-plastique.

Les formules des fondations profondes s'appliqueront lorsque le point E, limite de la profondeur

critique  $D_c$ , se trouve au-dessous du niveau du sol (Figure 2.9).

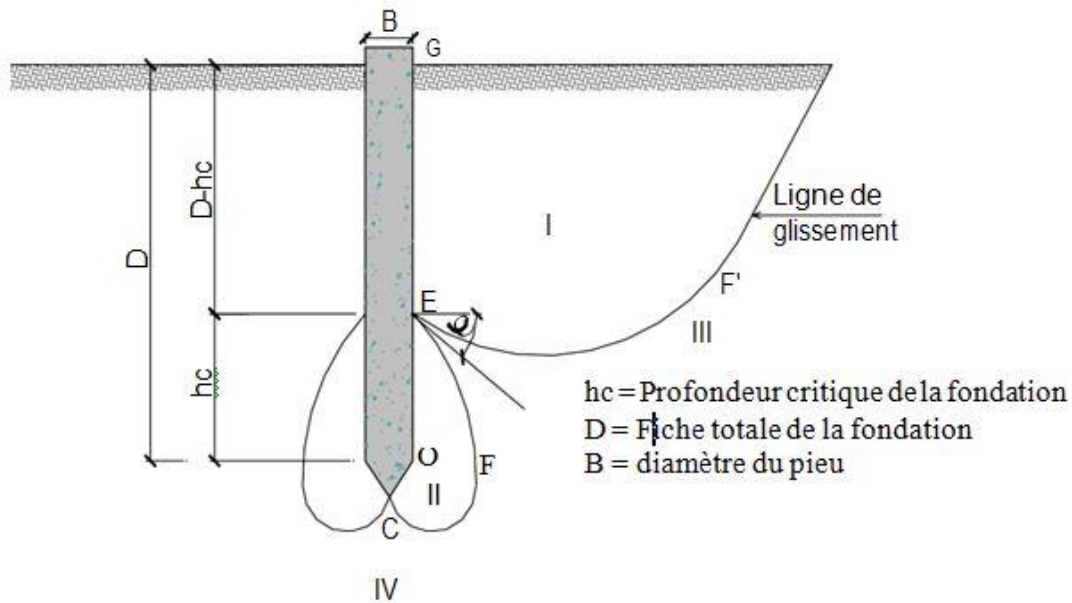


Figure 6: Schéma de fonctionnement d'un pieu.

## 2 Classification des pieux

Les fondations profondes sont constituées par les puits et les pieux. La différence fondamentale entre les pieux et les puits est le diamètre qui est plus grand pour les puits, supérieur à 1m. Dans la catégorie des pieux, on distingue les micros-pieux qui ont un diamètre inférieur ou égal à 250 mm.

Mais par soucis de simplification, on désignera par le nom de pieu l'ensemble des fondations profondes.

Traditionnellement, on classe les pieux suivant:

- La nature du matériau constitutif: bois, métal ou béton.
- Le mode de fabrication et de mise en place: pieux battus et forés

Pour l'évaluation de la force portante, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposé au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi qu'on distingue:

- Pieux refoulant le sol à la mise en place
- Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place (excavation de sol).

### 3 Calcul de la capacité portante des pieux

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale  $Q_I$  qu'il peut supporter, au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale  $q_l$  sera la charge par unité de surface, encore appelée pression.

Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite  $Q_I$  supportée par le pieu en deux composantes: la résistance de pointe  $Q_p$  et la résistance au frottement  $Q_f$ .

$$Q_I = Q_p + Q_f \quad (2.39), \text{ (Figure 2.10)}$$

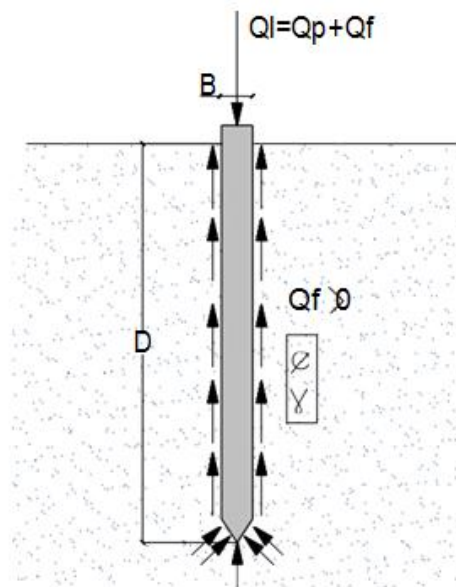


Figure 2.7 : Force portante d'un pieu

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour la détermination de la force portante d'un pieu dont:

- La formule dynamique déduite du résultat de battage,
- La formule statique basée sur la théorie des fondations superficielles.
- L'interprétation des résultats des essais exécutés au pénétromètre ou au pressiomètre.
- Les interprétations des essais de mise en charge d'un ou plusieurs pieux.

Dans la suite, nous nous contenterons d'exposer les trois premières méthodes.

#### 3.1 Méthodes de calcul de la force portante d'un pieu battu sous charge axiale

Ces pieux sont préfabriqués et fichés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton et d'une sonnette.

Les essais de battage de pieux donnent des résultats plus fiables dans le cas d'un massif pulvérulent relativement compact et perméable. Par contre, les résultats sont trop faibles pour le cas d'un milieu cohérent peu perméable, Il est d'usage de mesurer l'enfoncement moyen du pieu, mesuré sous un certain nombre de coups en général 10 coups.

On désigne par refus, l'enfoncement du pieu correspondant au dernier coup de mouton. Mais il est plus difficile à exprimer, c'est pourquoi on exprime en général un refus moyen observé au cours de la dernière volée de 10 coups de moutons. Ainsi l'obtention d'un certain refus est généralement une condition nécessaire mais non suffisante pour arrêter le battage. Il arrive, en effet, que le refus soit incertain à cause de la présence d'un obstacle.

### 3.1.1 Formule des Hollandais

On l'utilise de préférence pour des refus importants supérieurs à 5 millimètres.

$$Q_{ad} = 1/F \cdot (M^2 \cdot H) / (e(M+P)) \cdot g \quad (2.40)$$

**Q<sub>ad</sub>** = Charge portante admissible du pieu en N

**H** = hauteur de chute du mouton

**M** = masse du mouton en kg

**P** = Masse frappée (pieu + casque + accessoire) en kg

**e** = Enfoncement permanent ou refus moyen en m.

**g** = Accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup>

**F** = Coefficient de sécurité pris égal à 6 en pratique.

### 3.1.2 Formule de Crandall

On l'utilise pour des refus inférieurs à 5 millimètres.

$$Q_{ad} = 1/F \cdot (M^2 \cdot H) / ((e + e/2)(M+P)) \cdot g \quad (2.41)$$

Le refus est mesuré cette formule n'est autre que celle des Hollandais pour laquelle on tient compte du raccourcissement élastique  $e_l$  du pieu exprimé en m.

On prend dans ce cas  $F = 4$ .

## 3.2 Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré sous charge axiale

L'utilisation des pieux forés nécessite l'exécution préalable d'un forage aux moyens mécaniques

(tarière, benne, etc.). Le forage qui peut être tubé est rempli de béton.

Pour la détermination de la charge portante totale  $QI$  du pieu, il y a lieu de distinguer ici le terme de pointe  $Q$ , qui est la force limite supportée en résistance de pointe et le terme de frottement latéral  $Qf$  qui est le frottement des parois latérales du pieu contre le terrain.

En général le terme  $Q$ , est peu influencé par le type de pieu, ce qui n'est pas le cas pour le terme  $Qf$  qui est fonction du matériau constitutif du sol, du pieu et de son mode de mise en place. D'ailleurs, il est le plus difficile à évaluer et on s'attache à la détermination de la force portante verticale  $Qp$ .

Plusieurs méthodes ont été élaborées soit à la base des calculs théoriques (formule statique) ou à la base d'interprétation des résultats d'essais in-situ (pénétromètre ou pressiomètre)

Pour le calcul de la charge admissible  $Qad$ , comparer avec la charge résultante des descentes de charges, les termes  $Qp$ , et  $Qf$  seront minorés par des coefficients dits coefficients de sécurité.

### 3.2.1 Formule statique

#### 3.2.1.1 Expression générale de la force portante $QI$

Cette méthode nécessite la connaissance des caractéristiques mécaniques ( $C$  et  $\nu$ ) du sol, qui sont déterminés au laboratoire.

$$QI=Qf+Qp=qfAf+qpAp \quad (2.42)$$

**$QI$**  : Capacité portante ou pression limite du pieu en unité de force, soit en kN.

**$qf$** :Frottement latéral unitaire en kPa.

**$Af$** :La surface latérale du pieu en  $m^2$

**$qp$** : Capacité portante (résistance unitaire) du sol sous la pointe en kPa.

**$Ap$** : Section droite de la pointe en  $m^2$

#### - Calcul de la pression limite $Qp$ sous la pointe

La méthode la plus ancienne pour déterminer la pression limite est fondée sur les formules de Terzaghi pour la capacité portante des fondations superficielles (titre déjà détaillé au-dessus)

Ainsi pour le cas des semelles circulaire de rayon  $r$ , ancrée à une profondeur  $D$ , l'expression de la capacité portante devient:

✓ **Forme carré (section de pieu carré)**

$$q_p = 0,4 \gamma B N_\gamma + \gamma D . N_q + 1,2 C . N_c \quad (2.43)$$

Comme la largeur de la section du pieu est relativement petite alors le terme  $0,4 \gamma B N_\gamma$  devient nul.

$\sum_{i=1}^n [\gamma_i D_i . N_q]$  : peut remplacer le terme  $\gamma D . N_q$  dans le cas des plusieurs couches.

✓ **Forme circulaire (section de pieu circulaire)**

$$q_p = 0,3 \gamma B N_\gamma + \gamma D . N_q + 1,3 C . N_c \quad (2.44)$$

✓ **Sol pulvérulent**

On a pour le sol pulvérulent  $C=0$

Donc 
$$q_p = \gamma D . N_q \quad (2.45)$$

Si le sol émergé : 
$$q_p = \gamma' D . N_q \quad (2.46)$$

$\gamma$ : La contrainte totale (effective) sous la pointe

**D**: La longueur de pieu

**N<sub>q</sub>**: est variable selon les auteurs

Caquot et Kerisel ont proposés pour le calcul des fondations profondes la valeur  $N_q$  donnée par l'expression suivante :

$$N_q = [10]^{3,04 \text{tg}\phi} = e^{7 \text{tg}\phi} \quad (2.47)$$

Pour les fondations superficielles :

$$N_q = [\text{tg}]^2 (\pi/4 + \phi/2) e^{\pi \text{tg}\phi} \quad (2.48)$$

**NB\*** la formule :  $N_q = [10]^{3,04 \text{tg}\phi} = e^{7 \text{tg}\phi}$  est valable à condition que les lignes de rupture de sol sous la pointe se referme dans la couche d'assise, le point (c) son situe dans cette couche, ce qui suppose un engagement dans cette couche donné par la relation :

$$h_c = B/4 N[(q)]^{(2/3)} \quad (2.49)$$

**h<sub>c</sub>**: est dite la hauteur critique

**B**: Le diamètre ou le coté du pieu

$$N_q = [10]^{N \text{tg}\phi} \quad (2.50)$$

Avec

$N=3,7$  Pour le petit diamètre  $\phi=20$  cm

$N=2,7$  Pour le petit diamètre voisin de 32 cm

Pour les pieux des diamètres très supérieur à 32 cm on adoptera pour  $N_q$  les coefficients des fondations superficielles.

✓ **Sol cohérent**

Ce fait a court terme  $\nu=0$ ,  $C=C_u$

$$q_p = q_0 (\gamma D) N_q + C N_c \quad (2.51)$$

$N_c$ : Souvent pris égale à 9

$N_q=1$  : sol cohérent

- **Calcul du frottement latéral  $Q_f$**

C'est la résistance au cisaillement (contrainte tangentielle) qui peut être mobilisée au contact du pieu et du sol pendant leur déplacement relatif. Il est pris en compte seulement sur la hauteur  $(D - h_c)$ , le frottement latéral et comprendra l'action du sol comme un milieu à la fois frottant et cohérent.

✓ **Milieu pulvérulent**

En s'enfonçant dans le sol, le pieu refoule le terrain on engendrant dans le massif une réaction du buté inclinée d'un angle  $(\delta)$  avec l'horizontal tel que :

$$q_f = \gamma Z \cdot K_p \sin \delta \quad (2.52)$$

$K_p$ : Coefficient de butée correspondant à un écran vertical, un terrain plein horizontal et une oblique  $(\delta)$ .

Selon la formule on voit que le frottement unitaire est proportionnel à la profondeur.

Si l'on désigne ces forces élémentaires tout le long de la surface du pieu, on trouve finalement:

$$Q_f = K_p \sin \delta \cdot \gamma \cdot D^2 / 2 \cdot P \quad (2.53)$$

P: Le périmètre de la section droite du pieu.

On peut d'ailleurs mettre en évidence le frottement unitaire moyen :

$$Q_{fm} = Q_f / PD = K_p \sin \delta \cdot \gamma D / 2 \quad (2.54)$$

Si  $\alpha = K_p \sin \delta$ , donc

$$Q_{fm} = \alpha \cdot \gamma D / 2 \quad (2.55)$$

$\alpha$ : est donnée par des tableaux en fonction de ( $\varphi$ ).

Dans la pratique il est conseillé d'adopter :

$\delta = (2/3) \varphi$  pour les milieux peu dense  $\varphi = 28^\circ - 34^\circ$ ,  $\gamma = 1,7$  à  $1,8 \text{ t/m}^3$

$\delta = -\varphi$  pour les milieux dense  $\varphi = 34^\circ - 42^\circ$ ,  $\gamma = 1,8$  à  $1,9 \text{ t/m}^3$

$\varphi$ (°)	$\alpha$ pour $\delta = -\varphi$	$\alpha$ pour $\delta = (\frac{2}{3})\varphi$
10	0.285	0.186
15	0.567	0.364
20	1.03	0.641
25	1.81	1.1
30	3.21	1.88
35	5.85	3.27
40	11.3	5.9
45	23.7	11.4

✓ **Milieu à la fois cohérent et frottant**

Il faut dans ce cas ajouter au frottement unitaire calculé précédemment ( $\alpha \cdot \gamma D / 2$ ) un terme de cohésion.

La composante tangentielle due à la cohésion a pour expression :

$$q_f = K_p (\text{ctg} \varphi) \sin \delta \cdot C \quad (2.56)$$

Si  $\beta = K_p (\text{ctg} \varphi) \sin \delta$  donc le frottement unitaire s'écrit:  $q_f = \beta \cdot C$  (2.57)

Pour  $\delta = -\varphi$  on a :

$$K_p = \cos \varphi / (1 - \sin \varphi) e^{2 \text{tg} \varphi ((\pi) / 4 + \varphi / 2)} \quad (2.58)$$

$$\text{Et } : \beta = (1 + \sin \varphi) e^{2 \text{tg} \varphi (\pi / 4 + \varphi / 2)} \quad (2.59)$$

Dans un terrain à la fois cohérent et frottant, on peut prendre en compte le long de pieu un frottement unitaire moyen de la forme :

$$Q_f = \alpha \cdot \gamma \cdot D/2 + \beta \cdot C \quad (2.60)$$

$\alpha$ ,  $\beta$  : des coefficients dépend de  $(\varphi, \delta)$ , lorsque  $\varphi = 0$  cette formule simplifier radicalement puisque  $\alpha = 0$ ,  $\beta = 1$

L'expérience montre que cette formule est assez optimiste et que les argiles sans frottement le coefficient ( $\beta$ ) peut être inférieur à 1.

**Caquot** et **Kerisel** proposent la relation expérimentale

$$q_f = C_u \cdot (1 + [C_u]^2) / (1 + 7[C_u]^2) \quad (2.61)$$

**Cu**: Cohésion apparente exprimé en bars.

#### - Charge admissible $Q_{ad}$ d'un pieu foré

On appelle charge admissible d'un pieu la charge maximale que l'on puisse lui appliquer sans risque de rupture et sans que les tassements dépassent une certaine valeur appelée tassement limite. Elle sera comparée à la charge résultante de la descente de charge. On introduit donc la notion des facteurs de sécurité. Suivant les règles BAEL, les deux efforts de pointe et de frottement latéral sont frappés des coefficients réducteurs suivants :

$$Q_{ad} = Q_p/3 + Q_f/2 = (q_p A_p)/3 + (q_f A_f)/2 \quad (2.62)$$

Selon la règle des contraintes admissibles, la charge  $Q$  appliquée à la fondation, résultant de la descente de charge aux états limites, doit rester inférieure à la force portante admissible

$Q_{ad}$  du sol de fondation définie plus haut:  $Q \leq Q_{ad}$

### 3.3 Calcul à partir de l'essai au pénétromètre

L'essai de résistance pénétrométrique le plus fiable pour les fondations profondes est l'essai au pénétromètre statique. L'enfoncement des tiges dans le sol se fait à vitesse constante et lente au moyen de vérins. Mais il n'est quasi pratiqué dans la sous-région.

Quant à l'essai de pénétration dynamique que nous avons présenté dans le cas des fondations superficielles, il donne essentiellement des indications qualitatives sur les caractéristiques du sol. On effectue au voisinage de l'emplacement du futur pieu un ou plusieurs essais au pénétromètre.

#### 3.3.1 Calcul de la pression limite $q_p$ sous la pointe

La pression limite sous la pointe du pieu est déterminée à partir de la valeur de la résistance de pointe  $q_c$  du pénétromètre statique.

L'effort total mobilisable sous la pointe est donnée par

$$Q_c = A \cdot q_p \quad (2.63)$$

Avec:

A : aire de la section droite de la pointe du pieu

$q_p$  : contrainte limite donnée par la relation:

$$q_p = k_c \cdot q_c, \quad (2.64)$$

Où  $k_c < 1$ , les valeurs du coefficient  $k_c$  sont données par des tableaux.

### 3.3.2 Calcul du frottement latéral $q_f$

Le frottement latéral le long du pieu est difficile à évaluer partir du frottement mesuré lors de l'essai pénétrométrique. C'est pourquoi on préfère relier le frottement latéral aux caractéristiques de résistance de cisaillement du sol.

À partir des résultats de l'essai au pénétromètre, on détermine

$$q_f = q_c / \alpha \quad (2.65)$$

$\alpha = 100$  (sables denses)

$\alpha = 75$  (sables lâches)

$\alpha = 60$  (sols intermédiaires)

$\alpha = 50$  (argiles)

Il existe des tables plus complètes pour déterminer le coefficient " $\alpha$ ".

L'effort total mobilisable par frottement latéral est donné par la formule

$$Q_f = \sum_{i=1}^n (h_i q_i) \quad (2.66)$$

## 4 Tassement d'un pieu isolé

Contrairement aux fondations superficielles, les tassements dans les fondations profondes sont causés par le tassement en pointe et le tassement le long du fût. Moretto (1971) a estimé le mouvement relatif entre le sol et le pieu pour que la résistance le long du fût atteigne la rupture à environ 0.5 pouces (12.5 mm), et environ 5 à 10 mm (MCIF, 1994).

Par contre, la résistance en pointe est mobilisée pour 5 à 10%o du diamètre du pieu (MCIF,1994).

Par conséquent, la réponse réelle charge-déplacement d'un pieu isolé est en fonction non seulement des deux résistances citées plus haut, mais aussi en fonction des conditions de sols et des méthodes d'installation. Plusieurs méthodes empiriques et théoriques ont été développées.

Nous présentons quelques-unes d'entre elles plus bas:

## 5 Méthodes de calcul de tassement

### 5.1 Méthode basée sur la théorie d'élasticité

Poulos et Davis (1980) ont développé des relations pour l'estimation des tassements instantanés pour les pieux isolés flottants ou porteurs en pointe :

#### ✓ Pour les pieux flottants

$$S = Q \cdot I / E_s \cdot b \quad (2.67)$$

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_h \cdot R_v \quad (2.68)$$

#### ✓ Pour les pieux porteurs en pointe

$$S = Q \cdot I / E_s \cdot b$$

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_v \quad (2.69)$$

Où

**S** : tassement du pieu (m); **Q** : chargement axial (kN); **E<sub>s</sub>**=module du sol (kPa);

**E<sub>p</sub>** : module de pieu (kPa);

**I<sub>o</sub>**:coefficient d'influence pour le tassement ;

**R<sub>k</sub>**: coefficient de correction de compressibilité de pieu ;

**R<sub>h</sub>** : coefficient de correction de l'effet de profondeur finie de la couche dans laquelle le pieu flotte ;

**R<sub>v</sub>**= coefficient de correction pour le coefficient de Poisson ;

**R<sub>b</sub>** : coefficient de correction pour l'effet de portance en pointe sur une couche plus raide ;

**h**= profondeur de la couche du sol.

**K**= rapport de compressibilité  $K = R_A \cdot E_P / E_s$  (2.70)

**RA** = rapport de la section du pieu à la surface limitée par la périphérie extérieure du pieu ;

$$\mathbf{RA = A \text{ pieu } /(\pi d^2/4) \text{ (2.71)}}$$

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

Tous les coefficients sont donnés sous forme d'abaques et ainsi les valeurs de S sont facilement calculables.

La difficulté de cette relation réside dans le choix de Es Idéalement la détermination de Es se fait par essai de chargement ou bien à partir de corrélations existantes entre la cohésion non drainée (Cu) dans le cas des argiles, et de la densité relative (DR) dans le cas des sables (tableau 2.4) (Kezdi, 1975;Poulos et Davis, 1980; Frank, 1995).

**Tableau 3 : valeurs moyennes de Es pour pieux battus (D'après Poulos et Davis ,1980)**

Densité (sable)	DR	Es (Mpa)
Lâche	<0.4	27.5-55
Moyenne	0.4-0.6	55-70
Dense	>0.6	70-110

## 5.2 Méthode des courbes de transfert de charges

Le tassement en tête d'un pieu isolé soumis à une charge axiale peut être calculé à partir de la méthode des courbes de transfert de charges, si les lois de mobilisation du frottement ( $r$ ) et de l'effort de pointe ( $q_p$ ) en fonction du déplacement vertical ( $s$ ) du pieu sont connues.

Les courbes de mobilisation du frottement et de l'effort de pointe sont déterminées à l'aide des résultats d'essais géotechniques in situ (SPT, CPT, PMT, etc.) et en laboratoire.

Plusieurs auteurs ont contribué au développement de cette méthode, on peut citer parmi eux:

### 5.2.1 Modèle de Coyle et Reese

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)

### 5.2.2 Modèle de Coyle et Sulaiman

Un autre modèle a été développé mais cette fois pour les pieux installés dans les sables par Coyle et Sulaiman (1967).

### 5.2.3 Modèle de Frank et Zhao

Le modèle de Frank et Zhao (1982) pour les courbes de mobilisation du frottement ( $\tau$ ) et de l'effort de pointe ( $q_p$ ). Il est basé sur le module pressiométrique (EM). Les résultats de quelques essais de chargement de pieux forés indiquent pour les paramètres ( $K_l$  et  $K_p$ ) les valeurs moyennes suivantes où  $b$  est le diamètre de pieu :

$$K_l = 2EM/b \qquad K_p = (11 EM)/b \qquad (\text{Sols fins}) \qquad (2.72)$$

$$K_l = (0.8 EM)/b \qquad K_p = (4.8 EM)/b \qquad (\text{Sols granulaires}) \qquad (2.73)$$

Ces formules sont applicables uniquement pour les charges n'excédant pas 70% de la charge de fluage.

### 5.3 Méthodes empiriques

Ce sont des méthodes basées sur des corrélations empiriques. Parmi celles-ci, on peut citer la méthode de Meyerhof (1959) qui propose la formule suivante dans le cas des pieux battus dans le sable:

$$S = b_b / F_s$$

Où :  $b_b$  : diamètre de la base de pieu et  $F_s$  : facteur de sécurité (>3).

#### Remarque \*

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être, par contre, impératif de prévoir le tassement.

Des expériences ont montré que le tassement en tête des pieux n'excède que très généralement le centimètre, sous une charge de référence égale  $0.7 \cdot Q_p$  et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie entre 6 à 45 m, et dont le diamètre  $B$  est compris entre 0.30 et 1.50 m.

Ainsi on définit une valeur limite du tassement noté  $S_{ref}$  sous la charge de référence:

✓ Pour les pieux forés

$S_{ref} = 0.006 B$  (avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 B)

✓ **Pour les pieux battus**

$S_{ref} = 0.009 B$  (avec les valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 B)

## 6 Comportement d'un pieu sous charges latérales

Un pieu soumis à un chargement latéral en tête, résiste à ces charges soit en subissant un déplacement d'ensemble sans se déformer, soit en fléchissant, ce qui entraîne dans le sol des réactions qui vont équilibrer ce chargement (voir figure 2.8).

Dans le premier cas, le pieu est dit rigide, alors que dans le cas contraire, le plus fréquent, il est dit souple.

Ainsi, le comportement d'un pieu sous chargement latéral passe par le développement d'une famille de courbe (P-y), définissant la réaction du sol (P) en fonction de la déflexion latérale du pieu (y) (Figure 2.9).

On définit le module de réaction du sol par la pente:

$$E_s = P/y \quad (2.74)$$

Où : p = force répartie sur le pieu (kN/m); y = déplacement du pieu (m).

Le module de réaction du sol est donné par (Frank, 1984) :

$$E_s = k B \quad (2.75)$$

Où: k = coefficient de réaction (kPa/m) donné par  $k = P/y$  ; avec  $p = P/B$  (kPa); B = largeur frontale ou diamètre du pieu.

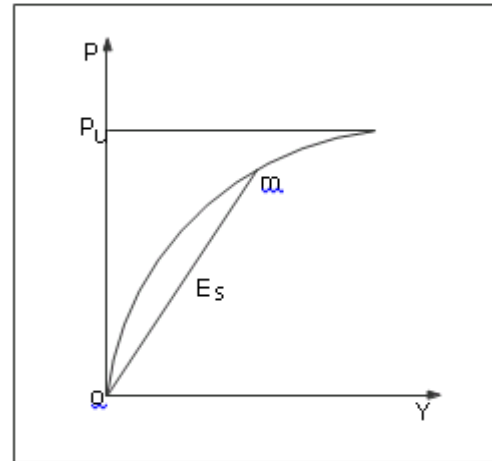


Figure 7: Courbe de réaction du sol. (Tiré de Frank 1995)

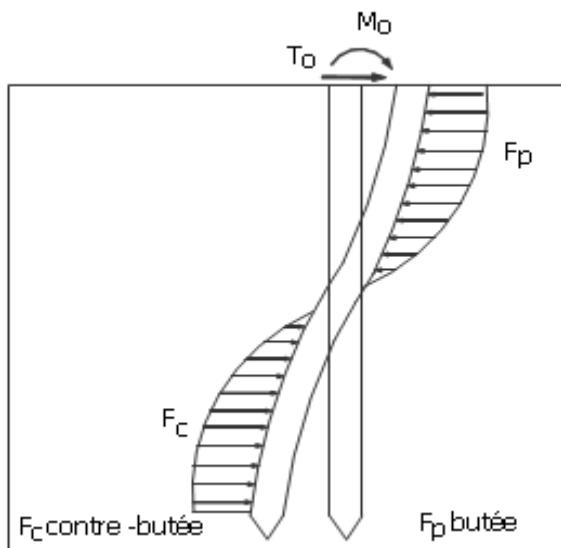


Figure 8: Pression et réaction du sol. (Tiré de Frank 1995)

Les méthodes de calcul actuelles s'appuient sur trois principaux modèles mécaniques du sol de fondation :

- La théorie de l'équilibre limite (poussée butée),
- La théorie de l'élasticité,
- La théorie des déformations locales (coefficients de réaction), fondée sur les idées de winkler.

Il suffit d'exposé le principe de comportement de pieu sous charge horizontale par une de ces

théories:

## 6.1 Méthode basée sur la théorie de Winkler

La méthode de Broms (1964) est simple pour estimer la capacité latérale ultime mais ne convient pas pour évaluer les déplacements de pieux.

Le recours aux ressorts élastiques pour modéliser le comportement du sol peut présenter cet avantage.

La méthode des ressorts assimile le comportement d'un pieu à celui d'une poutre élastique reposant sur une série de ressorts rapprochés découplés (Figure 2.10).

Cette méthode relie le comportement du sol (réaction du sol (P)) au comportement du pieu (déplacement (y)) sous un chargement avec un coefficient de proportionnalité dit le module de réaction ( $E_s$ ).

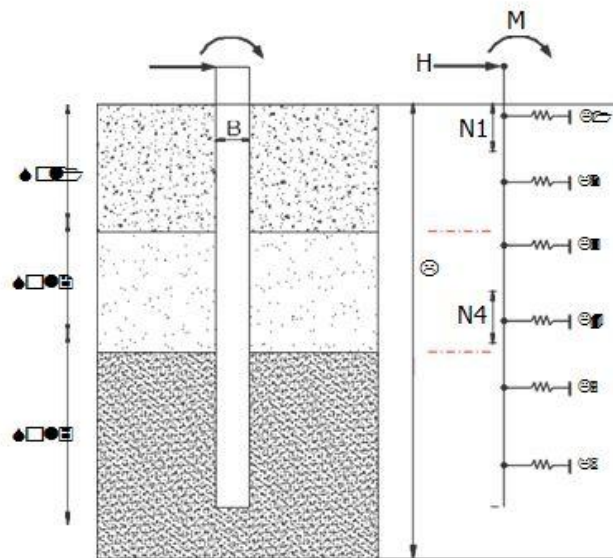
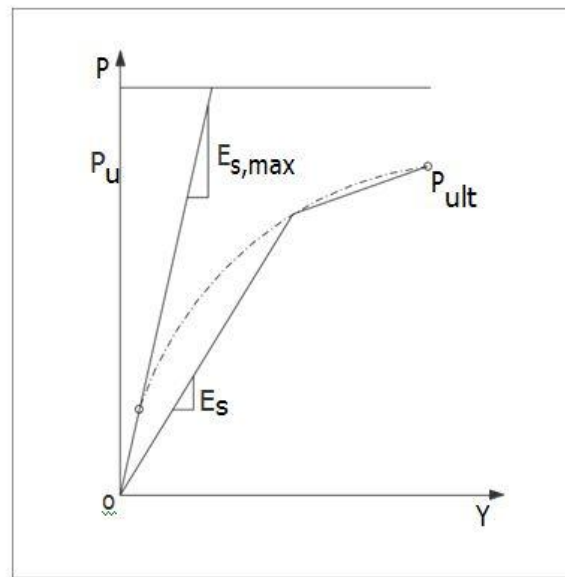


Figure 9: Modèle basé sur la théorie de Winkler

### 6.1.1 Développement des courbes de réaction (P-y)

Le problème majeur pour calculer un pieu sous charges horizontales est la prévision des courbes de réaction (P-y) à chaque profondeur. Des courbes (P-y) ont été développées par de nombreux chercheurs avec plusieurs approches comme par exemple : essais sur modèle réduit ou en vraie grandeur ou par des équations empiriques (MCIF, 2006). Deux éléments importants caractérisent les courbes (P-y) :  $E_s$  et  $P_{ult}$ . (Figure 2.11).

En général, ces courbes sont non linéaires et varient avec la profondeur. Par ailleurs, elles sont en fonction de type du sol et des caractéristiques de pieux. Même, dans un continuum élastique linéaire, parfaitement plastique, la courbe (P-y) ne se présente pas réellement comme une droite qui représente la réponse linéaire puis à un palier (limite élastique et début de la plastification autour du pieu).



**Figure 10 : Courbe (P-y) incluant  $P_{ult}$ , et  $E_s$ .**

**Adapté de Reese et al, 2006)**

La résolution des équations des poutres sur des appuis élastiques (Tableau 2.5) (Timoshenko, 1955; Hetenyi, 1946) donne les efforts tranchants, les moments fléchissants, les déplacements et la réaction du sol à toutes les profondeurs dans le cas où le module de réaction ( $E_s$ ) est constant (Reese et al, 2006; Frank, 1984; 1995). Par contre, dans les cas tels que le module de réaction du sol et la rigidité ( $EI$ ) de pieux forés sont non linéaires, le pieu soumis à des poussées latérales du sol et pour les différentes conditions aux limites de pieu (tête et pointe), on doit avoir recours à des logiciels spécialisés.

**Tableau 4: Équations des poutres sur appuis élastiques pour l'analyse des pieux sous charges latérales (Adapté de Reese et Van Impe, 2001)**

Paramètre	Équation
Équation différentielle de 4 <sup>ème</sup> ordre	$EI \frac{d^4y}{dx^4} + P \frac{d^2y}{dx^2} + Es \cdot y$
Rotation de la section de pieu	$Sp = \frac{dy}{dx}$
Moment fléchissant	$Mp = EI \frac{d^2y}{dx^2}$
Effort tranchant	$Vp = \frac{dMp}{dx} = EI \frac{d^3y}{dx^3}$
Réaction du sol (*)	$P = -\frac{dVp}{dx} = -EI \frac{d^4y}{dx^4}$

**Note** x = coordonnée (origine en tête de pieu), y = déplacement latéral de pieu,

Es = module du sol, P = charge axiale (compression) et EI = rigidité à la flexion du pieu. (\*):

Le signe de la réaction du sol est contraire de signe de l'effort tranchant

## 7 Justification et dispositions constructives

### 7.1 Capacité portante ou force portante

Comme nous l'avons vu plus haut, la force limite QI d'un pieu fait intervenir deux termes: le terme de pointe Qp et le frottement latéral Qf.

✓

L

orsque le frottement latéral le long du pieu est positif (le pieu tasse plus que le sol et c'est le cas le plus général), le frottement latéral est dirigé vers le haut et participe à la résistance du pieu. On dit que le frottement latéral est positif et **QI = Qp + Qf**

✓

L

orsque le frottement latéral est négatif (le sol tasse plus que le pieu et surcharge le pieu au lieu de le soutenir), le frottement latéral est dirigé vers le bas et la force portante est égale à l'effort de pointe diminué du frottement latéral: on dit que le frottement latéral est négatif et **QI = Qp - Qf**.

On peut choisir d'annuler l'effet du frottement négatif en rendant lisse la paroi du pieu par un enduit comme le bitume (Figures 2.12).

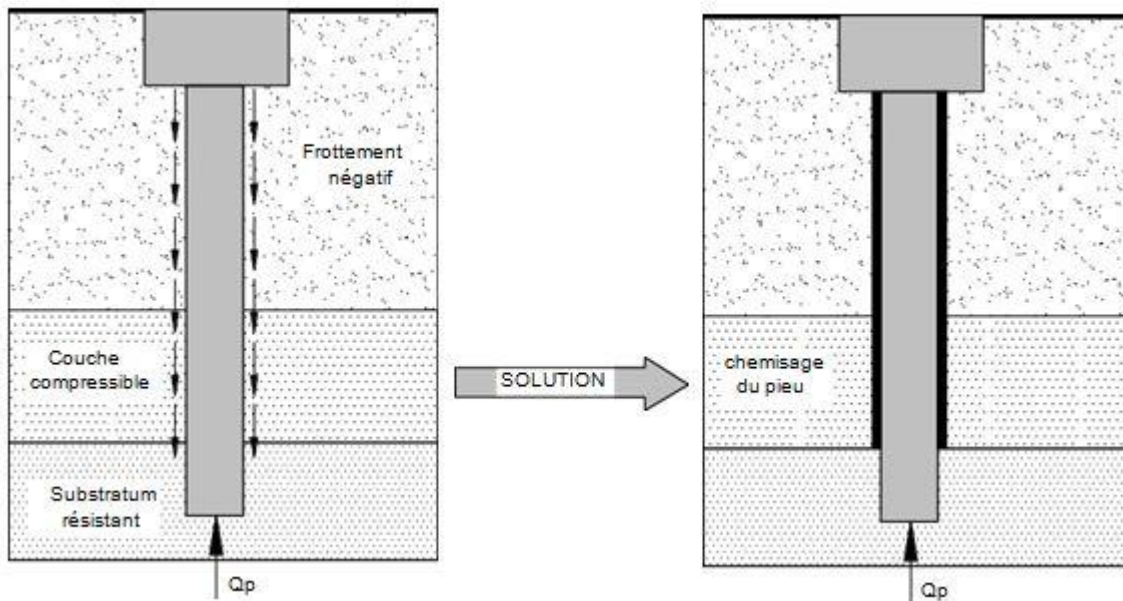


Figure 11 : Frottement sol-pieu est négatif

## 7.2 Dimensions - inclinaison

### 7.2.1 Diamètre

Pour les pieux circulaires, on parle de diamètre  $D$  alors que pour les autres sections, on parle de largeur  $B$ .

Les gros pieux forés ou puits ( $B > 1.00\text{m}$ ) sont en règle générale, réservés aux grands ouvrages. Les pieux forés, non tubés sur toute leur longueur, ont une dimension transversale minimale de  $0.60\text{ m}$ .

Les petits pieux ne sont adaptés qu'aux ouvrages modestes, d'appuis modérés.

Plus particulièrement les micros-pieux ont un diamètre inférieur ou égal à  $250\text{ mm}$  Si les efforts horizontaux sont faibles les pieux de faibles diamètre ( $B \leq 0.60\text{ m}$ ) peuvent convenir, quitte à les incliner, alors que ceux de grands diamètres ont rarement besoin d'être incliné.

Le choix du diamètre du pieu peut être conditionné par sa longueur.

### 7.2.2 Longueur

La longueur des pieux dépend

- De l'épaisseur des couches de sols résistants devant être traversées par le pieu pour mobiliser un frottement latéral suffisant.
- De la profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu dans le substratum si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

#### Remarque\*

Dans le cas où le substratum n'existe pas où se trouve à grande profondeur, on cherchera à profiter au maximum de la résistance au frottement latéral.

Les pieux sont alors dits flottants, car l'effort de pointe est très faible.

### 7.2.3 Inclinaison

Il arrive que les pieux soient soumis en plus de la charge verticale axiale, à des efforts horizontaux ou à un moment (cas des forces de freinage, poussées des terres...).

Lorsque le moment ou la force horizontale sont importants, le pieu doit être fortement armé.

Nous n'aborderons pas ici les calculs des pieux soumis à des charges horizontales qui se font en utilisant un module de réaction du sol en déterminant les déformations du pieu.

Néanmoins des dispositions constructives sont prises lorsque le cas se présente.

En général, on reprend les efforts horizontaux par des pieux inclinés. L'angle d'inclinaison  $\alpha$  du pieu est fixé en fonction du matériel de forage (Figures 2.13, Figures 2.14) :

Pour des pieux battus, l'angle est limité à  $20^\circ$ .

Pour des pieux forés de diamètre supérieur à 1.20 m, l'inclinaison est-déconseillée. Pour des pieux forés de diamètre inférieur à 0.80 m, l'inclinaison est limitée à  $12^\circ$  si le terrain est aquifère et pouvant atteindre  $18^\circ$  si le terrain est non aquifère.

Des poutres ou tirants reliant les pieux en tête, servent également à reprendre les efforts de traction -

compression développés par les efforts horizontaux et moments.

Pour des pieux forés de diamètre compris entre 0.80 et 1.20 m,  $\alpha < 12^\circ$ .

Pour des pieux forés de diamètre inférieur à 0.80 m, l'inclinaison est limitée à  $12^\circ$  si le terrain est aquifère et pouvant atteindre  $18^\circ$  si le terrain est non aquifère. Des poutres ou tirants reliant les pieux en tête, servent également à reprendre les efforts de traction - compression développés par les efforts horizontaux et moments.

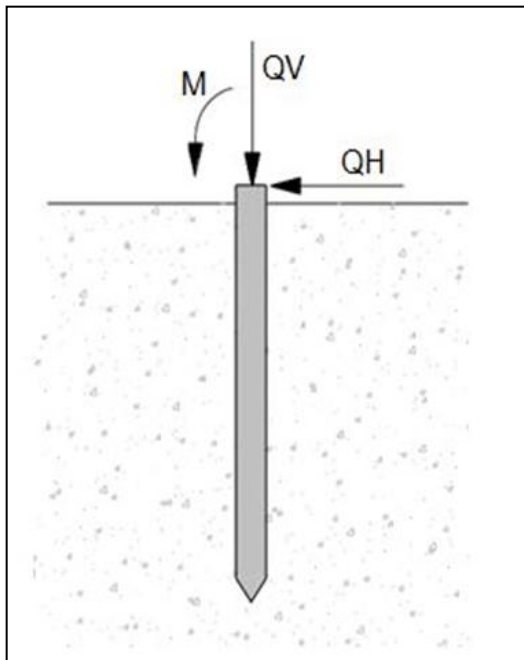


Figure 12: Pieu isolé Charges latérales.

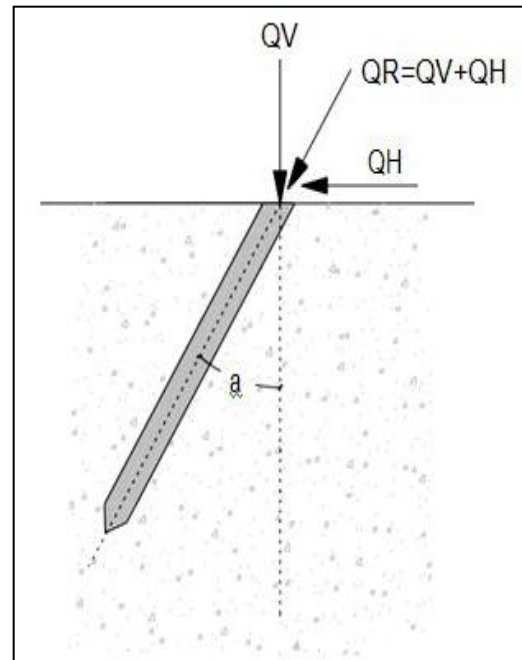


Figure 13: Pieu incliné chargé axialement

## 8 Capacité portante de groupe des pieux sous charges axiales

### 8.1 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.

## 8.2 Coefficient d'efficacité et capacité portante basée sur $C_e$

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

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

$$C_e = QG / n \cdot Q_a \quad (2.76)$$

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

$$C_e = 1 - \arctan \left[ \frac{b}{S_e} \right] / \pi \left( 2 - \frac{1}{m} + \frac{1}{n_c} \right) \quad (2.77)$$

Où :  $b$  = diamètre d'un pieu;  $S_e$  = 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).

## 8.3 Groupe de pieux dans les sols cohérents

Les règles présentées au tableau 2.6 sont plus souvent utilisées (Whitaker, 1957).

**Tableau 5: Valeurs de  $C_e$  selon essais de chargement sur pieux flottant en vraie échelle.**

Entre axe	$C_e$	QG
$S_e = 3b$	70%	$0.7 \cdot n \cdot Q_a$

<b>Se = 4b</b>	75%	0.75 .n .Qa
<b>Se = 5b</b>	85%	0.85 .n .Qa
<b>Se = 6b</b>	90%	0.90 .n .Qa
<b>Se = 8b</b>	100%	1 .n .Qa

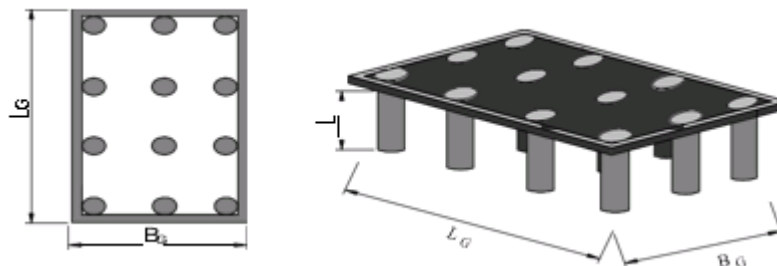
Pour des valeurs de l'entre-axes  $Se < 3b$ , la capacité portante est calculée en assimilant le groupe de pieux à un bloc monolithique ayant pour périmètre celui du groupe et pour longueur la longueur des pieux (voir figure 2.15) (Meyerhof, 1976).

La capacité portante limite du groupe est donnée par :

$$Q_G = B_G \times L_G \times q_{pl} \times (B_G + L_G) \times q_{fl} \quad (2.78)$$

$$q_{pl} = 5.14 C_u (1 + 0.2 L/B_G)(1 + 0.2 B_G/L_G) \quad (2.79)$$

$$q_{fl} = C_u \quad (2.80)$$



**Figure 14: Dimensions du bloc monolithique [2]**

Où :  $q_{pl}$  et  $q_{fl}$  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.

#### 8.4 Groupe de pieux dans les sols sans cohésion

Selon Vesic (1977) l'effet de groupe est considéré pour des entre-axes tels que  $3b \leq Se \leq 7b$ . À partir

de  $S_e > 7b$ , les pieux sont considérés comme isolés. Selon Vesic  $C_e = 1$  pour la capacité en pointe de groupe, ce qui implique que  $(Q_p)_G = 1 \times n \times Q_p$ .

Par ailleurs, bien que la résistance limite de frottement de groupe est supérieure à la somme des résistances de frottement de pieux isolés, elle reste difficile à quantifier sauf par des essais sur le terrain.

De ce fait, il est conseillé de prendre  $Q_G = 1 \times n \times Q_a$  pour la plupart des cas de sable (lâche ou dense) (Prakash et Sharma, 1990).

De plus, il est recommandé de pourvoir des entre-axes supérieurs à  $2.5b$ .

Des études sur une charge centrée appliquée sur un groupe de pieux verticaux ont conduit aux résultats présentés au tableau 2.7 et qui s'appliquent essentiellement aux pieux refoulant le sol (Frank, 1995).

**Tableau 6: Valeurs de  $C_e$  pour pieu refoulant le sol lors de la mise en place.**

Groupe de pieux	Entre-axes	Densité(sable)	$C_e$	$Q_G$
<b>Petit groupe pieucourt</b>	$S_e = 2b$	Lâche	150%	$1.5 \times n \times Q_a$
	$S_e = 4b$	Lâche	100%	$1 \times n \times Q_a$
<b>groupe important pieu long</b>	$S_e = 2b$	Lâche	200%	$2 \times n \times Q_a$
	$S_e = 6b$	Lâche	100%	$1 \times n \times Q_a$
	$3b \leq S_e \leq 6b$	Dense	70%	$0.7 \times n \times Q_a$
	$S_e = 8b$	Dense	100%	$1 \times n \times Q_a$

## 9 Tassement d'un groupe de pieux

Le tassement d'un groupe de pieux  $S_c$  est plus important que le tassement d'un pieu isolé  $s$  pour une même charge par pieu, compte tenu de la zone d'influence mobilisée par le groupe versus un pieu

isolé.

En effet, les dimensions globales d'un groupe de pieux ont une influence sur le tassement. Les pressions transmises par le groupe de pieux sont importantes et entraînent des mouvements non négligeables au niveau de la pointe des pieux (Figure 2.16).

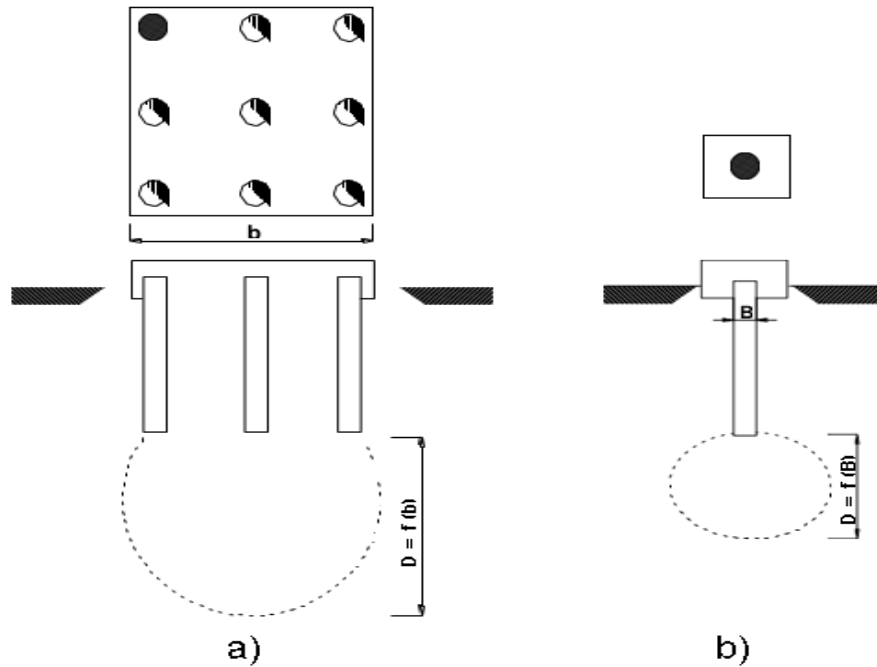


Figure 15: Zone d'influence pour tassement ; a) de groupe de pieux et b) d'un pieu isolé (Tiré de Prakash et Sharma, 1990).

## 9.1 Méthodes de calcul de tassements

### 9.1.1 Méthodes empiriques pour le groupe de pieux dans le cas du sable

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.

#### 9.1.1.1 Méthode de Vesic

Une méthode simple de calcul est celle recommandée par (Vesic, 1977)

$$SG = S\sqrt{(B/b)} \quad (2.81)$$

Où : B G : largeur de groupe de pieux (en plan) ; et b : diamètre de pieu isolé.

### 9.1.1.2 Méthodes de Meyerhof

Le tableau ci-dessous présente les méthodes de Meyerhof (1976)

**Tableau 7: Calcul de tassement de groupe de pieux SG selon Meyerhof (1976)**

Tassement	Fondement	Source
$SG = 0.92 \cdot q \cdot \frac{\sqrt{B}}{N} \cdot I$ <p>avec : <math>q = \frac{Q}{L \cdot B}</math> (en KPa)            (LG x BG sont les dimensions de groupe de pieux)            N : indice de pénétration standard moyen corrigé (pris au-dessous de la pointe d'une valeur BG)            I = coefficient d'influence variant de 0.5 à 1.0            Pour (s en mm)</p>	<p><b>basée sur SPT</b></p>	<p>Meyerhof, 1976 ; MCIF, 1994</p>
$SG = 42 \cdot q_c \cdot BG \cdot \frac{1}{q_c}$ <p><math>q_c</math> = valeur moyenne de la résistance au cône statique (KPa) (pris au-dessous de la pointe d'une valeur BG)</p>	<p><b>basée sur CPT</b></p>	<p>Meyerhof, 1976; Hannigan et al, 1998</p>

### 9.1.2 Méthode empirique de Terzaghi et Peck pour les argiles

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  $q_{adm} = \frac{Q_{adm}}{L \cdot G \cdot B \cdot G}$  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 calculé en considérant une semelle fictive et le tassement de cette semelle est calculé en prenant une répartition de contrainte en profondeur 1 pour 2.
- $q_{adm}$  est appliquée sur une couche d'épaisseur de  $(H - 2/3L)$ , avec H = épaisseur de la couche



# **Chapitre II : Étude Géotechnique - Interaction pieux-sol**

## **Chapitre II : Étude Géotechnique - Interaction pieux-sol**

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

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

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

### **1 Pieu vertical sous chargement latéral**

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

## 2 Classification des pieux

Selon le Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations [MCIF, 2013], les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Ces paramètres sont regroupés dans le tableau 8.

Tableau 8: Classification des pieux [MCIF, 2013]

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

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

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

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

La classification d'un pieu soumis à un chargement latéral ne dépend donc pas uniquement des caractéristiques mécaniques du pieu, mais aussi des caractéristiques mécaniques du sol. Ces données permettent de classer le pieu comme rigide (pieux courts), semi-rigide ou souples (pieux longs). Le pieu souple fléchit tandis que le pieu rigide tourne sous l'effet d'une charge latérale [Broms, 1964a et b; Turner et al., 1987].

### **3 Influence de la mise en place**

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

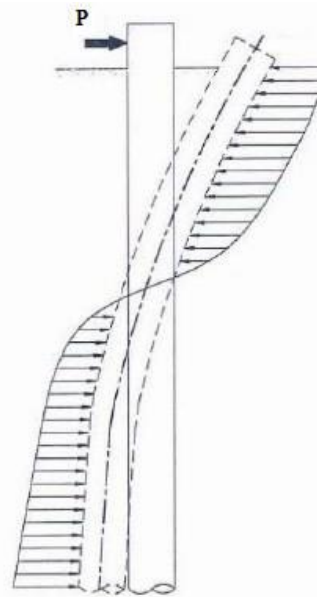
### **4 Comportement du système sol-pieu pendant le chargement**

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

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

dans le sens du chargement.

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



**Figure 17: Comportement d'un système sol-pieu (cas d'un pieu souple) soumis à un chargement latéral [Baguelin et al., 1972]**

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

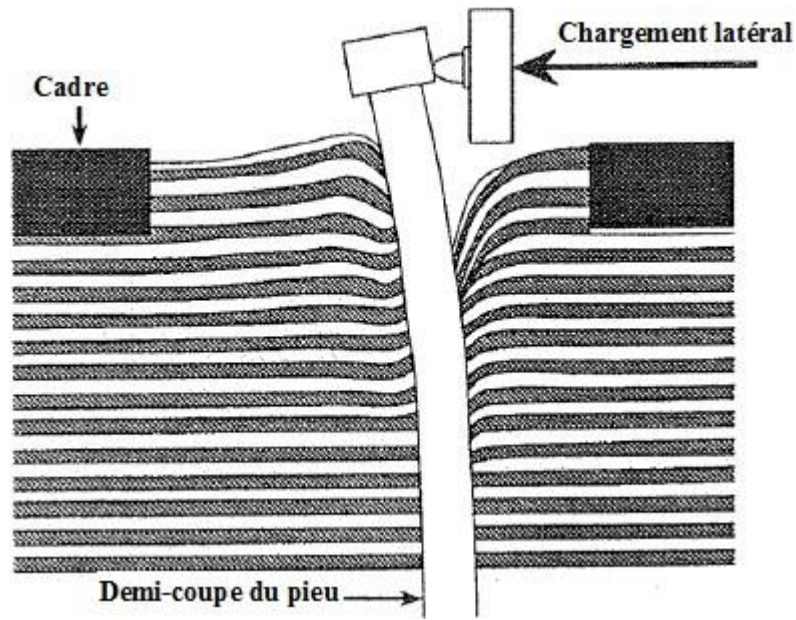


Figure 18: Déformation du sol sableux autour du pieu aux grands déplacements (Adachi et al.)

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

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

## 5 Réponse du sol, du pieu et courbes p-y

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

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

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

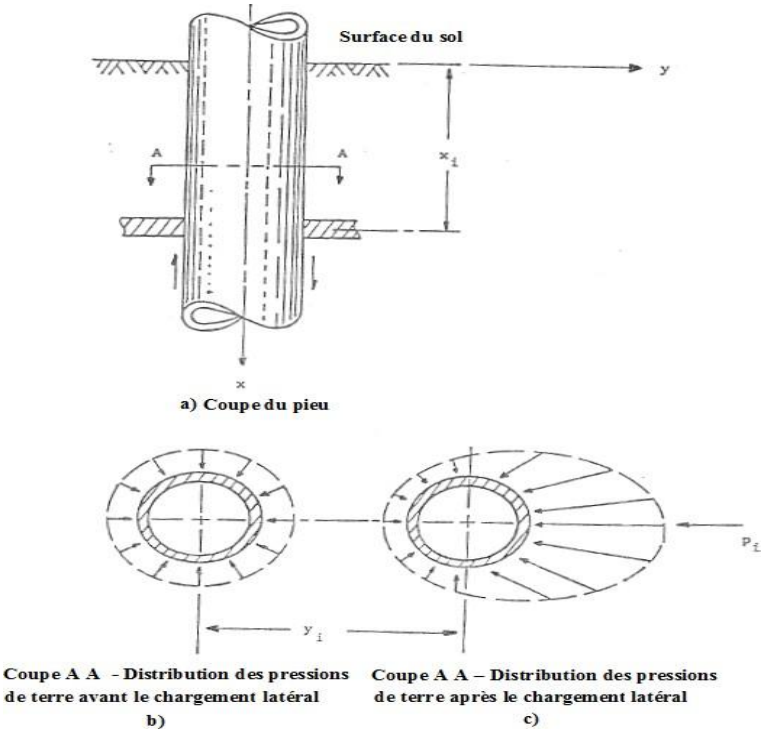


Figure 19: Définition graphique de p et y [Reese et Sullivan, 1980]

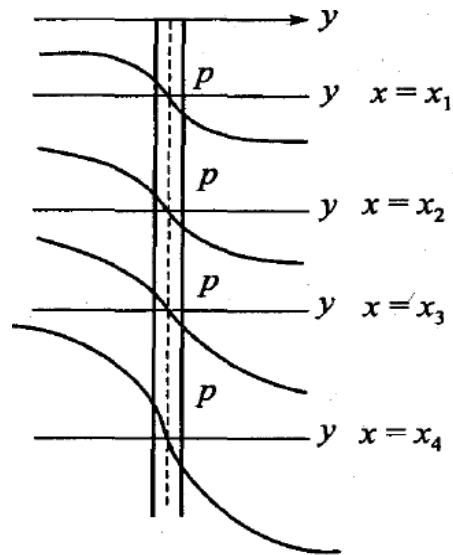


Figure 20: série de courbes p-y pour un pieu [Reese et Sullivan, 1980]

## 6 Comportement à la rupture

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

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

Pour les pieux libres en tête (figure 2.6) [Mohan et al.,2001] ;

- ✓ le moment maximum dans le pieu atteint le moment de flexion de rupture de la section; c'est le type de rupture que l'on rencontre quand le pieu est souple (fiche du pieu relativement grande);
- ✓ la pression latérale des terres atteint la résistance limite du sol le long de la fiche du pieu, le pieu subit alors une rotation autour d'un point localisé a une certaine profondeur du sol; c'est le type de rupture que l'on rencontre quand le pieu est rigide (lorsque la fiche du pieu est courte).

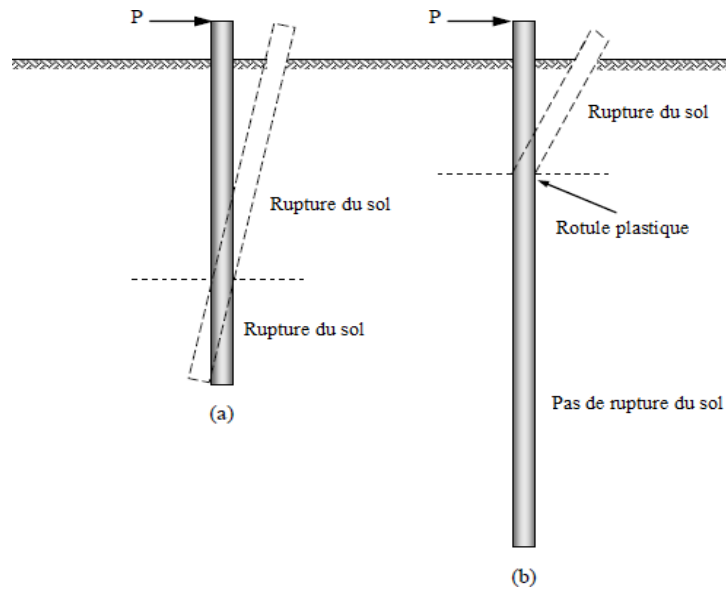
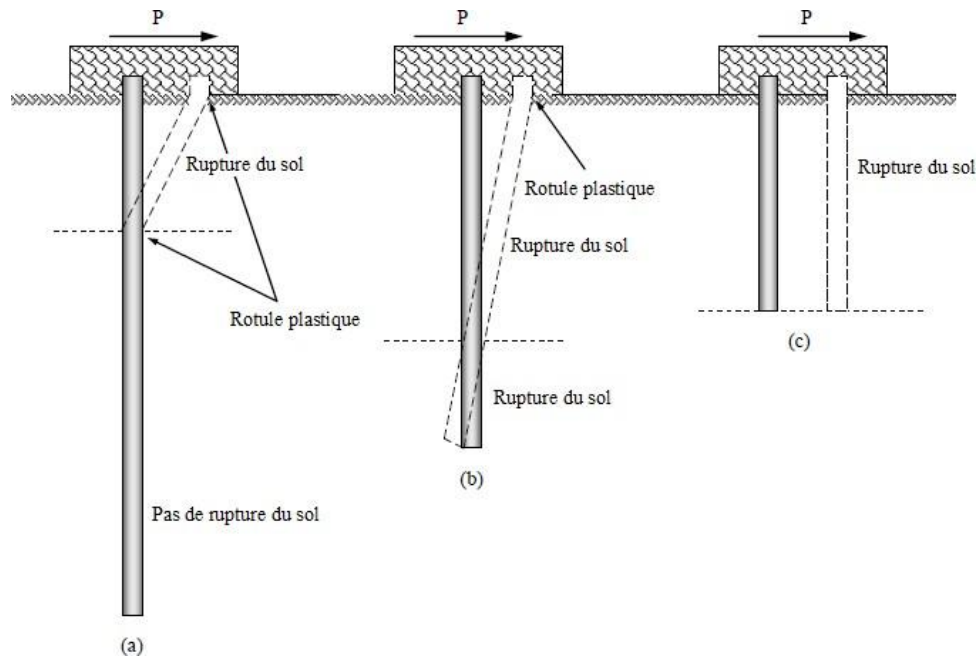


Figure 21: Modes de rupture d'un pieu libre en tête: (a) Pieu rigide – (b) Pieu souple [Broms, 1965]

Pour les pieux encastrés en tête (figure 2.7):

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

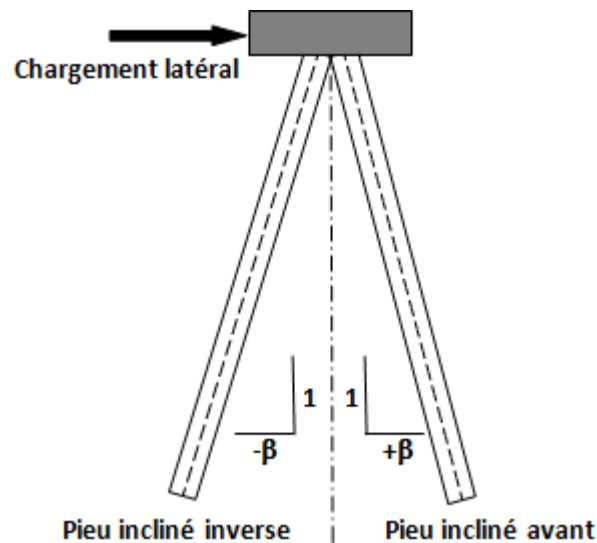


**Figure 22: Modes de rupture d'un pieu encastré en tête : (a) Pieu souple, (b) Pieu semi-rigide et (c) Pieu rigide [Broms, 1965]**

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

## 7 Pieu incliné sous chargement latéral

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



**Figure 23: Pieux inclinés classés en pieu incliné inverse (négatif) et pieu incliné avant (positif)**

En effet, la possibilité d'installer des pieux inclinés, leur donne un avantage par rapport à leur capacité à supporter des charges latérales. Contrairement aux pieux verticaux qui résistent aux charges latérales en cisaillement et en flexion, les pieux inclinés résistent principalement aux charges latérales en compression et/ou en traction axiale.

Lorsqu'il est soumis à un chargement latéral, le pieu incliné devra avoir généralement une plus grande capacité et il est soumis à de plus petites déformations qu'un pieu vertical de même dimensions et matériau. Dans certains cas, des grandes forces de cisaillement et de moments, induits à la tête du pieu, ont été une source de problèmes (reliés à la performance) pour des pieux inclinés. Cependant, ces problèmes peuvent être atténués par une conception et une interaction pieu-structure appropriées. Jusqu'au début de l'année 1990, les pieux inclinés étaient une solution idéale pour

supporter des charges latérales.

Lorsque les charges latérales sont assez grandes, il a été remarqué qu'il y avait une longueur importante du pieu incliné qui correspond à une partie importante du sol (des sols médiocres) qui ne supportent pas ces charges latérales, ou. Des exemples de ces situations se montent lors de la conception parasismique des ponts, la conception de quais marginaux et des ports. Dans les années 1990, suite à la mauvaise performance des pieux inclinés, observée à travers une série de tremblements de terre, des ingénieurs ont commencé à déconseiller l'utilisation de pieux inclinés. Cependant, des stratégies de conception ont été développées pour résoudre ces problèmes. Ainsi, les pieux inclinés ont été devenu une arme importante dans l'arsenal de l'ingénieur pour la conception des pieux sous charges latérales [Zhang et al., 1999].

## 8 Pieu sous chargements vertical et latéral

Les effets des charges verticales sur l'état de contrainte d'un pieu chargé latéralement sont de deux volets [Zhang et al., 2002]. D'une part, les contraintes transmises par les charges verticales vont augmenter les contraintes verticales dans le sol autour du pieu, ce qui peut augmenter la résistance latérale du sol contre la rupture passive.

D'autre part, les charges verticales vont exercer une contrainte de cisaillement sur le sol, ce qui peut réduire sa résistance au cisaillement. Les effets de deux volets sont illustrés à la figure 2.9. Supposons que la charge verticale est nulle, un élément du sol à côté d'un pieu est à rupture passive sous la charge latérale du pieu et la contrainte verticale  $\sigma_v$  est approximativement la contrainte principale mineure ( $\sigma_3$ ).

Lorsqu'une charge verticale est appliquée sur le pieu, il y aura un incrément de contrainte verticale  $\Delta\sigma_v$  due à un transfert de charge. S'il n'y avait pas de changement dans la contrainte de cisaillement,  $\Delta\sigma_v$  provoquerait une augmentation considérable de la résistance au cisaillement de l'élément du sol (voir le cercle de Mohr en pointillés sur la figure 2.9).

Cependant, le transfert de charge se fait par une contrainte de cisaillement minimum  $\Delta\tau$ , ce qui annule l'effet de  $\Delta\sigma_v$  (voir le cercle de Mohr en trait interrompu sur la figure 2.9). Sous l'action combinée de  $\Delta\sigma_v$  et  $\Delta\tau$ , l'augmentation de la résistance latérale du sol peut ne pas être significative.

Ce problème peut être comparé à celui de la pression des terres passives d'un mur de soutènement avec frottement sur la paroi.

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

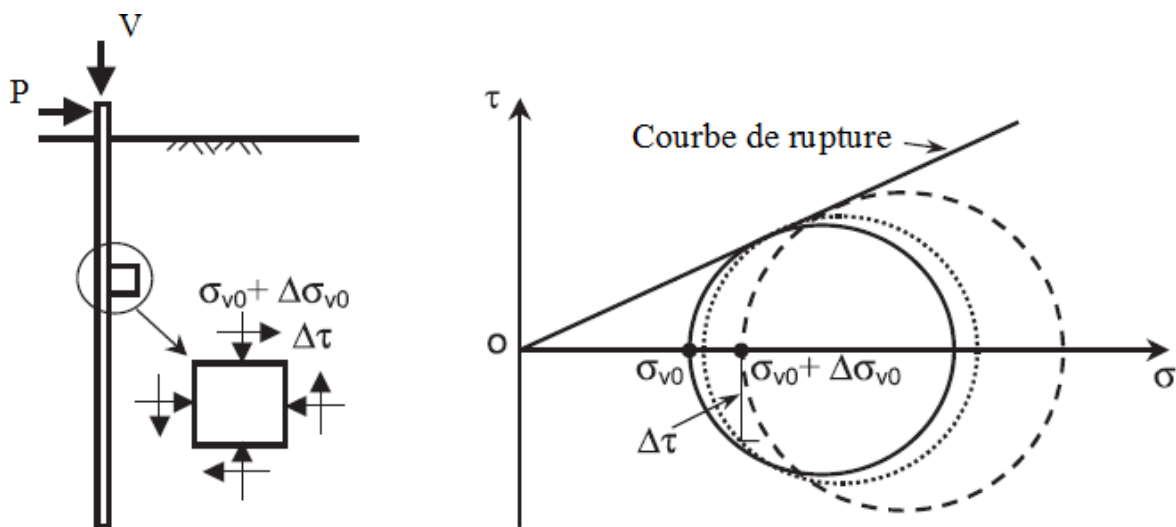


Figure 24 : Schéma montrant l'effet de la charge verticale sur la résistance latérale du sol autour d'un pieu [Zhang et al., 2002]

## 9 Méthodes de dimensionnement des pieux sous charges latérales

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

## 9.1 Méthode de Winkler

### 9.1.1 Principe

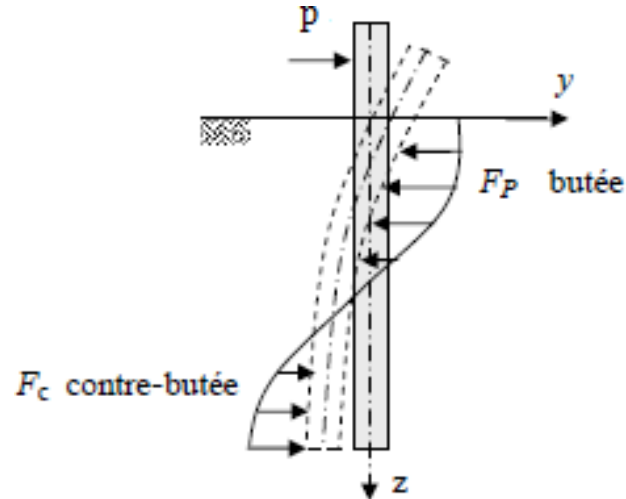


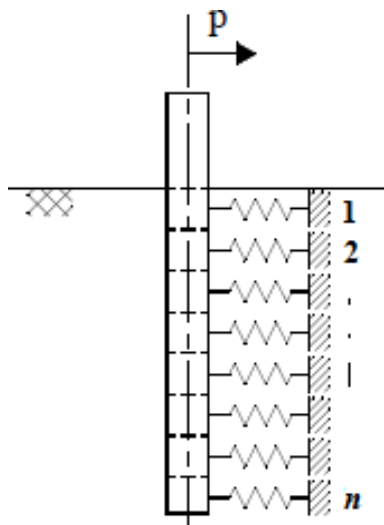
Figure 25: Pieu mobilisant la réaction latérale du sol

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

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

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

$p = k_h(z) \times y$  cette équation  
 forme  $p = ES \cdot y B$



est aussi exprimée sous la

### Figure 26: Représentation de modèle de Winkler

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

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

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

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

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

#### 9.1.2 Module de réaction du sol

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

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

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

#### 9.1.3 Conclusions sur la méthode de Winkler

La méthode de réaction du sol est employée largement dans la pratique parce qu'elle a une longue

histoire d'utilisation. Cette approche est relativement simple à appliquer à l'aide des diagrammes et des solutions sous forme des tableaux disponibles, en particulier pour une variation simple ou linéaire de  $E_s$  avec la profondeur. Mais, malgré sa grande utilisation, cette méthode est souvent critiquée suite à ses lacunes théoriques et ses limitations, tel que :

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

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

**Tableau 2.2 Expressions proposées pour le module de réaction du sol**

<i>Sol pulvérulent</i>	<i>Sol cohérent</i>	<i>Commentaire</i>	<i>Source</i>
$E_s = 0,74 A\gamma z$ , voir les valeurs de A (tableau 2.3)		<i>Déconseillé pour le calcul des déplacements</i>	<i>Terzaghi [1955]</i>
	$E_s = \frac{0,65 E_s^{12} \sqrt{E_s B^4}}{1 - V_s^2} \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}}$	<i>Valable pour <math>L &gt; 2,25 l_0</math></i>	<i>Vesic [1961]</i>

Même expression que celle de Terzaghi (1955)	$E_S = \frac{1}{m_1(1 - V_s^2)} \sqrt{\frac{B}{L}}$ <i>m<sub>1</sub> : coefficient adimensionnel en fonction de L/B (tableau 2.4)</i>	Valable pour L > 2,25l <sub>0</sub> ; et L < 2,25l <sub>0</sub> ,	Broms [1964a, 1964b]
$E_S = \frac{3 \cdot B \cdot E_M}{\frac{2}{3} B_0 \left(2.65 \cdot \frac{B_0}{B}\right)^\alpha + B \cdot \frac{\alpha}{2}}$ $E_S = \frac{18 E_M}{(4 \cdot 2,65^\alpha + 3\alpha)}$	(pour B ≥ B <sub>0</sub> = 0,6 m)  (pour B ≤ B <sub>0</sub> = 0,6 m)	Semi empirique. a : Coefficient rhéologique  caractérisant le sol (tableau 2.5).	Ménard et al. [1969]
	$E_S = 67 c_u$	Déconseillé pour le calcul des déplacements	Davisson [1970]
	$E_S = 1,8 E_{50}$ , E <sub>50</sub> = module mesuré à l'essai triaxial à 50% de niveau de chargement	Valable pour une profondeur  $z > z_{critique} = 6/(\gamma/c_u + 0.5/B)$	Matlock [1970]
$E_S = 0,82 E_s$			Poulos [1971]
	$E_S = 4,5 q_c$ , q <sub>c</sub> est la résistance de pointe de l'essai pénétrométrique		Gilbert [1995]

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

**Tableau 9: Valeurs de A pour le calcul de ES dans un sable [Terzaghi, 1955]**

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

**Tableau 10: Valeurs de  $m_1$  pour le calcul de ES dans un sable [Terzaghi, 1955]**

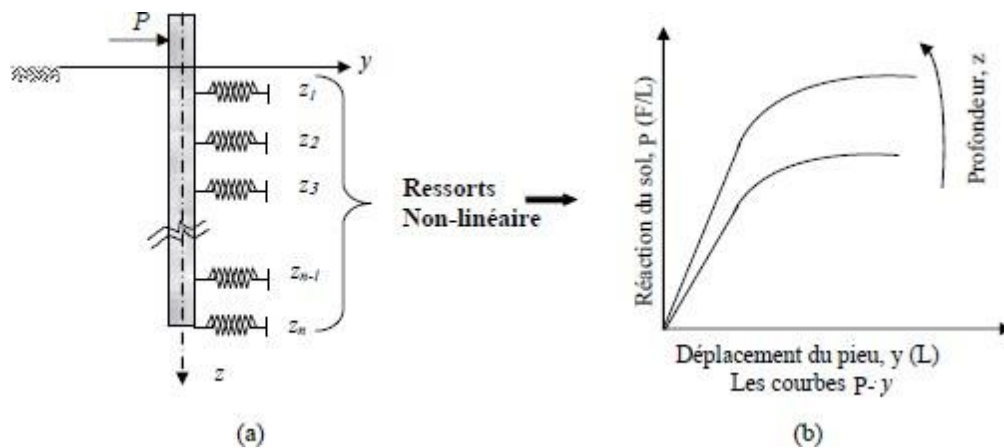
Élancement du pieu $L/B$	1	1,5	2	3	5	10	100
$m_1$	0,95	0,94	0,92	0,88	0,82	0,71	0,37

**Tableau 11: Facteur rhéologique  $a$  pour divers types de sols [Ménard, 1992]**

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

## 9.2 Méthode de courbes p-y

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



**Figure 27: (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation latérale et (b) Courbes de réaction (p-y)**

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

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

### 9.2.1 Courbes p-y pour des sols argileux

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

$$p_{ult} = c_u N_p$$

Avec :  $N_p$  est le minimum des deux valeurs suivantes :

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

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

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

Avec :

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

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

$$\frac{p}{p_{ult}} = 0.5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (2.9)$$

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

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

Où :

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

Matlock [1970] propose des valeurs de déformations  $\varepsilon_{50}$  se situant entre 0,005 et 0,020. La plus petite valeur est reliée aux argiles sensibles, tandis que la plus élevée est spécifique aux sols remaniés ou sédiments non-consolidés. Une valeur intermédiaire de 0,01 est proposée pour les autres types de sol.

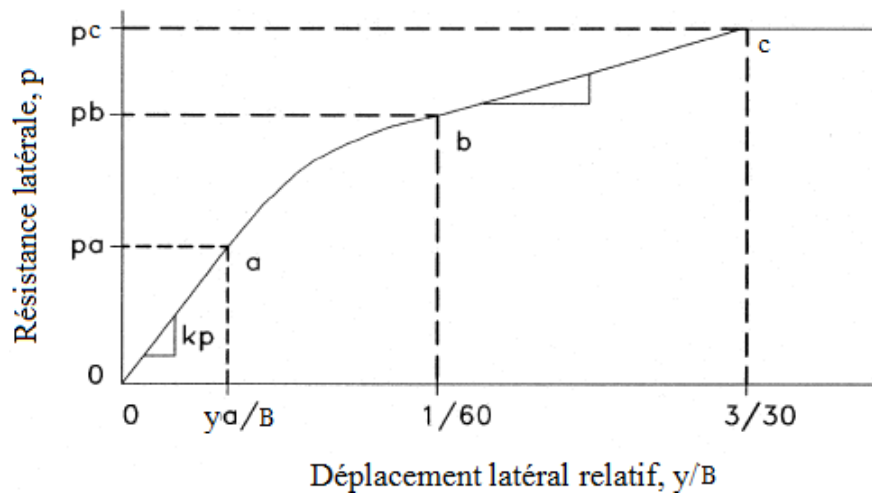
Par ailleurs, Reese et al. [2006] ont suggéré les valeurs de  $\varepsilon_{50}$  présentées au tableau 2.6.

**Tableau 12: Valeurs représentatives de  $e_{50}$  [Reese et al., 2006]**

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

### 9.2.2 Courbes p-y pour des sols sableux

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



**Figure 28 : (a) Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation transversale (b) Courbes de réaction : (p-y)**

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

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

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

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

phréatique.

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

**Tableau 13: Valeurs représentatives de  $k$  pour la méthode de Reese et al., [1974]**

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

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

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

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

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

Avec

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

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

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

Où

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

-  $K1 = 0,4$ .

### 9.2.3 Courbes p-y pour pieux inclinés

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

$$p_{ultb} = \psi p_{ult} \quad (2.17)$$

Avec

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

Où  $\lambda$ : Coefficient qui tient compte de la taille du coin passif de sable.

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

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

De même, le module de réaction,  $E_{Sb}$ , de pieux inclinés est obtenu en multipliant le module de réaction,  $E_S$ , relatif aux pieux verticaux par le même facteur,  $\Psi$  (c.-à-d.  $E_{Sb} = \Psi * E_S$ ). L'angle de friction correspondant à l'interface sol-pieu,  $\delta$ , a une influence considérable sur la résistance latérale des pieux inclinés. Selon Sherif et al. [1982], l'amplitude de  $\delta$  dépend non seulement des propriétés de sol, mais également de la quantité et de la direction du mouvement du sol. Jardine et Chow [1996] ont trouvé

que la valeur de  $\delta$  est indépendante de la densité relative et tend à diminuer avec la taille des particules. Il est à noter aussi que  $\delta$  a un effet significatif sur les courbes p-y. En effet, plus la valeur de  $\delta$  augmente, plus les valeurs de  $E_{sb}$  et  $p_{ult}$  augmentent pour les pieux inclinés positifs et plus ils diminuent pour le cas des pieux inclinés négatifs par rapport aux valeurs de pieux verticaux. La figure 2.14 représente la courbe p-y modifiée pour un pieu incliné positif [Zhang et al., 1999].

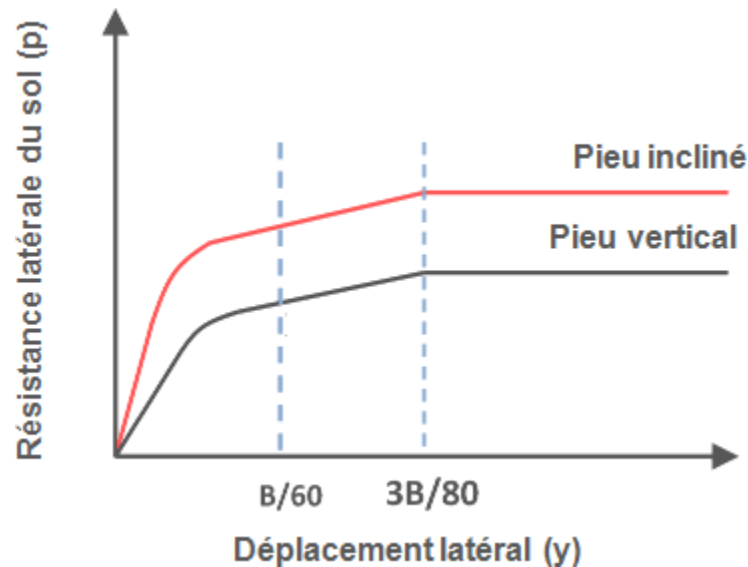


Figure 29 : Courbes p-y modifiées pour un pieu incliné positif dans le sable [Zhang et al., 1999]

#### 9.2.4 Conclusions sur la méthode p-y

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

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

### 9.3 Méthode du continuum élastique

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

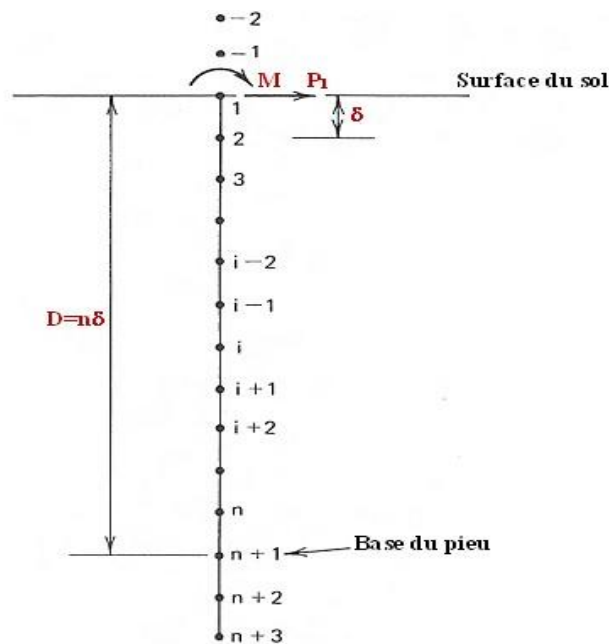


Figure 30 : Discrétisation en différences finies pour l'analyse de pieux chargés latéralement [Poulos et Davis, 1980]

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

à la tête du pieu). Ainsi, les déplacements du sol pour tous les points à travers la longueur du pieu sont exprimés par l'équation suivante :

$$\{\rho_s\} = \frac{B}{E_s} [I_s]\{p\} \quad (2.20)$$

Où :

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

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

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

Avec:

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

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

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

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

Une des inconvénients de cette méthode est qu'elle ne peut pas être étendue à un milieu de sol stratifié, aussi que les facteurs d'influence ne peuvent pas être calculés à l'aide de l'équation de Mindlin. En

effet, l'équation de Mindlin n'est pas appliquée pour un milieu stratifié non homogène. Aussi, l'hypothèse que le pieu est une bande rectangulaire incorporée dans le sol est approximativement valide seulement si le pieu a une section carrée ou une section en I. Dans le cas de pieux ayant une section circulaire, cette idéalisation est à rapprocher davantage, mais semble raisonnable. Cette méthode a été utilisée dans la pratique par plusieurs ingénieurs.

## **9.4 Méthodes numériques**

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

### **9.4.1 Méthode des éléments finis**

La méthode des éléments finis est peu utilisée pour étudier le comportement des pieux (si on la compare aux autres méthodes) en raison de la complexité de la modélisation d'une part et les grands moyens requis pour la réalisation de calculs de l'autre part. Elle reste dans la plupart des cas un complément utile, notamment pour mieux visualiser le phénomène. Cet outil permet, toutefois, d'examiner le problème dans son intégralité et en un seul calcul intégrant les deux éléments, à savoir le sol et la fondation. Elle permet ainsi de donner des résultats intéressants sur le comportement de pieux et du massif de sol. Plusieurs auteurs ont développé et utilisé cette méthode pour étudier la réponse latérale des pieux sous charges latérales [Rajashree and Sitharam, 2001, Yang et Jeremic, 2002; Dodds et Martin, 2007, Kim et Jeong, 2011]. Cette méthode nécessite une discrétisation du domaine étudié et la réponse dépend de cette discrétisation.

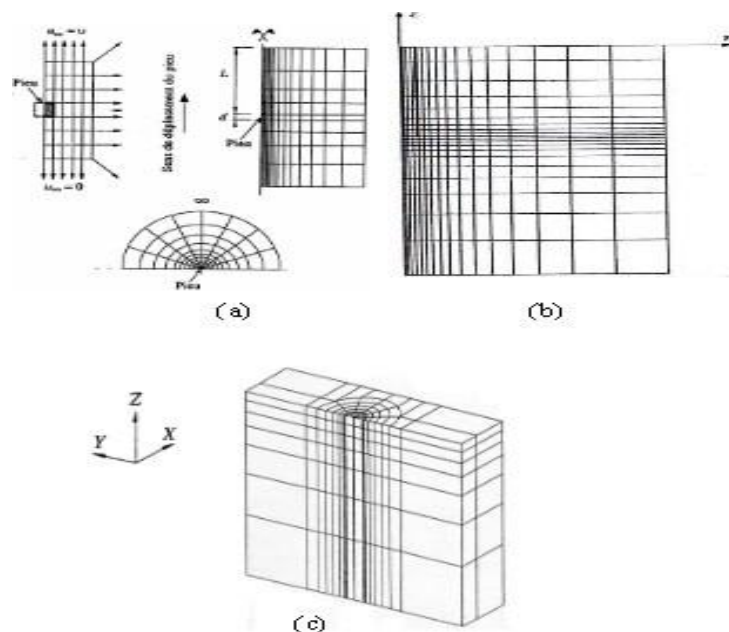


Figure 31 : Modélisation d'un pieu sous charges latérales : (a) Déformation plane ; (b) Approche axisymétrique ; (c) Approche tridimensionnelle

#### 9.4.2 Méthode des différences finies

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

Dans le cadre de ce travail de thèse, nous utilisons un code numérique. Ces codes sont basés sur la méthode des différences finies. Cette méthode sera présentée avec plus de détail dans le troisième chapitre.

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

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

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

### 9.5.1 Méthode empirique [Broms, 1964a et b]

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

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

### 9.5.2 Méthode de Bhushan et al. [1980, 1981]

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

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

Avec :

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

**Tableau 14 : Variation de F1 avec la densité relative du sable [Meyer et Reese, 1979]**

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

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

L'étude de la réponse latérale des pieux sous charges latérales a connu une très grande importance par plusieurs chercheurs et ingénieurs à travers le monde. Ainsi, plusieurs résultats et procédés de calculs ont été déduits et qui sont recensés et récapitulés par Poulos et Davis [1980], Fleming et al. [1992] et Reese et Van Impe [2001]. La plupart de ces chercheurs proposent des formules empiriques et des abaques. Dans le tableau 12, quelques approches très répandues partout dans le monde, et déjà développées dans des logiciels commerciaux, ont été présentées.

Tableau 15 : Récapitulatif sur les approches de dimensionnement des pieux sous chargement latéral

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

## Conclusions

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

Les mesures des déplacements en tête et des moments dans le pieu permettent d'étudier l'influence des différents paramètres (la nature et la rigidité du sol, le type du pieu, l'inclinaison du pieu, la présence ou non de la charge verticale,...) sur le comportement du système sol-pieu et de déterminer les relations charge latérale-déplacement latéral ainsi que les courbes p-y qui relient la réaction du sol

ou du pieu au déplacement latéral  $y$  de la section à chaque profondeur  $z$ . Les approches théoriques ou basées sur des essais in situ ou aux laboratoires, qui étudient le comportement des pieux sous chargement latéral, sont nombreuses, et ils conduisent à des résultats souvent contradictoires et même éloignés des données expérimentales.

En effet, le problème du comportement du pieu sous chargement latéral est tridimensionnel et l'interaction sol-pieu est trop complexe pour que l'analyse de ce comportement puisse être menée à l'aide de ces dernières méthodes. L'utilisation des méthodes plus complexes comme la méthode numérique des différences finies est très prometteuse pour résoudre ce problème. Ainsi, afin de mieux comprendre l'effet des certains paramètres liés au sol (densité de sable, résistance au cisaillement non drainée de l'argile, OCR d'une argile), au pieu (rigidité, inclinaison) et chargement (prise en compte ou non des chargements verticaux), des analyses numériques 2D et 3D en différences finies de la réponse latérale des pieux sous chargement latéral sont présentées et discutés dans les prochains chapitres.

# **CHAPITRE III : MODÉLISATION ET SIMULATION**

## Chapitre III : Modélisation et Simulation

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

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

### 1 Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure

#### 1.1 Définition de l'interface sol-structure

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

Hoteit (1990) définit l'interface comme étant une limite commune de deux systèmes permettant des échanges entre ceux-ci. Hassan (1995) définit l'interface comme une frontière commune à deux systèmes différents à travers laquelle des échanges ont lieu. Elle est également décrite comme une discontinuité entre deux matériaux aux propriétés différentes (Desai et Rigby 1995) ou, encore, comme une zone mince de sol "remanié" (perturbé) au contact direct de la structure (Desai et Toth 1996 ; De Gennaro 1999 ; Karabatakis et Hatzigogos 2002 ; Gaba et al., 2003). D'un point de vue géométrique, l'interface sol-structure est définie comme la fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant (De Gennaro 1999 ; Cai et Ugai 2002).

Les problèmes d'interaction sol-structure ainsi que les problèmes reliés à la mécanique des joints dans les roches dépendent principalement du comportement de cette interface. La réponse des systèmes sol-

structure comme les fondations profondes et superficielles, les tunnels, les murs de soutènement, la terre armée, aux chargements monotones ou cycliques est ainsi influencée par les caractéristiques des interfaces.

## **1.2 Caractérisation expérimentale de l'interface**

Physiquement, la couche d'interface définie précédemment, permet le transfert du chargement de la structure vers le sol. Pour déterminer les caractéristiques de cette couche mince, plusieurs types d'expérimentations ont été réalisés. On peut classer les essais d'interface en essais à contrainte normale constante "CNC" (Wernick 1978 ; Al-Douri et Poulos 1991 ; Tabucanon et Airey 1992 ; De Gennaro 1999 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005), à volume constant "VC" (Schlosser et Guilloux 1981 ; Lerat 1996) ou à rigidité normale constante "RNC" (Johnston et al. 1987 ; Hoteit 1990 ; Evgin et Fakharian 1996 ; Ghionna et Mortara 2002) (Fig. I.1).

D'après les propos de Schlosser et Guilloux (1981), on pourrait déduire que l'essai le plus représentatif de la réalité est celui à volume constant ; en effet les auteurs affirment que la mise en traction (ou en compression) d'une inclusion dans le sol produit des contraintes de cisaillement dont les valeurs ne sont significatives que dans une zone limitée autour de l'inclusion. Dans cette zone, le sol a tendance à augmenter de volume par suite de la dilatance, mais s'en trouve en partie empêché par le reste du sol.

Il en résulte une augmentation importante de la contrainte normale sur le pourtour de la zone de cisaillement et par suite à la surface de l'inclusion : c'est le phénomène de dilatance empêchée. Par ailleurs, les essais à contrainte normale constante et à volume constant ont été considérés par plusieurs auteurs comme des chemins de cisaillement extrêmes contrairement à l'essai à rigidité normale constante qui est considéré comme un chemin intermédiaire qui permet de bien simuler les conditions réelles de frottement (Boulon 1988 ; Hassan 1995 ; Fakharian et Evgin 2000 ; Ghionna et Mortara 2002).

Une autre classification des essais d'interface consiste à les diviser en essais de cisaillement direct qui sont présentés comme des dispositifs simples où l'on impose au sol de glisser par rapport à l'interface et essais de cisaillement simple qui se différencient des précédents par le fait que la surface de l'interface sol/matériau reste constante tout au long de l'essai et par l'identification séparée des composantes de déplacement (glissement, cisaillement).

## **1.3 Rappels de quelques appareils de caractérisation de l'interface**

Depuis les années 1960, de nombreux types d'appareillages ont été développés. De la boîte de cisaillement direct plan modifiée aux derniers appareils utilisés, les améliorations des essais n'ont

cessé de se développer. Dans le tableau I.1 (Frih 2005), un certain nombre de ces dispositifs est rappelé en mentionnant les avantages et les inconvénients. Nous signalons aussi dans ce cadre l'existence de l'appareil de cisaillement cyclique multi-degrés de liberté (CYMDOF), capable d'exécuter les deux modes de cisaillement direct et simple (Desai et Fishman 1991) et permettant de mesurer la pression interstitielle en faisant des essais sur sol saturé (Desai et Rigby 1995). Notons aussi que d'autres appareils de cisaillement permettent d'effectuer des essais de cisaillement sur sol saturé tel que l'appareil de cisaillement simple annulaire ACSA (Lerat 1996 ; De Gennaro 1999 ; Chambon 2003 ; Dumitrescu 2005 ; Frih 2005) (Tab. I.1).

Dumitrescu (2005) remarque une augmentation du coefficient de frottement pour un essai de sable saturé par rapport au sable sec ainsi qu'une augmentation de la dilatance, ceci est dû au fait que la saturation d'un sable augmente sa rigidité au cisaillement (Cascante et al. 1998). Plus récemment, un appareil de cisaillement simple tridimensionnel cyclique C3DSSI a été développé (Evgin et Fakharian 1996 ; Fakharian et Evgin 2000). Il permet à l'interface un cisaillement simultané dans les deux directions orthogonales du plan et a aussi la faculté de garder la contrainte normale constante ou la rigidité normale constante pendant le cisaillement.

Tableau 16 : Quelques dispositifs d'étude du frottement d'interfaces granulaires (Frih 2005)

Type	Exemples	Avantages	Inconvénients
<p><b>Cisaillement direct plan</b></p> 	<p><i>Potyondy (1961)</i>  <i>Wernick (1978)</i>  <i>Kulhawy et al. (1979)</i>  <i>Acar et al. (1982)</i>  <i>Plytas (1985)</i>  <i>Desai et al. (1985)</i></p>	<p>Dispositif simple  Préparation et procédure faciles  Surface de contact de la structure en dessous ou au dessus du sol</p>	<p>Effets de bords  Difficultés de distinguer le glissement du sol le long de l'interface de la déformation du sol  Risque de perte de matériau  Surface de contact qui diminue avec l'augmentation du cisaillement  Impossibilité de réalisation des cycles</p>
<p><b>Cisaillement direct axisymétrique</b></p> 	<p><i>Coyle et al. (1967)</i>  <i>Brumund et al. (1973)</i></p>	<p>Configuration géométrique adaptée à l'étude du frottement des pieux et des ancrages  Dispositif commode pouvant être obtenu par transformation d'un appareil triaxial standard  Surface de contact constante</p>	<p>Concentration des contraintes à l'extrémité du chargement  Contrainte normale à l'interface inconnue  Influence de la manière de déposer le sol autour de la barre sur l'interaction.  Pas d'identification indépendante des composantes du déplacement</p>
<p><b>Cisaillement annulaire direct</b></p> 	<p><i>Yoshimi et al. (1981a et b)</i>  <i>Boulon et al. (1991)</i></p>	<p>Pas d'effets de bords  Niveaux de contraintes très élevées  Grand déplacement tangentiel (1000 mm)  Possibilité de varier les conditions de sollicitations</p>	<p>Montage, procédure et préparation difficile  Structure solide recouvrant le sol  Pas d'identification indépendante des composantes du déplacement (Yoshimi et al. ont eu recours aux rayons X)  Gradient de déplacement à l'interface et développement d'un cisaillement simple dans le sol (Boulon et al. corrigent ce défaut par un moule très rugueux)</p>
<p><b>Cisaillement simple plan</b></p> 	<p><i>Goh et al. (1984))</i>  <i>Uesugi et al. (1986 a et b)</i>  <i>Uesugi et al. (1988)</i>  <i>Zaman et al. (1995)</i></p>	<p>Préparation et procédure facile  Surface de contact constante  Identification séparée des composantes du déplacement (glissement et cisaillement)  Possibilité de visualisation directe de l'interface</p>	<p>Concentration des contraintes aux extrémités  Contact sol-solide différent quand le sol se trouve au-dessus</p>
<p><b>Cisaillement double simple - direct</b></p> <p>(Mesure de la distribution des frottements)</p> 	<p><i>Faikowsky et al. (1995)</i></p>	<p>Cisaillement simple et direct  Pas d'effets de bords  Interface simple ou double pour la barre  Surface solide interchangeable  Surface de contact constante  Identification séparée des composantes du déplacement</p>	<p>Instrumentation spéciale pour mesurer les contraintes le long de l'interface  Nécessite une longueur suffisante de la barre pour une mesure correcte loin des zones non uniformes aux extrémités</p>
<p><b>Cisaillement simple annulaire</b></p> 	<p><i>Lerat (1996)</i>  <i>De Gennaro (1999)</i>  <i>Chambon (2003)</i>  <i>Dumitrescu et al. (2003)</i>  <i>Corfdir et al. (2004)</i>  <i>Présent mémoire</i></p>	<p>Homogénéité des conditions aux limites de déplacement sur toute l'interface  Plusieurs types de consolidation et confinement  Déplacement tangentiel très important sans perte de matériau  Vitesse de cisaillement variable en cours d'essai de 0 à 6 mm/min.  Essais monotones et cycliques  Niveaux de contraintes élevées (jusqu'à 1 MPa)  Surface de contact constante  Possibilité de visualisation directe de l'interface  Choix de saturation et de drainage  Surface solide interchangeable (possibilité de bétonnage sur place)</p>	<p>Montage, procédure et préparation difficiles  Dispositif et échantillon de grandes dimensions  Nécessite un appareil de pluviométrie pour un dépôt homogène de l'échantillon  Contrainte normale à l'interface non contrôlée (uniquement une structure en acier lisse est équipée de capteurs locaux)</p>

## 2 Observations expérimentales du comportement de l'interface

Les observations expérimentales sont classées selon le type de sollicitation (CNC, VC ou RNC) (Fig. 32).

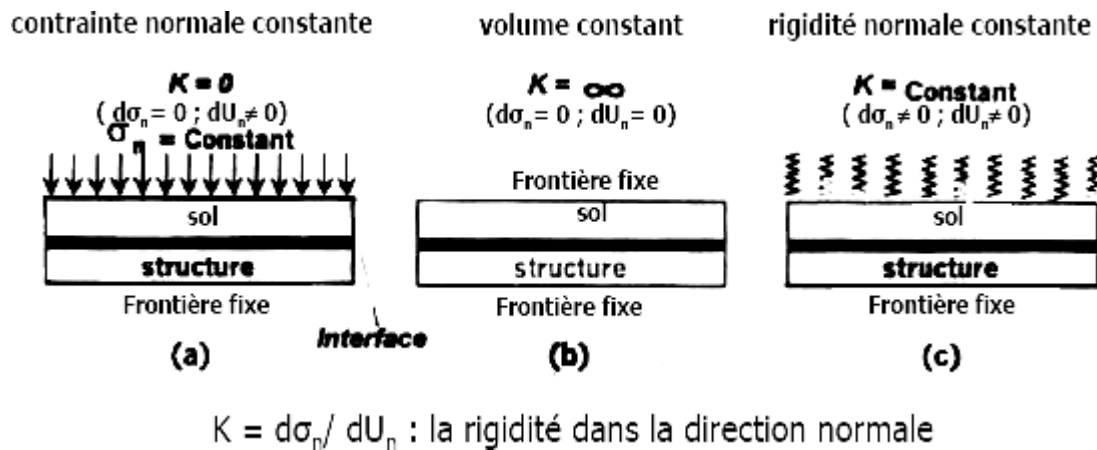


Figure 32 : Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface (a) CNC, (b) VC, (c) RNC (Evgin et Fakharian 1996)

Dans le cas d'essais d'interface à contrainte normale constante, l'interface peut se contracter ou se dilater librement. Dans ce cas, les courbes typiques des essais de cisaillement sont, d'une part, l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel relatif ( $u_t$ ,  $\tau$ ) et, d'autre part, l'évolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel relatif ( $u_t$ ,  $u_n$ ). Une augmentation progressive du frottement est observée jusqu'à une condition de rupture (pic ou palier).

La présence d'un pic de résistance au cisaillement se produit pour des sables denses. Ce pic est généralement suivi d'une phase de radoucissement puis d'une stabilisation du frottement (Fig. 33). Du point de vue volumique, le phénomène de contractance-dilatance se traduit par une décroissance du déplacement normal (phase contractante) puis une croissance (phase dilatante) jusqu'à une stabilisation, qui est suivie parfois d'une diminution pour les grands déplacements associée par certains auteurs à une dégradation liée à la rupture des grains (Lerat et al. 1997 ; Dumitrescu 2005).

La condition de contrainte normale constante est la plus fréquente et la plus simple à reproduire du point de vue des conditions aux limites.

Si le chargement se fait à volume constant, les déplacements normaux, par contre, sont empêchés. Dans ce cas, la contrainte normale augmente ou diminue selon que le sol au voisinage de l'interface tend à se dilater ou se contracter (dilatance, ou contractante empêchées).

Enfin, la condition de rigidité normale constante (déplacement normal et contrainte normale variant proportionnellement suivant un rapport  $K$  constant) permet de présenter l'évolution de la contrainte normale et du déplacement normal qui reproduit l'état de dilatance ou de contractance de l'interface.

## 2.1 Épaisseur d'interface

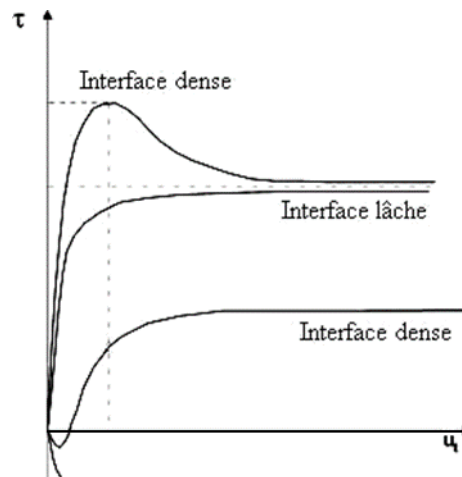


Figure 33 : Réponses mécaniques typiques de l'interface à CNC

La couche d'interface peut être visualisée au cours des essais au laboratoire à l'aide des photographies, radiographies, etc. L'épaisseur de la couche d'interface, qui se forme dans un milieu granulaire au contact avec un élément de structure, dépend essentiellement de la taille des grains, de la densité du matériau, de la rugosité de l'interface et des conditions aux limites extérieures.

Unterreiner (1994) affirme que l'épaisseur d'une couche d'interface n'est pas une caractéristique intrinsèque au sol et à l'interface, mais plutôt le résultat du problème aux limites étudié pour une géométrie donnée. Hassan (1995) a présenté l'étude la plus détaillée réalisée sur le comportement individuel des grains dans la zone d'interface (étude microscopique). En plus de la détermination de l'épaisseur de cette couche, les champs de déformation de l'échantillon et la rotation de quelques grains marqués ont été soigneusement examinés.

L'auteur a constaté que l'épaisseur de la couche d'interface diminue avec la densité. Lerat (1996) a observé la couche d'interface en faisant simultanément des prises photographiques et vidéo. Il a montré clairement que l'épaisseur de la couche d'interface augmente pour des rugosités élevées. Plusieurs autres auteurs ont observé l'épaisseur de la couche d'interface pour différents types d'essais, de sol et de rugosité de structure. Ces études sont résumées dans le tableau 14 (Farih 2005). L'épaisseur varie de 0-1 D50 à 40 D50.

**Tableau 17 : Synthèse des valeurs expérimentales sur l'épaisseur de la couche d'interface (Frih 2005)**

Conditions d'essais			Epaisseur de la couche d'interface en fonction de $D_{50}$	Source
Appareil	Etat de rugosité	Etat de compacité		
Cisaillement direct annulaire	lisse	lâche à dense ( $D_r=40-90\%$ )	0-1	Yoshimi et Kishida (1981)
	rugueux		5-8	
Cisaillement simple plan	lisse	Dense ( $D_r=90\%$ )	0-1	Uesugi et al. (1988)
	rugueux		5	
Cisaillement direct	lisse	Moyen à dense	0-1	Hoteit (1990)
	rugueux		5-10	
Silo en déformation plane	lisse	lâche à dense	10	Tejchman et Wei (1995)
	très rugueux	lâche	40	
	très rugueux	dense	30 à 40	
Cisaillement direct plan	lisse	lâche à dense	0-1	Hassan (1995)
	rugueux	lâche	6-7	
	rugueux	dense	4-5	
Cisaillement simple annulaire	lisse	lâche à dense	0-1	Lerat (1996)
	rugueux	lâche à dense	6-8	
Cisaillement simple annulaire	rugueux	lâche à dense	6-7	Chambon et al. (2004)

## 2.2 Influence des différents paramètres sur le comportement de l'interface

Comme dans le cas du cisaillement d'un matériau granulaire, le cisaillement de l'interface sol-structure est influencé par la variation de quelques paramètres dont les plus importants sont la contrainte normale, la rugosité et la densité.

### 2.2.1 Influence de la contrainte normale

La plupart des auteurs (Hassan 1995 ; Lerat 1996 ; Evgin et Fakharian 1996 ; De Gennaro 1999 ; Reddy et al. 2000 ; Ghionna et Mortara 2002 ; Hu et Pu 2004 ; Frih 2005; Dumitrescu 2005) constatent que la résistance au cisaillement augmente proportionnellement à l'augmentation de la contrainte normale imposée. Quant aux variations volumiques, les observations expérimentales montrent une contractance plus forte quand la contrainte normale initiale est élevée et une dilatace plus prononcée pour les contraintes normales les plus faibles (Fig. 34). Pour une contrainte normale

plus grande, la valeur de pic du coefficient de frottement apparent diminue et un déplacement tangentiel relatif plus important est requis pour mobiliser le pic de la contrainte de cisaillement (Fakharian et Evgin 1996). En revanche, la valeur résiduelle n'est pas influencée par la contrainte normale imposée (état souvent qualifié de "critique" ou à "volume constant").

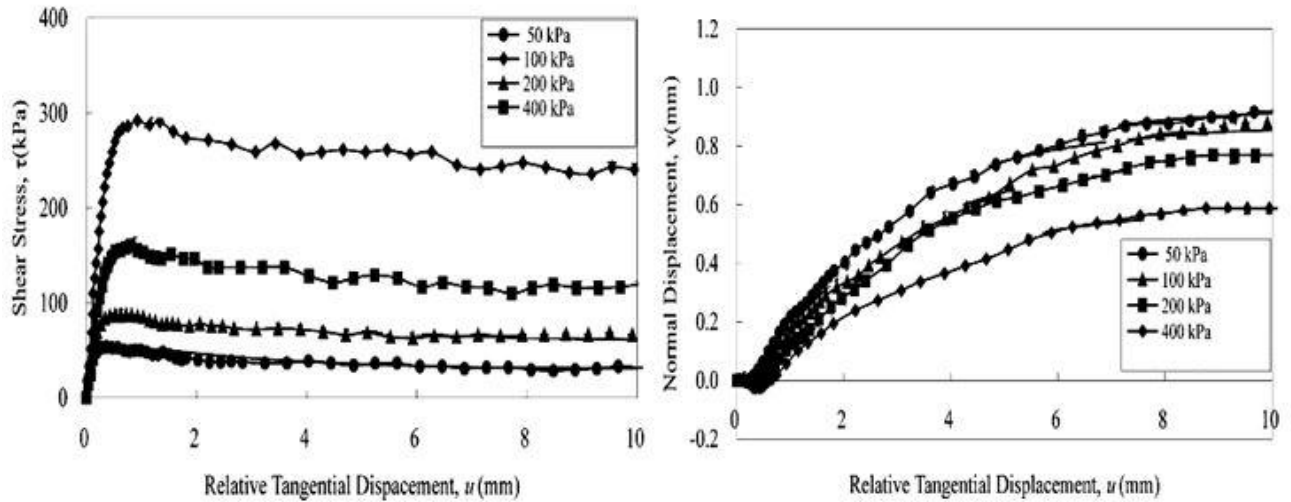


Figure 34 : Influence de la contrainte normale sur le comportement de l'interface sable dense-acier (Hu et Pu 2004)

### 2.2.2 Influence de la rugosité

L'état de surface de la structure influe énormément sur le comportement de l'interface.

La plupart des auteurs utilisent le concept de rugosité normalisée définie par :

$$R_n = \frac{R_{max}(L = D_{50})}{D_{50}}$$

où le terme  $R_{max}$  est défini par Uesugi et Kishida (1986) comme étant

la profondeur des aspérités sur une longueur  $L$  égale à  $D_{50}$ . Unterreiner (1994) a classé les surfaces des structures suivant l'échelle de rugosité notée  $R_p$ . L'interface est dite lisse lorsque  $R_p \approx 0$ ; elle est rugueuse pour  $\frac{D_{50}}{10} < R_p < \frac{D_{50}}{2}$  et très rugueuse quand  $R_p > D_{50}$ ,  $R_p$  étant la différence entre le point le plus bas et le point le plus haut sur une surface de 2,5 mm de long. Par ailleurs, Navayogarajah et al. (1992) ont défini la rugosité relative de l'interface qui varie entre 0 et 1 par analogie à la densité relative d'un sol. Ce paramètre est défini par le rapport entre la rugosité normalisée et la rugosité normalisée critique (Hassan 1995 ; Paikowsky et al. 1995 ; Reddy et al. 2000 ; Dove et Jarrett 2002). Si la rugosité normalisée augmente, la valeur du pic ainsi que la valeur résiduelle de la résistance au cisaillement deviennent plus importantes. De plus, Hu et Pu (2004) ont montré qu'il existe deux modes de rupture dus à la différence de rugosité : un mode élastique parfaitement plastique quand  $R_n < 0,1$  (interface lisse) et un mode avec pic et radoucissement quand  $R_n > 0,1$  (interface rugueuse) (Fig. I.4).

Cependant, Dumitrescu (2005) observe le pic même pour l'interface lisse mais c'est un pic atteint plus rapidement que pour la surface rugueuse, fait confirmé par Junaiden et al. (2004).

De plus, Dumitrescu (2005) montre que l'influence de la rugosité est d'autant plus prononcée dans le cas d'un sable dense. En effet, l'enchevêtrement entre les grains et les aspérités de l'inclusion confèrent une résistance supplémentaire par rapport à l'interface lisse, phénomène expliqué aussi par Schlosser et Guilloux (1981). En ce qui concerne les déformations volumiques, la plupart des observations expérimentales ont montré que plus la structure est rugueuse, plus les variations volumiques sont importantes (Hoteit 1990 ; Boutrif 1993 ; Hassan 1995 ; Fakharian et Evgin 1996 ; Lerat 1996 ; Dumitrescu 2005). De plus, un comportement essentiellement contractant est observé pour l'interface lisse et contractante- dilatant pour l'interface rugueuse. La contractance maximale est plus importante pour l'interface lisse. A l'ACSA, pour l'interface rugueuse, un deuxième comportement contractant a lieu après le comportement dilatant (Lerat 1996 ; Chambon 2003 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005)

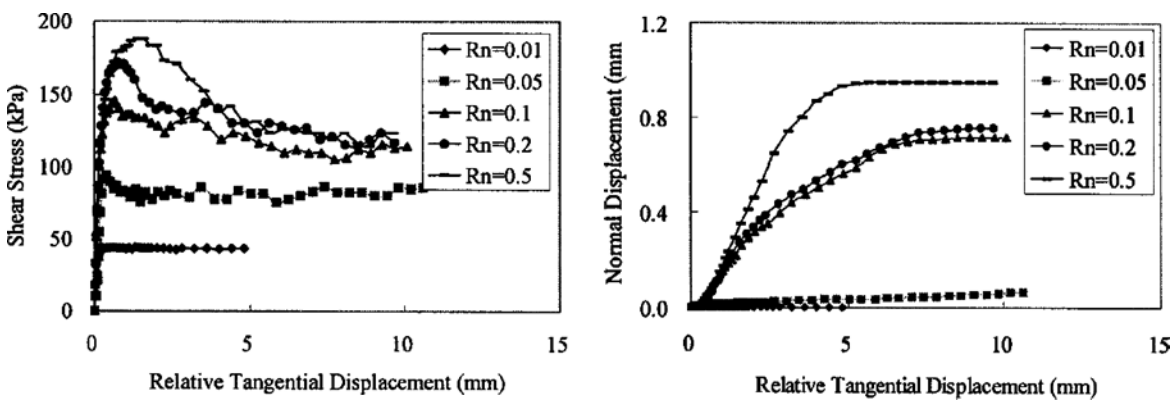


Figure 35 : Figure I-4 Influence de la rugosité sur le comportement de l'interface sable dense – acier (Hu et Pu 2004)

### 2.2.3 Influence de la densité relative de l'échantillon

L'effet de la densité du sable sur le comportement de l'interface est bien connu. Les valeurs de résistance au cisaillement augmentent pour les échantillons avec sables plus denses en conséquence de

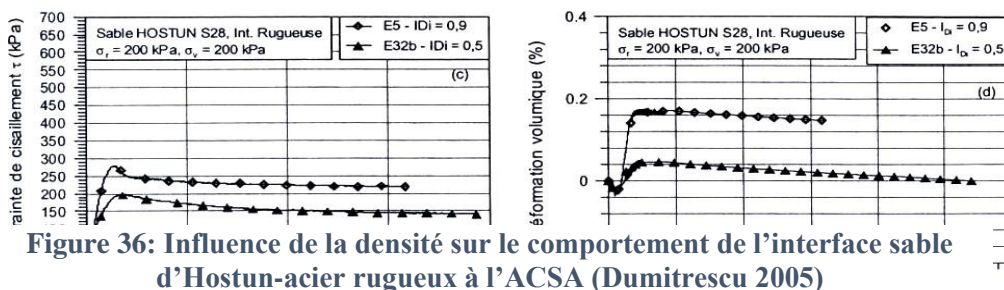


Figure 36: Influence de la densité sur le comportement de l'interface sable d'Hostun-acier rugueux à l'ACSA (Dumitrescu 2005)

la dilatance, phénomène d'enchevêtrement et de désenchevêtrement des grains lors du cisaillement d'interface (Wernick 1978 ; Tejchman et Wu 1995). Les courbes de cisaillement pour les échantillons lâches montrent l'absence d'un pic prononcé. Ce dernier, présent dans les échantillons denses, est suivi par un radoucissement progressif et une stabilisation de la valeur de cisaillement résiduel. Du point de vue volumique, la courbe du déplacement normal des échantillons denses est caractérisée par une phase contractante très courte suivie par une phase dilatante et enfin une stabilisation (Tabucanon et Airey 1992 ; Fakharian et Evgin 1996) et éventuellement une deuxième phase contractante (Lerat 1996 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005) (Fig. 36). Par contre, la courbe des échantillons lâches se caractérise par une seule longue phase de contractance globale ; la diminution du volume est continue et proportionnelle à la distance de cisaillement et à la baisse de l'indice de densité.

### 3 Interaction sol-pieux-structure

#### 3.1 Phénomène d'interaction

La réponse sismique d'une structure est influencée par la réponse de site, le chargement sismique et les propriétés mécaniques de sol et de la structure. La réponse sismique du système sol-pieux-structure est également influencée par le comportement de l'interface entre la structure et l'ensemble sol-fondation. En réalité, les liaisons ne sont pas parfaites et un mouvement relatif comme le glissement et le décollement sur cette interface peut avoir lieu. Ce mouvement induit une non-linéarité de l'interaction sol-structure.

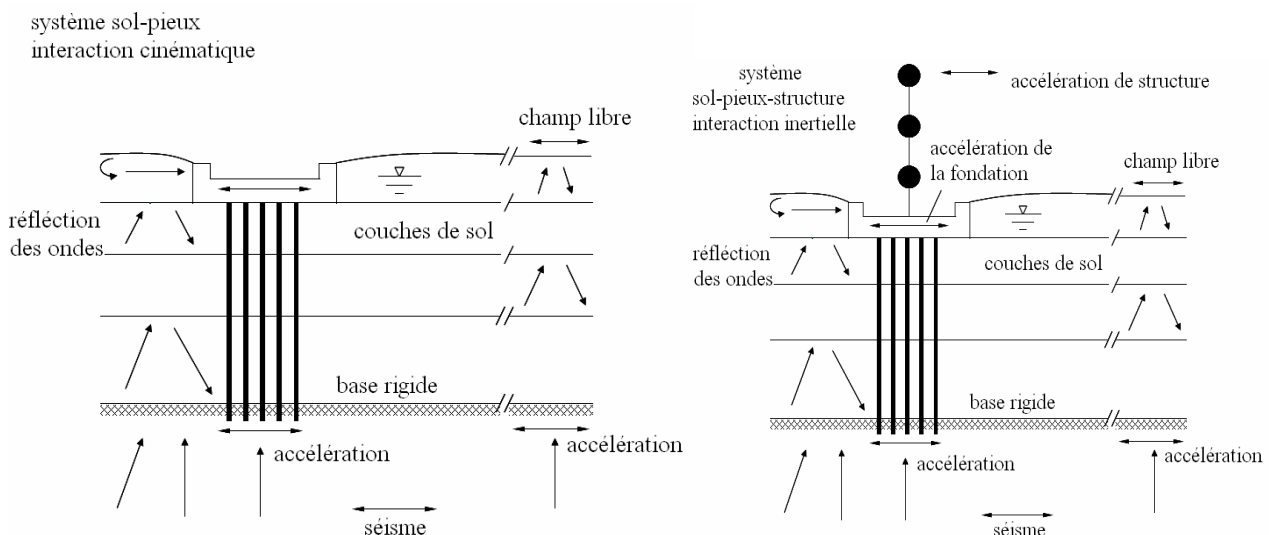


Figure 37: Interaction cinématique sol-pieux et interaction inertielle sol-pieux-structure (modifiée, Gazetas et al. 1998).

Le phénomène d'interaction sol-pieux-structure est fort complexe car il fait intervenir les interactions sol-pieux, pieu-pieu, pieux-chevêtre et l'ensemble pieux-chevêtre-sol avec la structure. L'analyse nécessite alors des méthodes très avancées qui permettent de prendre en compte les différents aspects du système sol-pieux-structure, à savoir : les propriétés du sol, les caractéristiques des pieux (flexibilité et ductilité) et leur configuration (nombre, espacement, inclinaison, groupes ou réseaux..), l'interface sol- pieux, les propriétés de la superstructure (masse, rigidité) et l'intensité de séisme et son contenu fréquentiel. Par conséquent, une solution analytique devient très difficile et une technique numérique est utilisée pour modéliser ce phénomène, comme l'approche par la méthode non-linéaire de Winkler, la méthode des éléments aux frontières, la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies.

D'après les observations post-sismiques présentées précédemment, on constate que l'interaction sol-fondation-superstructure joue un rôle important dans les dommages sismiques subis par les pieux et les structures. Les forces inertielles contribuent d'une manière importante aux dommages constatés sur les ouvrages lors des précédents séismes (Kawamura et al., 1985, Yoshida et Hamada 1990, Matsui et Oda 1996, Tokimatsu et al. 1996, 1998, Fuji et al. 1998, Nishizawa et al. 1998, Adachi et al. 1998, Taji et al. 1998).

Des travaux expérimentaux réalisés en centrifugeuse, et des modélisations numériques montrent deux phénomènes importants d'interaction sol-pieux-structure :

- ✓ Les pieux, forcés à suivre le mouvement du sol, tendent à résister par leur rigidité. En conséquence, des réflexions et dispersions d'ondes prennent naissance et les pieux peuvent avoir un déplacement différent de celui du sol en champ libre.
- ✓ Le mouvement de la fondation induit des vibrations dans la superstructure ; les forces d'inertie, générées dans la superstructure, produisent des efforts dynamiques qui seront transmis aux pieux et au sol en contact.

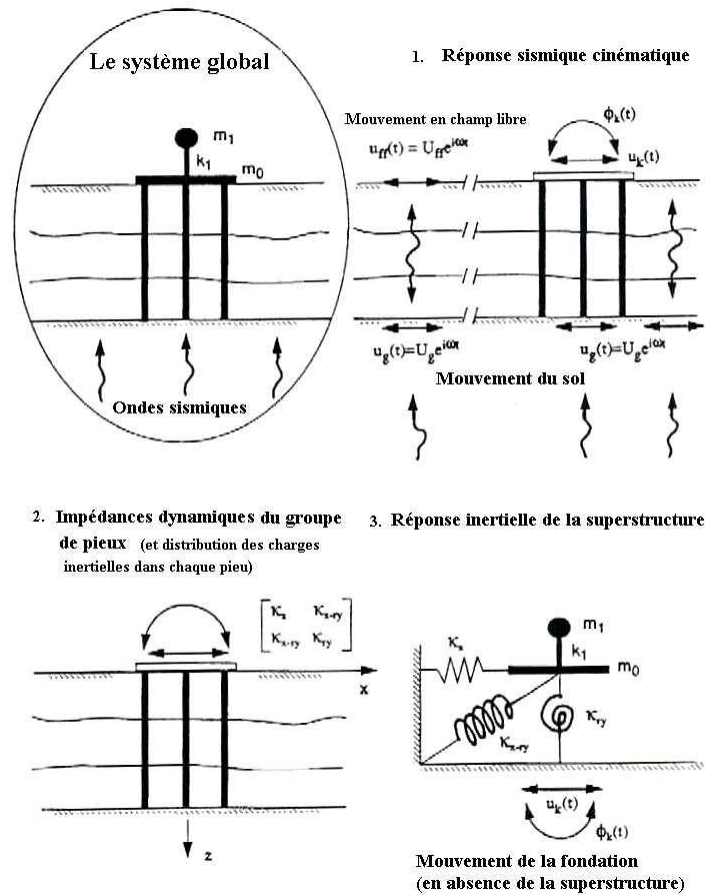
Ces deux phénomènes se produisent avec un petit décalage de temps. Ils correspondent respectivement à l'interaction cinématique et l'interaction inertielle. L'interaction cinématique désigne l'interaction entre le sol et les pieux sous chargement sismique en l'absence de la structure. Elle correspond à la réponse d'un massif de sol renforcé par pieux ou à la réponse des pieux utilisés comme éléments de fondation pour des structures légères dans lesquelles on peut négliger les forces d'inertie induites par la superstructure (Figure 37).

### **3.2 Modélisation et méthodes de résolution de l'interaction dynamique sol-pieux-structure**

Deux approches sont utilisées dans la modélisation de l'interaction sol-pieux-structure. La première approche est fondée sur la méthode des sous-structures. Le principe de cette méthode consiste à traiter

le problème global en plusieurs étapes dont chacune est plus facile à traiter que le problème global, (Figure 38) ;

- ✓ La première phase concerne l'interaction cinématique où l'on détermine l'interaction entre le sol et les pieux en l'absence de la structure. Cette phase permet de calculer le mouvement sismique à appliquer aux fondations de la structure.
- ✓ La seconde phase porte sur le calcul de l'impédance des fondations; elle permet de remplacer le système sol-fondation par des éléments ressorts-amortisseurs linéaires ou non-linéaires. La rigidité et l'amortissement sont estimés, en pratique, par des expressions approchées ou à l'aide des abaques construites en utilisant des méthodes analytiques ou numériques (Luco 1974, Kausel et Roesset 1975, Gazetas 1983, Wong et Luco 1985, Dobry et Gazetas 1988, Makris et al. 1994..)
- ✓ La dernière phase concerne l'interaction inertielle qui comporte le calcul de la structure sous l'effet du mouvement déterminé dans la première phase en intégrant la raideur des fondations déterminée dans la seconde phase, et éventuellement le calcul de contraintes supplémentaires induites par les forces inertielles et qui sont appliquées sur la fondation.



**Figure 38 : Procédure générale de l'analyse de l'interaction sismique sol-pieu-fondation- structure (Gazetas et al. 1992).**

La deuxième approche est dite «globale». Elle intègre en un seul calcul tous les éléments du problème à savoir le sol, les pieux, le chevron et la structure. Cette approche est complexe et coûteuse.

Le calcul global et l'interaction cinématique dans la première approche sont traités à l'aide de deux approches. La première approche considère le sol comme un milieu continu; elle donne lieu à un problème tridimensionnel qu'on peut résoudre en utilisant des méthodes analytiques ou numériques. La seconde approche s'appuie sur le modèle de Winkler qui consiste à remplacer le sol par des éléments ressorts et amortisseurs. Cette dernière approche est plus facile à mettre en oeuvre, ce qui explique sa large utilisation dans la pratique.

Les nombreux résultats publiés dans la littérature en utilisant la méthode de sous-structures montrent que cette méthode tend à surestimer la réponse du système (Abghari et Chai 1995, Tabesh 1997). Toutefois, Kimura et al. (2000) ont montré que l'approche indirecte sous- estime les efforts dans les pieux.

## 4 Méthodes de calcul des pieux

Les méthodes du calcul de pieux sont variées et la plupart de ces méthodes ont été développées, à l'origine, pour les pieux. Ces méthodes, toutefois, peuvent être classées en deux catégories (Roger 2003) ;

### 4.1 Approche par des méthodes simplifiées

Différentes approches simplifiées ont été élaborées pour évaluer le comportement d'un pieu isolé ou en groupe ; les méthodes empiriques et les méthodes des modèles équivalents (Bowles 1996, Patra et Pise 2001, Meyerhof et al. 1981, Poulos et Davis 1990, Randolph 1994), et les abaques simplifiés basés sur la théorie de l'élasticité (Poulos 1971 et 1972, Banerjee et Davies 1978, Poulos et Davis 1990).

#### 4.1.1 Approche numérique

Parallèlement aux approches simplifiées, des méthodes numériques plus sophistiquées ont été développées. Elles permettent la prise en compte du caractère tridimensionnel du problème, de l'aspect dynamique et éventuellement du caractère non-linéaire de la réponse sol-pieux-structure, on peut citer : la méthode des éléments finis, la méthode de différences finies, la méthode des équations intégrales et des éléments aux frontières, la méthode des couches minces (Thin Layer Method) et les méthodes de Winkler et des fonctions de transfert de charge (courbes 'p-y', 't-z' et 'q-z').

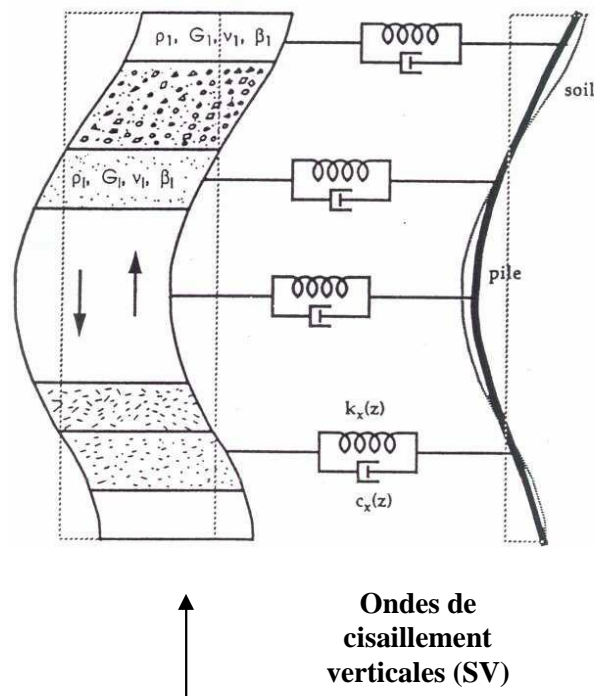
Étant donné que ce travail est consacré à l'étude de l'interaction sol-pieux-structure par une approche numérique, les paragraphes suivants donnent une brève présentation de ces différentes méthodes et détaillent les résultats obtenus par la méthode des éléments finis et des différences finies.

##### 4.1.1.1 Méthode des fonctions de transfert de charge

On trouve des approches très variées mais ces modèles réfèrent souvent au modèle de Winkler (Beam Winkler Foundation). Cette méthode reste la plus courante pour le calcul des groupes de pieux. Ce modèle a été initialement conçu pour des applications en statique, ensuite il a été étendu avec succès aux problèmes dynamiques (Figure 39), (Penzien 1970). Le principe de cette méthode consiste à modéliser le sol par des ressorts indépendants répartis le long du fût du pieu et sous sa base (modèle de Winkler / méthode du module de réaction).

A la base de cette méthode, Ashour et al. (2002) ont développé un modèle pour étudier la réponse latérale d'un pieu isolé et en groupe, (Strain Wedge model, Norris 1986, Ashour et al 1998, 2001) avec le courbe p-y semi empirique de Matlock-Reese (Matlock 1970, Reese et al.1974).

### Mouvement sismique en champ libre $U_f(z)$



**Figure 39 : Modèle dynamique de Winkler (Gazetas et al. 1998).**

Dans le cas dynamique, on constate l'apparition de la notion de l'impédance dynamique (qui prend en compte l'amortissement dû à la radiation d'énergie et au frottement). Il comporte une partie réelle  $k$  (rigidité) et une partie imaginaire  $C$  (amortissement) :  $K = k + i\omega C$  ( $\omega$  est la fréquence de sollicitation). Les modules des courbes de mobilisations ('t-z' pour le frottement axial et 'q-z' pour la réaction en pointe) de ces ressorts sont définis à partir d'essais divers, notamment les essais pressiométriques, le CPT, ou le SPT, ou à partir de des résultats analytiques ou numériques, telles que la solution élastodynamique de Novak et al. (1978) et la méthode des éléments finis (Makris et Gazetas 1992, Gazetas et al. 1992-1993, Kavvadas et Gazetas 1993).

Beaucoup de travaux ont été consacrés au développement de ces méthodes (Matlock et al 1960, Ménard 1962, Gambin 1963, Reese et Cox, 1969, Frank et Zhao 1982, Baguelin et al

1982, Briaud 1997, Hirayama 1990, Hadjadji 1993, Remaud 1999, Zhang et al. 1999..). Les deux restrictions principales de ces modèles sont que d'une part, la nature infinie de sol est souvent négligée ou très simplifiée et d'autre part, que l'interaction de groupe ne peut pas être déterminée directement. 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, comme la méthode des facteurs d'interaction et la méthode des multiplicateurs de la courbe p-y (Poulos 1971, Poulos et Davis 1980, Nogami 1985, Brown et al. 1988, 1989, Gazetas 1991 et 1992, Makris et Gazetas 1992, Novak 1993, Mylonakis 1995, El-Naggar et

Novak 1996, Mylonakis et Gazetas 1998, Zhaohui et Boris 2002, 2005).

Cette approche a été également étendue au domaine non linéaire en utilisant des ressorts non- linéaires (Matlock et al. 1978, Abghari et Chai 1995, Wang et al. 1998, Lok 1999).

#### **4.1.1.2 Méthodes des éléments aux frontières (Boundary Element Method)**

Cette méthode, basée sur le principe des équations intégrales, consiste à ramener la résolution de ces équations à la frontière de domaine. La méthode a été développée à l'origine pour un pieu isolé ou en groupe chargé statiquement (Poulos 1971, Butterfield et Banerjee 1971). Puis elle a été étendue pour un chargement harmonique (Kaynia 1982, Mamoon et al., 1990, Guin 1997). Kaynia (1982) a introduit des fonctions (Green functions) pour pouvoir simuler un sol stratifié. La dissipation de l'énergie peut être traitée dans le domaine de Fourier en utilisant un amortissement hystérésique (Kaynia 1982, Mamoon et al., 1990), ou bien dans le domaine de Laplace en utilisant le modèle de Kelvin (Hillmer 1987, Chouw 1994).

Mandolini et Vigiani (1997) présentent une méthode numérique basée sur le principe des équations intégrales pour l'évaluation du tassement d'un groupe de pieux reliés en tête par une semelle de liaison. Le tassement du groupe de pieux est déterminé à partir du tassement d'un pieu isolé soumis à une charge verticale, et du tassement supplémentaire induit par les autres pieux du groupe. Les coefficients d'interaction pieu-pieu sont déterminés à partir des équations de Mindlin (1936).

De même, Poulos (1999) propose une méthode pour calculer le tassement et le déplacement transversal d'un pieu en réseau élémentaire. La méthode est également basée sur le principe des facteurs d'interaction. Cette méthode consiste à déterminer le déplacement vertical et horizontal ainsi que la rotation induits sur un pieu  $i$  par un autre pieu  $j$  soumis à une force axiale  $P_j$ , une force normale à l'axe du pieu  $T_j$  et un moment  $M_j$ .

#### **4.1.1.3 Méthodes de couches minces (Thin Layer Method)**

Cette méthode est semi-analytique. Elle décrit la radiation de l'énergie vers l'infini, Kausel (1999). Elle a été développée pour une couche de sol stratifié reposante sur une base rigide. Par la suite, le modèle est devenu capable à modéliser une base flexible (la méthode de "viscous boundary", Lysmer et al. 1988, la méthode de "pra-axial" Seale et Kausel. 1989).

La méthode est formulée dans le domaine fréquentiel. Cette méthode nécessite seulement une discrétisation de domaine dans une seule direction (la profondeur). La solution dans le plan horizontal est obtenue directement à partir d'une matrice formulée dans le domaine fréquentiel. La solution dans ce plan est exacte mais la solution dans la direction discrétisée dépend de cette discrétisation.

La réponse inertielle de système sol-pieu-structure est simulée d'une façon simplifiée en supposant que la structure est représentée par une masse concentrée (un corps rigide). Cette méthode néglige le couplage entre le sol et les pieux (translation et rotation).

#### **4.1.1.4 Méthode des éléments finis**

Cette méthode est peu utilisée dans la pratique pour le dimensionnement des pieux ou des pieux (si on les compare aux autres méthodes) en raison de la complexité de la modélisation d'une part et de l'autre part, les grands moyens requis pour la réalisation de calculs. Elle reste dans la plupart des cas un complément utile, notamment pour mieux visualiser le phénomène. Néanmoins, cette méthode a été largement utilisée dans la recherche pour étudier le comportement d'un pieu isolé ou d'un groupe de pieux. Elle est pertinente pour l'analyse des problèmes à géométrie complexe. Elle permet d'examiner le problème de l'interaction sol-pieux-structure dans son intégralité et en un seul calcul intégrant ses trois principaux éléments. Plusieurs auteurs ont développé et utilisé cette méthode pour étudier le comportement statique et dynamique des pieux et de pieux. (Blaney et al. 1976, Roesset et al. 1977-1979, Tabatabaie 1982, Gazetas et Dobry 1984, Lysmer 1988, Ostadan 1983, Fanet al. 1991, Sahrour et al. 92/06, Ousta 1998, Sadek 2003, Wong 2004).

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

#### **4.1.1.5 Méthode des différences finies**

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

Dans le cadre de ce travail de thèse, nous utilisons le code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions). Ce code est basé sur la méthode des différences finies. Cette méthode sera présentée avec plus de détail dans le deuxième chapitre.

## **5 Modélisation de comportement statique des pieux**

Le calcul d'un pieu isolé chargé axialement porte sur l'évaluation de sa capacité portante, le transfert de sa charge au sol voisin et la détermination de son tassement. Quant aux groupes de pieux chargés axialement, les études sont consacrées essentiellement à l'évaluation de l'interaction pieu-sol-pieu pour déterminer la capacité portante et le tassement du groupe. L'étude du comportement de groupes de pieux chargés horizontalement est plus complexe. En effet, l'interaction pieu-sol-pieu ne résulte pas seulement de la méthode de mise en place des pieux et de leur chargement mais aussi de l'effet d'ombre

créé entre les pieux.

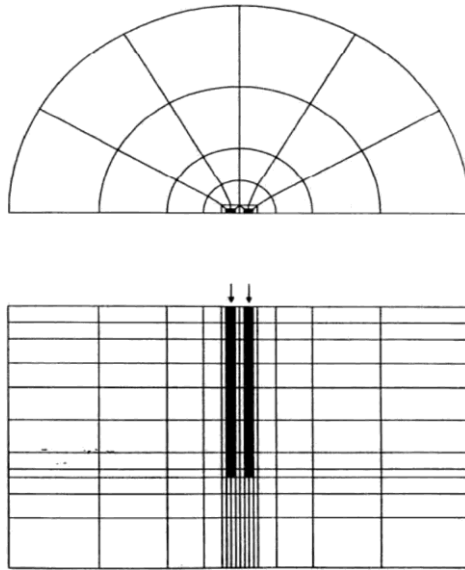
Plusieurs études et projets de recherches ont été consacrés à l'étude de comportement statique des pieux et des pieux à l'aide d'une modélisation par la méthode des éléments finis. Deux approches sont utilisées : bidimensionnelle, 2D (en contraintes planes ou en déformations planes) ou tridimensionnelle, 3D. On cite à titre indicatif les travaux de Frank, Guenot et Humbert (1980), Preesly et Poulos (1986), Trochanis et al. 1991, Schad (1992), Shahrour et Ata (1995, 1996 et 1997), Jeong et al. (1997), De Gennaro (1999) pour le comportement de groupe de pieux sous chargement axial, et les recherches menées par Baguelin et al. (1979), Lane et Griffiths (1988), Brown et al. 1988, Brown et Shie (1990 et 1991), Zhaohui et Boris (2002 et 2005), Comodromos et Pitilakis (2005) sur le comportement de groupe de pieux sous chargement transversal. Dans ces études, le sol est assimilé à un matériau ayant un comportement élastique linéaire isotrope ou élastoplastique avec ou sans écrouissage, associé ou non (Von Mises, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb).

## 6 Modélisation du comportement dynamique des pieux

Blaney et al. (1976) ont étudié la réponse dynamique d'un pieu isolé implanté dans une couche de sol stratifié comme une extension des travaux déjà réalisés par Kausel (1974) et Kausel et al. (1975). Le sol autour de pieu a été modélisé par éléments finis. Le pieu est modélisé par une série des poutres et les frontières du modèle ont été représentées par une matrice "consistent boundary matrix".

Kuhlemeyer (1979) a utilisé des formulations pour extrapoler une bonne approximation du moment fléchissant pour un problème en 3D, statique ou dynamique, à partir des résultats obtenus d'un modèle 2D EF. Deux configurations ont été analysées en se basant sur un comportement élastique ; un sol bicouche pour un chargement statique et un sol homogène isotrope pour un chargement dynamique.

Trochanis et al. (1988) ont développé un modèle en 3D pour examiner l'influence de comportement non-linéaire de sol sur la réponse d'un ou deux pieux chargés axialement ou latéralement par une charge monotone ou cyclique à basse fréquence. Le modèle a été réalisé en utilisant le code ABAQUS. La figure 40 montre le maillage pour un groupe de deux pieux. Le sol est représenté par des éléments quadratiques à 27 nœuds, le glissement et le décollement entre le pieu et le sol ont été introduits en utilisant des éléments d'interface de Coulomb à 9 nœuds. Les pieux ont été considérés comme élastiques et le sol se comporte comme un matériau élastique ou encore comme un matériau inélastique selon le modèle de Drucker-Prager.

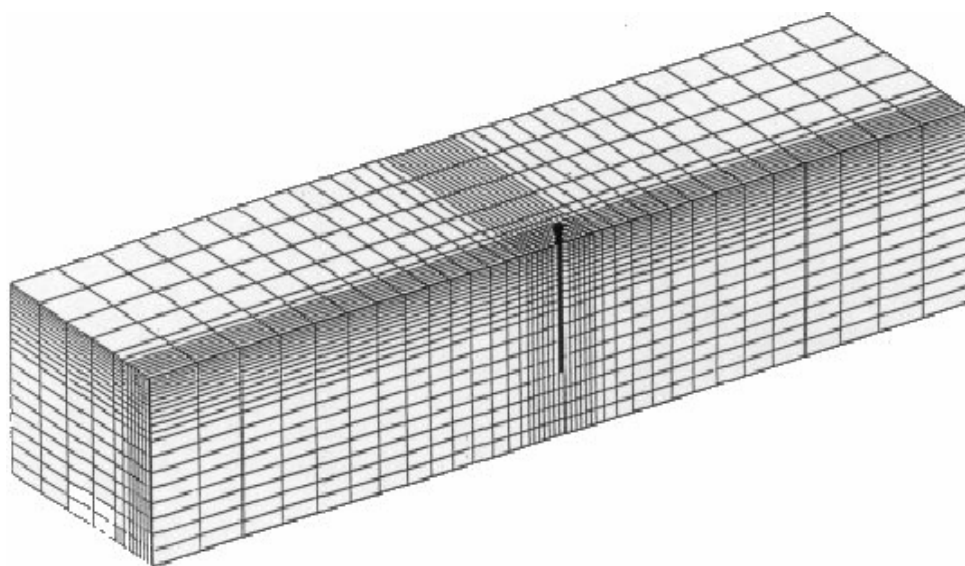


**Figure 40 : Maillage élément finis pour un groupe de 2x2 pieux (Trochanis et al. 1988).**

Un modèle quasi 3D a été développé pour analyser l'interaction sol-pieux-structure sous chargement dynamique (Wu 1994, Finn et al. 1997, et Wu et Finn 1997). La déformation dans la direction verticale et celle dans la direction perpendiculaire au chargement étaient négligées. L'étude a concerné la modélisation des essais en centrifugeuse réalisés par Gohl (1991) sur un pieu isolé et un groupe de pieux (2x2). Chaque pieu a été modélisé par une poutre à 2 nœuds, le sol est représenté par des éléments cubiques à 8 nœuds. Une interface a été utilisée pour simuler le glissement et le décollement entre les pieux et le sol. La compatibilité entre l'amplitude de la déformation et le module de cisaillement et l'amortissement a été assurée durant le chargement dynamique. La superstructure dans le modèle d'un pieu isolé, est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une masse rigide concentrée en tête et d'une colonne reliée directement à la tête du pieu. Pour le cas de groupe de pieux, le chevron a été modélisé par une masse concentrée reliée aux têtes des pieux par l'intermédiaire d'une poutre sans masse très rigide.

Bentley (1999) a utilisé la méthode des EF en 3D pour étudier la réponse cinématique d'un pieu isolé sous chargement sismique. Le sol et le pieu sont modélisés par des éléments cubiques à 8 nœuds. La séparation sol-pieu est modélisée par des éléments d'interface de Coulomb. Les frontières de modèle sont représentées par des éléments de Kelvin. Le comportement de sol est considéré soit élastique ou élastoplastique avec le critère de Drucker-Prager. Les paramètres du modèle sont les suivants : pieu en béton armé, flottant ou encastré à la base,  $L/D = 15-20$ ,  $E_p/E_s = 1000$ , sol homogène,  $E_s = 20\text{MPa}$ ,  $K_0 = 0,65$ , chargement LomaPrieta 1989 de  $0,2g$  d'une durée de 20sec, fréquence dominante 2 Hz.

À l'aide d'une modélisation EF en 3D, Chung (2000) a réalisé une étude sur l'effet de l'interaction inertielle sur la réponse sismique sol-pieu-structure. L'étude concerne la réponse de pieux isolés et en groupe. Plusieurs paramètres ont été abordés comme les propriétés de la superstructure et sa fréquence, le nombre de pieux, l'espacement entre les pieux et la disposition des pieux dans les groupes, etc.. Le sol est homogène reposant sur une base rigide. Le comportement de système sol-pieux-structure est supposé élastique avec un amortissement de type Rayleigh. La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une masse concentrée en tête d'une colonne. Le chargement est appliqué à la base du modèle sous forme d'une accélération harmonique. La figure 41 montre le maillage utilisé pour un pieu isolé.



**Figure 41 : Maillage type pour l'étude de la réponse inertielle d'un pieu isolé (Chung 2000).**

Maheshwari et al. (2004 et 2005) ont étudié l'influence de la non-linéarité de sol sur la réponse sismique d'un pieu isolé et sur un groupe 2x2 pieux ( $L=10\text{m}$ ,  $D=0.5\text{m}$ ,  $E=25\text{ GPa}$ ,  $S/D=5$ ). La figure 42 montre le maillage utilisé dans cette étude. Le sol et les pieux sont représentés par des éléments à 8 nœuds. Le contact entre le sol et le pieu est considéré soit parfaitement rigide (sans interface) ou avec interface de Coulomb. Des éléments de type Kelvin (ressort et amortisseur) sont mis aux frontières extérieures du modèle dans les trois directions pour simuler un domaine semi-infini de sol. Le sol se comporte selon la loi Hiss (Hierarchical Single Surface Soil Model, Wathugala et Desai 1993). Ce modèle utilise une relation non-linéaire entre la contrainte et la déformation avec écrouissage. La figure 43 montre l'évolution de la surface de charge de ce modèle. Le chargement sismique est appliqué à la base du modèle : un chargement sinusoïdal de  $1\text{g}$  et un chargement de la composante N-S du séisme de El-Centro 1940 avec une accélération maximale de  $0,32\text{g}$  (fréquence dominante  $1,83\text{ Hz}$ ). La structure est une colonne modélisée par des éléments massifs ( $f_{st}=3,43\text{Hz}$ ). Le chevêtre est considéré comme rigide et sans masse.

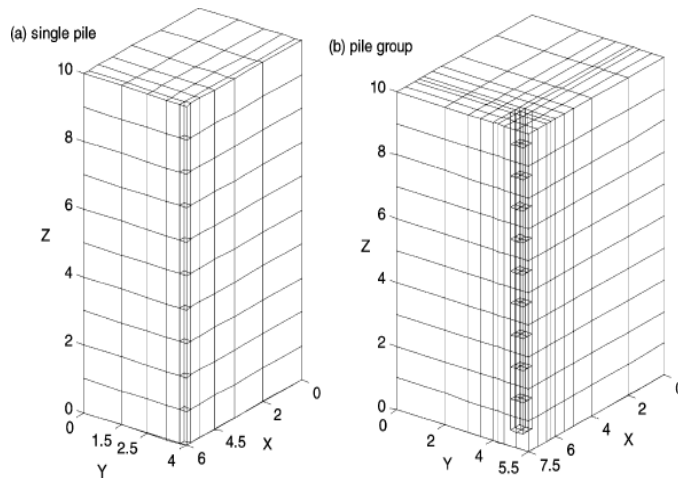
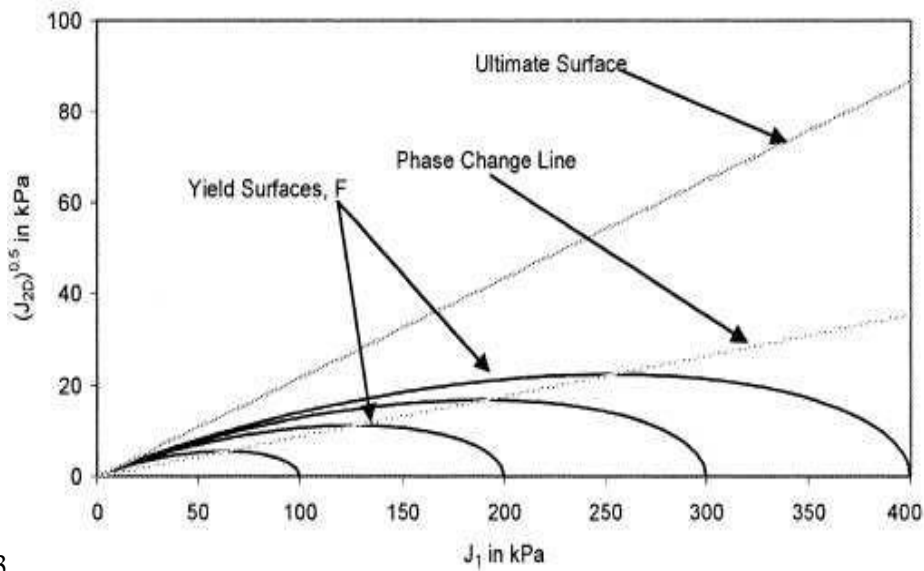


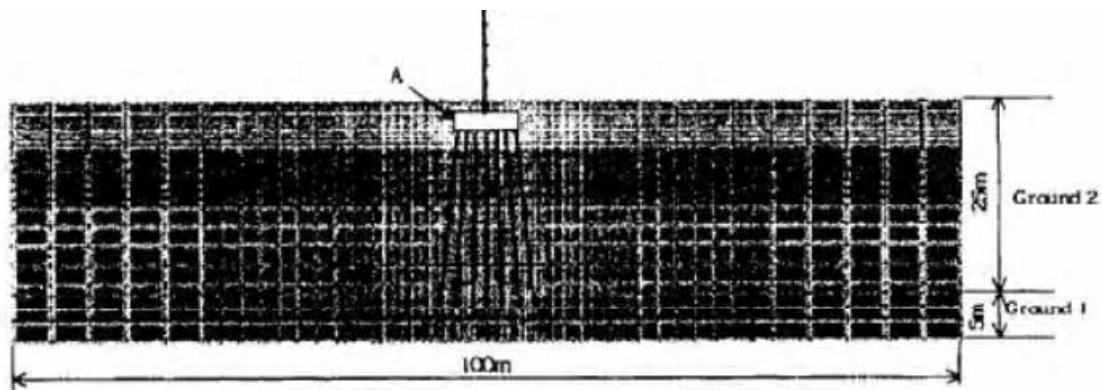
Figure 42 : Maillage utilisé (Maheshwari et al 2004 et 2005).



3  
Figure 43 : Surface de charge du modèle HiSS (Maheshwari et al 2004 et 2005).

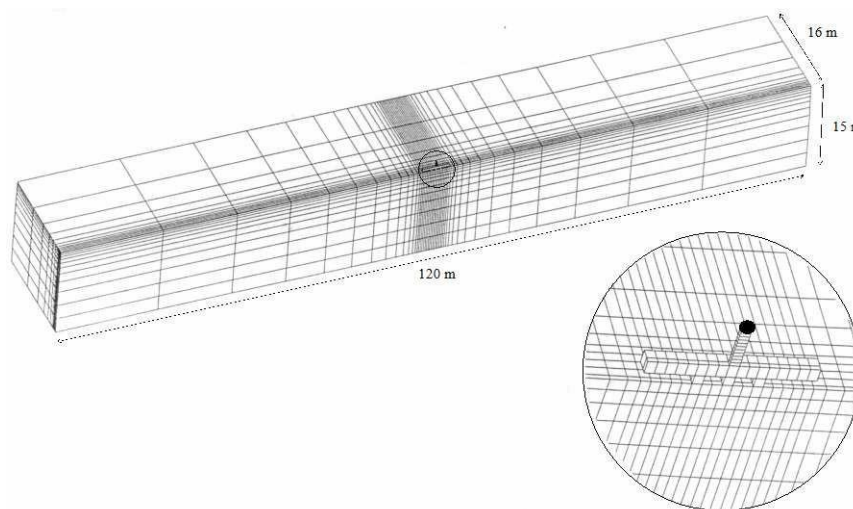
### 6.1 Modélisation de comportement dynamique de pieux

Kishishita et al. (2000) ont réalisé une analyse par EF en 2D sur le comportement sismique de pieux. La figure 44 montre le maillage utilisé dans cette étude. Le sol est modélisé par une loi de comportement élastique linéaire ou par le modèle modifié de Ramberg-Osgood. Quatre types des pieux ont été considérés dans cette étude; (cast-in-situ piles, pre-cast piles, high-capacity micropiles, and high-capacity raking micropiles). Les enregistrements de séisme de El-Centro (1940) et de Kobé (1995) ont été utilisés comme chargements.



**Figure 44: Maillage élément finis en 2D (Kishishita et al. 2000).**

Shahrour et al. (2001) ont réalisé une étude du comportement des pieux en utilisant la méthode EF en 3D, programme PECPLAS (Shahrour et al. 1992). La Figure 45 montre le maillage utilisé dans cette analyse. Le comportement sismique de pieu isolé et en groupe (1x3, 3x3, 3x5) a été analysé. Le comportement de système sol-pieux-structure est supposé élastique avec un amortissement matériel de type Rayleigh. La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une masse concentrée en tête d'une colonne. Un déplacement équivalent a été imposé aux frontières latérales. Le chargement est appliqué à la base du modèle sous forme d'une accélération harmonique avec une fréquence égale à la fréquence fondamentale de la couche sol.

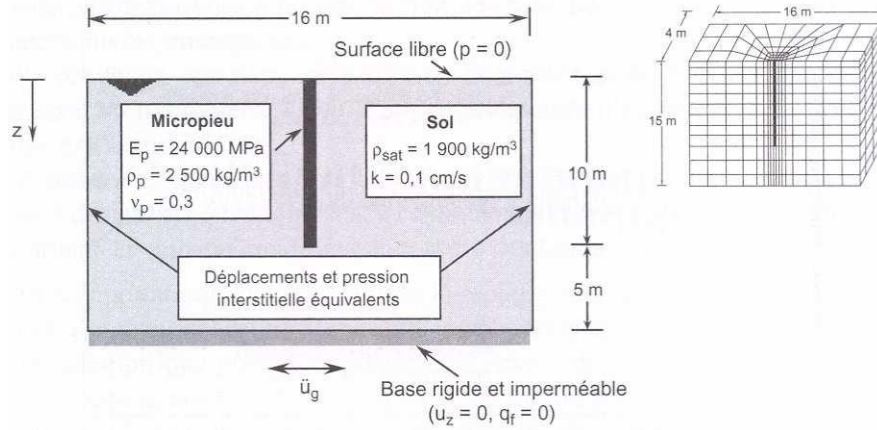


**Figure 45 : Maillage éléments finis pour un pieu isolé (Shahrour et al. 2001).**

Le comportement de pieux en béton armé «pieux» dans un sol liquéfié a été étudié à l'aide d'une modélisation EF en 3D à l'aide du programme PECPLAS (Ousta 1998, Shahrour et Ousta 2001, FOREVER 2001). La figure 46 présente les paramètres du modèle et le maillage utilisé dans cette étude pour un pieu isolé. Une approximation (u-p) pour le couplage sol-fluide (Zienkiewicz et al. 1980) est utilisée et le modèle élastoplastique 'bounding surface plasticity' a été développé pour

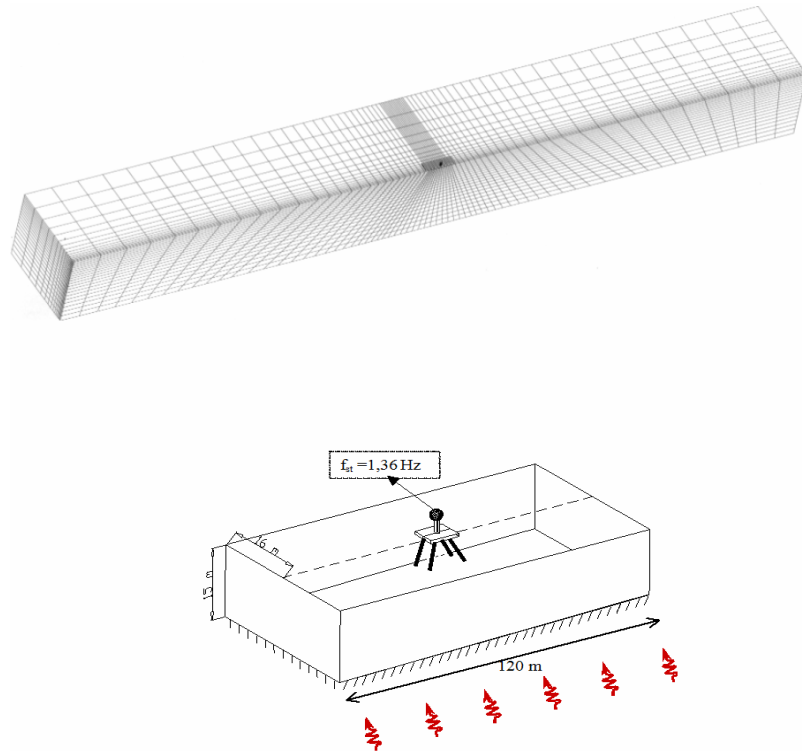
représenter la non-linéarité de sol.

Les pieux sont élastiques. La charge est une accélération harmonique appliquée à la base de modèle que l'on suppose rigide.



**Figure 46 : Propriétés mécaniques, conditions aux limites et maillage pour un pieu isolé implanté dans un sol liquéfié (Ousta et Shahrour 2001).**

Sadek (2003) et Sadek et Shahrour (2003, 2004 et 2006) ont étudié l'interaction sol- pieux-structure à l'aide d'une modélisation 3D (programme PECPLAS). Plusieurs paramètres ont été abordés comme le nombre de pieux et leur espacement, l'inclinaison des pieux et l'articulation des pieux dans leur cheville. Le comportement du système sol-pieux-structure est supposé élastique avec un amortissement matériel de type Rayleigh. La superstructure est modélisée par un système à un seul degré de liberté composé d'une masse concentrée en tête d'une colonne. Le chargement est appliqué à la base du modèle, que l'on considère rigide, sous forme d'une accélération harmonique. Les pieux sont représentés par des éléments poutres élastiques connectés en tête à un cheville rigide sans contact avec le sol, avec un contact rigide sol-pieux. Les figuresmontrent un aperçu du modèle et le maillage éléments finis pour 2x2 pieux inclinés de  $20^\circ$  par rapport à l'axe vertical.

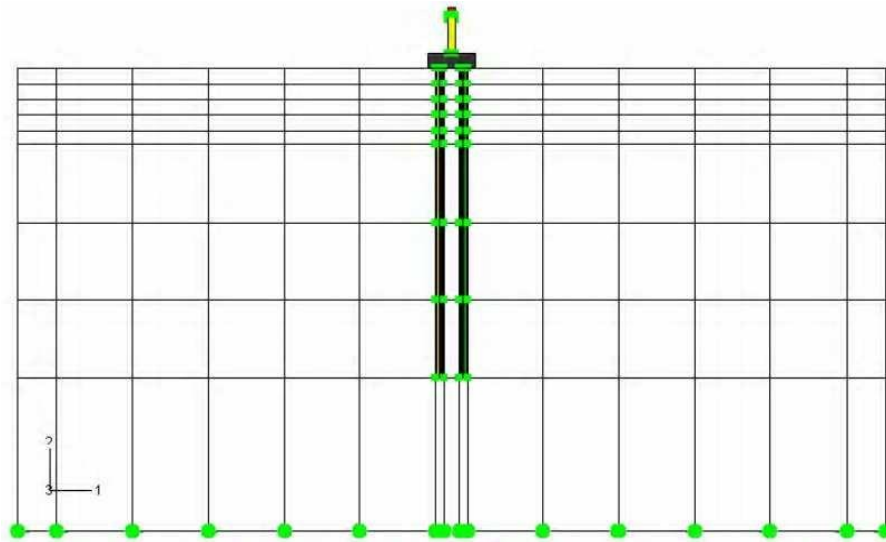


**Figure 47 : Modèle et maillage éléments finis pour un groupe 2x2 pieux inclinés de 20°, (Sadek et Shahrour 2003).**

Wong (2004) a réalisé une étude sur le comportement statique et dynamique de pieux. Une modélisation en 2D a été réalisée à l'aide du code ABAQUS pour étudier l'influence de la non-linéarité de sol sur la réponse de pieux supportant une superstructure. Le modèle développé par Borja and Amies (1994) a été utilisé pour représenter la relation non-linéaire contrainte-déformation du sol. Ce modèle est basé sur le modèle de Dafalias and Popov (1977) 'bounding surface plasticity model'. Le contact sol-pieu est considéré parfaitement rigide. L'étude porte sur la réponse inertielle d'un pieu isolé et un groupe de 2x2 pieux verticaux ou inclinés à 20°. La figure 1.27 montre le maillage utilisé. Le chargement est appliqué à la base du modèle sous forme du déplacement à la base de l'équation suivante ( $a(t)$  est l'accélération).

$$a(t) = A \sum_{i=1}^3 (1 - 2\pi^2 f_p^2 t^2) e^{-\left(\frac{\pi}{f_p}\right)^2 t^2}$$

Les trois fréquences ( $1/f_{p1}=0.1$  s,  $1/f_{p2}=0.16$  s,  $1/f_{p3}=0.22$  s) de chargement ont été sélectionnés afin d'obtenir une période proche de la période fondamentale du site pour étudier la résonance.



**Figure 48: Maillage EF en 2D pour un groupe 2x2 pieux (Wong 2004).**

Ramachandran (2005) a utilisé le programme ABAQUS pour étudier l'influence de la non-linéarité de sol et la séparation au niveau de l'interface pieu-sol sur l'interaction des pieux dans le groupe. Le sol et les pieux sont modélisés par des éléments cubiques à 8 nœuds. Le sol se comporte comme un matériau élasto-plastique selon le critère de Mohr-Coulomb. L'interface pieu-sol est modélisée par des éléments de contact rigide sans frottement avec une possibilité de la séparation pieu-sol dans la direction normale au pieu. Les pieux et le sol ont les caractéristiques suivantes :  $D=0,273\text{m}$ ,  $L=13,1\text{m}$ ,  $S/D=2$ ,  $EP.IP=1,34e4\text{ kN.m}^2$ , argile surconsolidée  $ES=100\text{MPa}$ ,  $\nu S=0,49$ ,  $\varphi=\psi=0^\circ$ , cohésion non drainée  $=47\text{ kPa}$ .

## 7 Comportement des pieux : étude paramétrique et observations

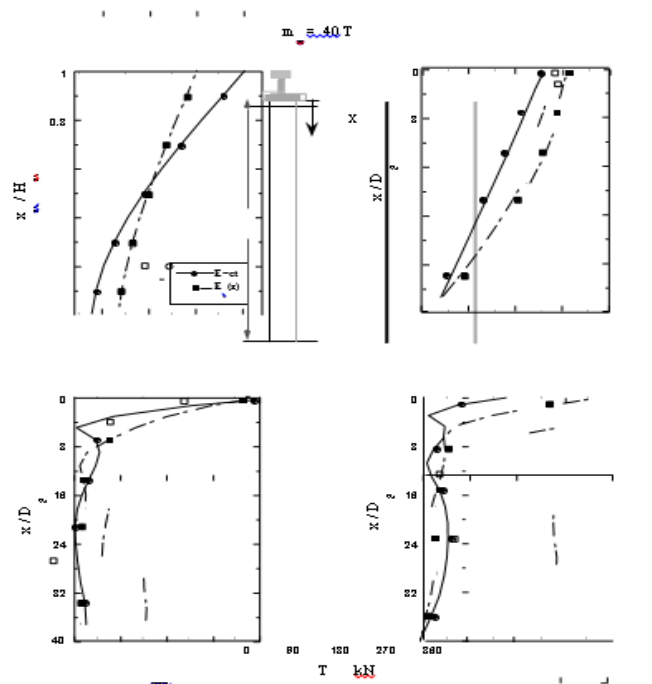
### 7.1 Influence de la rigidité de sol et de sa variation avec la profondeur

Les résultats obtenus par Zhaohui et Boris (2002, 2005) montrent l'importance de la prise en compte de la présence d'une couche différente dans l'évaluation de la réponse de pieu sous une charge latérale. On constate une forte influence de cette couche sur la résistance latérale de sol et aussi sur la courbe  $p-y$ . La résistance latérale de la couche supérieure de l'argile molle dans le modèle argile-sable-argile augmente par la présence de la couche de sable. Dans le modèle sable-argile-sable, la couche argileuse affecte fortement la résistance de la couche supérieure sableuse et réciproquement. La résistance latérale est dominée par la rigidité relative entre les couches pour un déplacement de tête de pieu inférieur à  $1\%DP$  ( $DP$  est le diamètre de pieu) tandis qu'elle est plutôt dominée par la résistance de la couche supérieure pour un grand déplacement ( $>5\% DP$ ).

La figure 49 montre une comparaison entre la réponse sismique d'un groupe de pieux implantés dans

un sol de rigidité constante ( $E_S=8\text{MPa}$ ) et celle du même groupe mais implantés dans un sol ayant une rigidité croissante avec la profondeur (rigidité de référence de  $E_{0S}=8\text{MPa}$ ) selon l'équation de Janbu 1963 (voir paragraphe 2.4.1.2 pour plus d'informations sur cette équation). On constate, malgré la diminution de l'amplification de la masse de la superstructure dans le cas d'un module variable pour le sol  $E(z)$  par rapport au cas  $E=\text{cst}$ , une augmentation remarquable de l'effort normal et du moment fléchissant. La contrainte maximale induite dans les pieux dans le cas  $E(z)$  est le double. Cette augmentation est due à la réduction de la rigidité du sol dans la zone proche de la surface.

Les résultats obtenus par Maheshwari et al. (2005) (Figure 50) montrent une influence de la non-linéarité de sol pour une grande gamme des fréquences de chargement : pour un sol rigide  $a_0 \leq 0,8$  et pour un sol souple, cet effet est moins significatif et présent seulement pour des fréquences  $a_0 \leq 0,25$  (avec  $a_0$  est la fréquence adimensionnelle).



**Figure 49: Influence de la variation du module de Young sur la réponse d'un groupe de 4 pieux verticaux (Sadek 2003).**

## 7.2 Influence de la rigidité relative pieu- sol

D'après les essais en centrifugeuse réalisés par Haigh (2002), la contrainte horizontale agissant est beaucoup plus significative sur un pieu rigide que sur un pieu flexible même si le mouvement total différentiel pieu-sol à la fin du chargement sismique est relativement similaire.

Sadek (2003) a comparé la réponse de pieux en béton armé «pieux» et celle de pieux en acier. Il constate que les pieux donnent une meilleure répartition des efforts sismiques et que l'effet

cinématique dans le cas des pieux est négligeable en comparaison avec celui des pieux. Les profils du moment fléchissant et de l'effort tranchant montrent une forte atténuation avec la profondeur en raison de la haute flexibilité des pieux. Ceci réduit fortement l'effet cinématique en travée. On constate globalement que la mobilisation de l'effort normal dans le cas de pieux est supérieure à celle des pieux, en particulier dans le cas des éléments inclinés.

De plus, l'auteur a réalisé une comparaison de la réponse sismique d'un groupe de pieu 3\*3 de 25 cm de diamètre (rigidité axiale EP.AP = 1100 MN, rigidité de flexion EP.IP = 0,85 MN.m2) et un autre groupe équivalent de 19 pieux de 13 cm de diamètre EP.AP = 326 et EP.IP = 0,157). Il montre que le remplacement d'un groupe de 9 pieux par un nombre plus important avec une section plus faible, permet de soulager la connexion pieu- chevêtre. Mais ceci est accompagné d'une augmentation des contraintes dans les pieux.

Les résultats obtenus par Maheshwari et al. (2005) (Figure 1.29) montrent que la non-linéarité de sol influe la réponse d'un pieu isolé d'une manière plus importante dans le cas d'un sol rigide que dans le cas d'un sol souple.

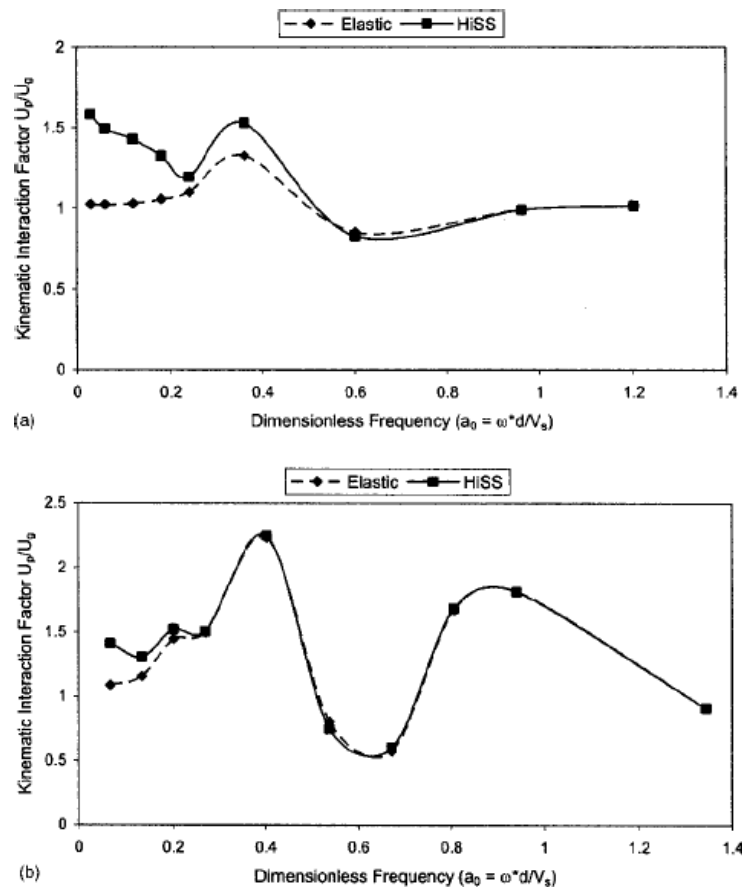


Figure 50 : Influence de la rigidité de sol ; amplification de déplacement (up en tête de pieu/ug en surface de sol) ; a) sol rigide  $E_p/E_s=500$ , b) sol molle  $E_p/E_s=10000$ , chargement harmonique avec  $a_{max}=1 \text{ m/s}^2$ ,

(Maheshwari et al. 2005).

### 7.3 Influence de l'inclinaison de pieux

Des observations post-sismiques et bien d'autres ont été à l'origine de plusieurs codes déconseillant ou interdisant l'utilisation des pieux inclinés. En effet, selon les recommandations de l'Association Française du Génie Parasismiques (AFPS, 90), l'utilisation des pieux inclinés en zone sismique est interdite, tandis que le renforcement de sol peut contenir des éléments inclinés. L'Eurocode EC8 destiné aux ouvrages en zone sismique, indique que les pieux inclinés ne doivent pas être utilisés pour la transmission des charges latérales dans le sol, mais dans le cas où de tels éléments sont utilisés, ils doivent être calculés pour transmettre avec sécurité les sollicitations induites par le chargement sismique (Eurocode EC8, 1994). Cette recommandation est fondée sur le fait que l'inclinaison des pieux fait augmenter leur rigidité latérale et réduit ainsi la souplesse et la ductilité des fondations. Cette inclinaison a pour effet une augmentation de l'effet cinématique sur les pieux, ce qui augmente les efforts sismiques induits dans les pieux inclinés. Toutefois, il faut mentionner que la plupart des dommages des pieux inclinés ont été constatés au niveau de leur liaison avec le chevêtre, comme par exemple 'Port of Oakland' lors de séisme de LomaPrieta en 1989. Ces dommages ne sont pas causés en réalité par la mauvaise performance des pieux inclinés mais très probablement par la mauvaise connexion de ces pieux avec leur chevêtre (Mitchell et al. 1991).

La faible rigidité des pieux verticaux au chargement latéral et le risque d'écoulement des sols en zone liquéfiée sont des facteurs qui militent en faveur du choix de pieux inclinés pour améliorer la stabilité d'ensemble d'une fondation en zone sismique et pour limiter le mouvement de sols. Les pieux inclinés peuvent être utilisés dans un réseau de pieux, ce qui constitue une technique de renforcement du sol. L'utilisation de cette technique en zone sismique présente de nombreux avantages, notamment (1) l'amélioration de la rigidité du massif de sol, ce qui permet d'augmenter sa fréquence fondamentale, (2) le confinement du sol, ce qui permet de réduire le mouvement du sol lors du mouvement sismique ainsi que le développement de la pression interstitielle et par suite le risque de liquéfaction.

L'effet de l'inclinaison sur la réponse de pieux, a été étudié par Zaman et al. (1993). Leurs résultats indiquent que l'inclinaison induit une diminution significative du moment fléchissant en tête de pieux inclinés dans le sens de la charge horizontalement appliquée, et une augmentation du moment fléchissant dans les pieux inclinés dans l'autre sens.

Berrill et al. (1997) citent une performance relativement acceptable des pieux inclinés supportant un pont routier lors de tremblement de terre d'Edgecumbe en 1989.

L'analyse des séismes de LomaPrieta (Bardet et al., 1996) et de Kobé (Tokimatsu et al., 1996, Gazetas et Mylonakis, 1998) a montré que des structures fondées sur des pieux inclinés ont subi des dommages inférieurs à ceux d'autres structures. Gazetas et Mylonakis (1998) ont indiqué que l'utilisation des éléments inclinés peut être avantageuse non seulement pour la structure mais aussi pour les pieux.

Les résultats des essais en centrifugeuse réalisés par Juran et al. (2001) ainsi que des analyses pseudo-statiques ont montré que l'inclinaison de pieux contribue à : 1) une diminution des déplacements et des moments fléchissant dans les pieux et le chevêtre, 2) une augmentation des efforts axiaux dans les pieux, 3) une augmentation de la fréquence fondamentale de système de sol-pieux. Ces résultats montrent que l'inclinaison fait augmenter la rigidité latérale des pieux.

L'analyse des résultats des essais réalisés par Kishishita et al. (2002) montre que le modèle de fondation renforcé avec des pieux inclinés n'a pas été affecté par la liquéfaction.

Zhang et al. (2002) ont étudié en centrifugeuse l'influence de la charge verticale appliquée sur un groupe de pieux inclinés sur leur résistance latérale. La charge verticale appliquée a varié de 20 à 80% de la charge limite verticale. Les résultats montrent que cet effet dépend de l'arrangement de pieux, leur inclinaison et de la densité de sol. Pour un groupe de 4x4 chargé verticalement à 50 à 80% de leur charge limite, la résistance latérale de groupe augmente de près de 26% à 40% par apport d'un groupe chargé seulement à 20% de sa charge limite verticale. Néanmoins pour un groupe 3x3 pieux, cet effet semble ne pas avoir beaucoup d'influence pour la gamme de charge appliquée.

Les résultats obtenus par Sadek et Shahrour (2003 et 2004) indiquent généralement que l'inclinaison de pieux en acier (pieux, EP.IP = 0,85 MN.m<sup>2</sup>, EP.AP = 1100 MN) permet de mieux faire travailler la composante axiale des pieux, ce qui a pour effet de réduire d'une manière sensible l'effort tranchant et le moment fléchissant induits par le chargement sismique. De plus, les auteurs ont examiné cet effet sur les pieux en béton armé (pieux, EP.IP = 4,60 MN.m<sup>2</sup>, EP.AP = 1178 MN). Leurs résultats (Sadek et Shahrour 2003) montrent que l'inclinaison des pieux augmente l'effort axial et diminue significativement l'effort tranchant. Cependant, il cause une augmentation importante du moment fléchissant.

Wong (2004) a réalisé une comparaison entre un groupe de 2x2 pieux verticaux et un autre incliné à 20° (Figure 1.30). Il indique que l'inclinaison réduit l'accélération latérale et réduit le moment fléchissant induit dans les pieux. L'auteur note que les fréquences dominantes de mouvement restent identiques à celles du groupe vertical.

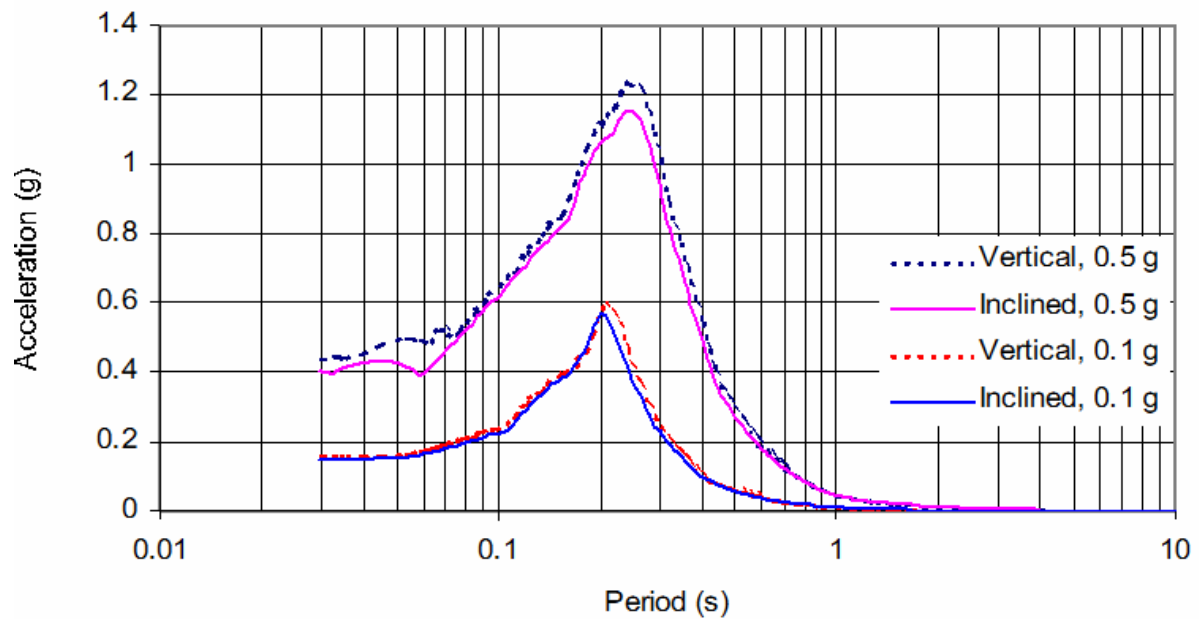
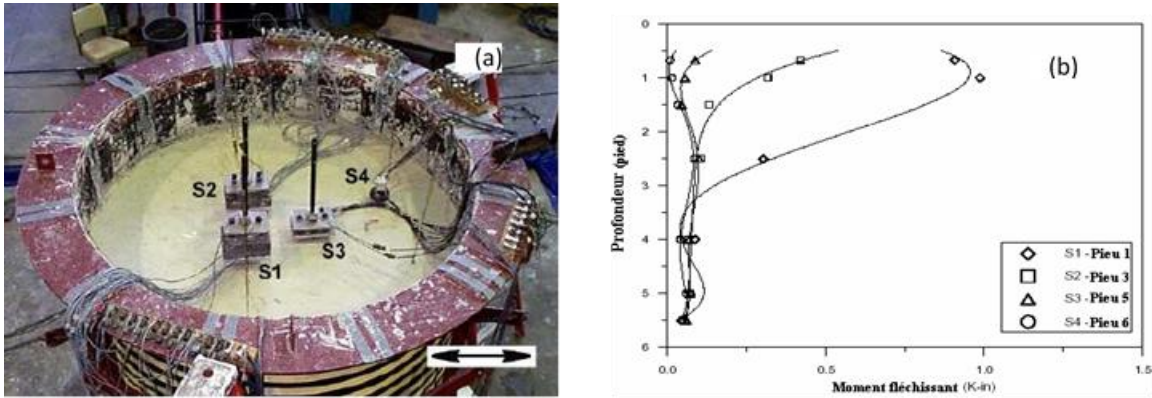


Figure 51: Spectre de l'accélération en tête de pieux pour un groupe 2x2 pieux verticaux et inclinés pour deux intensités de chargement 0,1 g et 0,5 g (Wong 2004).

#### 7.4 Influence des propriétés de la superstructure

Les résultats de tests sur table vibrante obtenus par Mizuno et al. (1984) montrent que la présence de la superstructure induit des forces inertielles importantes.

Les essais réalisés par Meymand (1998) à l'aide d'une table vibrante sur un groupe de pieux supportant une masse en tête montrent également l'importance de l'effet inertiel de la superstructure (Figure 52). On note clairement que l'interaction inertielle est prépondérante en présence d'une superstructure. En effet, les efforts dans les pieux dans ce cas (cas S1 et S2) sont sensiblement plus élevés que ceux induits par l'interaction cinématique. Avec des masses moins importantes (pieux S3 et S4), les réponses sont plutôt dominées par les forces cinématiques ce qui fait que le moment fléchissant maximal induit dans les pieux est localisé près du centre de pieux. Ce même aspect a été retrouvé avec une modélisation tridimensionnelle par éléments finis (Chung 2000) qui indique que l'effet inertiel est particulièrement important pour les structures rigides construites sur des sols mous. Les efforts induits par l'interaction inertielle dépendent sensiblement de la fréquence fondamentale de la superstructure et de celle du massif du sol. L'accroissement de la masse de la superstructure induit, généralement, une translation des fréquences propres du système structure-fondation vers les basses fréquences.



**Figure 52 : Influence de la superstructure sur la réponse sismique des pieux : a) schéma du test réalisé; b) enveloppe des moments fléchissants dans les pieux, (Meymand 1998)**

Shahrour et al. (2001) notent que la masse et la fréquence de la superstructure à une influence importante sur l'interaction sol-pieux-structure. Ils montrent que l'augmentation de la masse de la superstructure induit une forte augmentation du déplacement latéral de la superstructure et du moment fléchissant et de l'effort tranchant en tête de pieu. Cette observation montre le rôle primordial que joue la fréquence de la superstructure dans le dimensionnement de fondations sur pieux.

L'analyse réalisé par Wong (2004) sur un groupe 2x2 de pieux sous un chargement 0,5 g montre que l'augmentation de la période de la structure (résultant d'une augmentation de sa masse) conduit à une amplification de l'accélération de la superstructure et à une augmentation des forces inertielles et du moment fléchissant dans le pieu. Il note également une diminution significative des fréquences dominantes de mouvement avec l'augmentation de la masse. Cela résulte probablement de l'augmentation de la plasticité induite dans le sol et le fait que l'accroissement de la masse diminue la fréquence naturelle de la superstructure.

## 7.5 Effet de groupe

L'étude réalisée par Preesly et Poulos (1986) sur des pieux à faible espacement montrent que la 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.

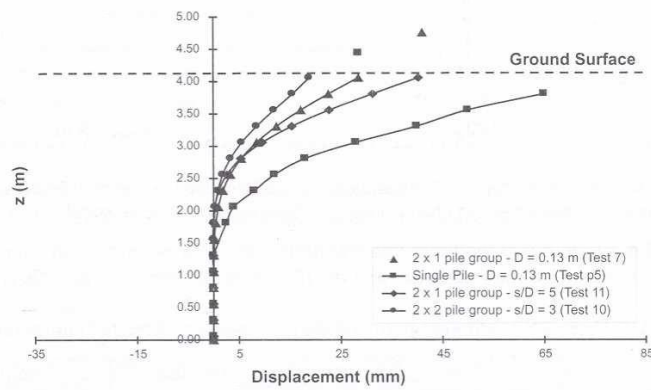
Les essais sur modèle réduit de pieux verticaux chargés latéralement (Cox et al. 1984, Schmidt, 1981, 1985 et Lieng 1988) montrent que le pieu avant (dans le sens de chargement) présente un comportement moins résistant que le pieu isolé. Le pieu avant crée un « effet d'ombre » sur les pieux arrières. Cet effet est d'autant plus important que l'espacement entre les pieux est réduit. En se basant sur ces résultats, Reese et al. (1994) donnent des expressions semi-analytiques pour évaluer les coefficients d'efficacité sous chargement horizontal de pieux et de pieux avant et arrière d'un groupe 3

pieux disposés en ligne. A noter que dans le cas des pieux disposés en rang, le fascicule 62 - titre V (1993) propose un coefficient d'efficacité de la réaction transversale du groupe égal à 1, indépendamment de l'espacement entre les pieux.

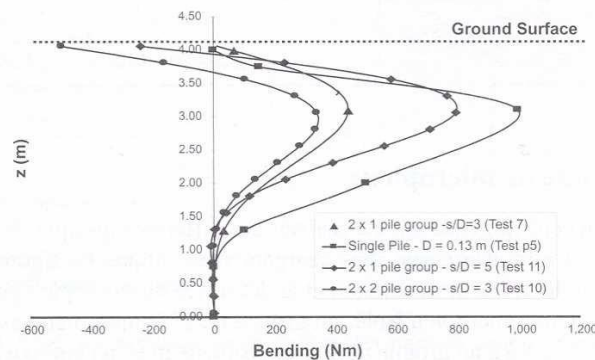
Les résultats obtenus par Tazoh et al. (1987-1988) à l'aide d'une table vibrante montre que le pieu central est le moins sollicité, et que les pieux aux coins sont les premiers à subir des dommages. Les mêmes résultats ont été obtenus par Masayuki et al. (1991) et Chung (2000). Ce résultat a été confirmé pour les pieux par des calculs tridimensionnels par éléments finis menés par Ousta (1998), pieux sans superstructure, et aussi par des essais en centrifugeuse réalisés par Juran et al. (1997/2001) et par des calculs tridimensionnels par éléments finis (Sadek 2003) sur des pieux supportant une superstructure

Les résultats obtenus par Jeong et al. (1997) montrent que l'interaction pieu-sol-pieu, pour l'hypothèse d'un comportement élasto-plastique, est réduite par rapport à celle déduite d'une hypothèse d'une élasticité linéaire. De plus, l'interaction est fonction de l'entr'axe entre les pieux, le nombre des pieux et la position relative du pieu dans le groupe.

La figure 53 donne la déformée et le moment fléchissant du pieu d'après les essais en centrifugeuse réalisés par Juran et al (1999 et 2001) sur différents groupes de pieux. Les résultats illustrés dans cette figure sont pour une structure chargée à 90 % de la charge limite des pieux (déterminée expérimentalement) et pour une accélération harmonique à la base ayant une amplitude  $a_g = 0,3$  g et une fréquence de 2 Hz. On constate que les résultats obtenus pour un pieu isolé et le groupe de 2x1 pieux avec un entraxe  $S = 5DP$  sont très proches, ce qui indique une faible interaction entre les pieux. On note également un effet de groupe positif qui se traduit par une réduction du moment fléchissant et de la déformée du groupe de 2x1 pieux ayant un espacement  $S = 3DP$  par rapport au groupe avec un espacement  $S = 5DP$ . On note également que le moment fléchissant dans le groupe de 2x2 pieux est inférieur à celui dans le groupe de 2x1 pieux ayant le même entraxe ( $S = 3B$ ). L'effet de groupe «positif» a été attribué à un effet de structure résultant de l'encastrement des pieux dans le chevêtre. Cet effet positif de groupe a été également constaté pour les pieux (groupe de pieux sans superstructure, le maximum du moment fléchissant se développe près de la moitié de pieu, Ousta 1998 et Ousta et Shahrour 2001).



a) Allure de la déformée à l'instant de sollicitation maximale.  
*D désigne le diamètre du micropieu.*



b) Distribution du moment fléchissant à l'instant de sollicitation maximale.

**Figure 53 : Étude en centrifugeuse de la réponse de groupes de pieux à un chargement sismique (Juran et al. 1999).**

Les simulations numériques réalisées par Chung (2000) montrent également un effet positif qui se traduit par une réduction des efforts dans les pieux avec la diminution de l'espacement. L'effet de groupe est observé jusqu'à un espacement élevé ( $S/D = 7$ ). Des résultats analogues sont obtenus par Ousta et Shahrour (2001) pour les pieux sans superstructure ( $S/D = 6$ ). L'auteur constate que les efforts induits dans les pieux dépendent sensiblement de leur position dans le groupe : ils augmentent en partant du pieu central vers le pieu situé au coin.

Shahrour et al. (2001) ont constaté un accroissement du moment fléchissant en tête avec l'augmentation de l'entraxe entre pieux (groupe 3x1). Ce résultat est en accord avec les résultats des essais en centrifugeuse réalisés par Juran et al. (1999, 2001) et les résultats numériques obtenus par Sadek (2003). Cette augmentation est attribuée à l'effet de structure pieux-chevêtre. Néanmoins, On note que cet effet est négligeable sur l'effort tranchant Shahrour et al. (2001).

Vanderpool et al. (2002) ont analysé la réponse de 55 pieux installés jusqu'à une profondeur de 60 m, sous un séisme de 7,1 de magnitude. Les pieux ont été installés pour améliorer la fondation du casino Mandalay à Las Vegas qui se situe à 196 km de l'épicentre du séisme "Hector Mine". Des jauges de

déformations ont été placées à différentes profondeurs dans les pieux. La figure 54 présente la réponse enregistrée dans les jauges H-5 et P-15. L'effet du séisme était modéré, la variation maximale du chargement (compression) en tête des pieux était de l'ordre de 13% du chargement au repos. Les pieux proches de la frontière ont subi les plus fortes sollicitations, notamment dans le tiers supérieur.

Sadek (2003) montre que l'influence de l'espacement est faible sur l'amplification dynamique en tête de la superstructure et sur l'effort tranchant, (groupe de pieux 1x3,  $S/D_p = 3,5$  ou 7). Ce résultat a été attribué au fait que l'effort tranchant est contrôlé par la force inertielle induite par la superstructure qui est peu affectée par l'espacement entre pieux dans ses simulations. Les résultats obtenus sur de groupes de pieux et de pieux (1x3, 3x3, 3x5 ;  $S=3D_p$ ) montrent que l'augmentation du nombre d'éléments du groupe conduit à une augmentation du moment fléchissant et de l'effort tranchant en tête. Les résultats obtenus sur des groupes de pieux et de pieux montrent que les efforts induits dans le pieu ou le pieu du coin dépassent largement ceux induits dans celui au centre.

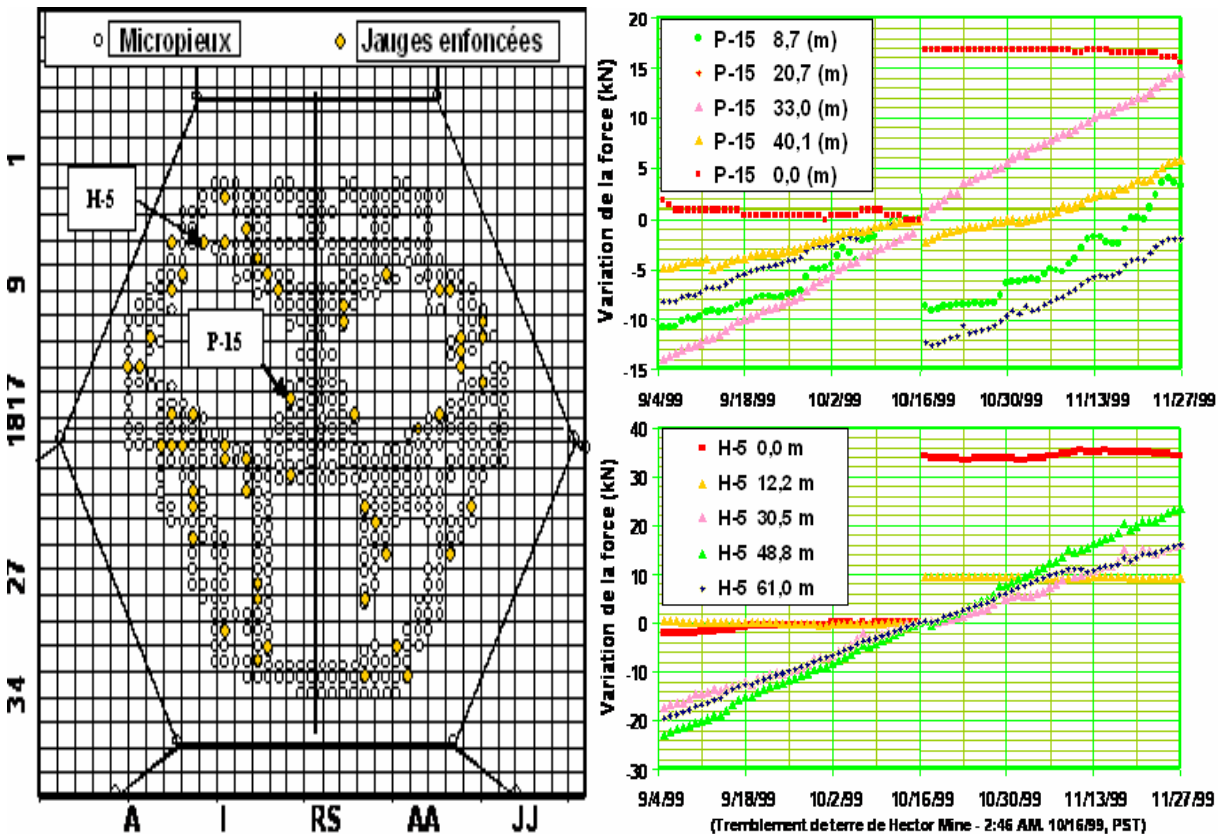


Figure 54 : Effet de l'interaction inertielle. Réponse des jauges H-5 et P-15 situées respectivement au centre et à la frontière du groupe des pieux (Vanderpool et al. 2002).

La Figure 55 montre les résultats obtenus par Comodromos et Pitilakis (2005) avec le Code FLAC3D en utilisant le critère de Mohr-Coulomb avec une interface pieux-sol de type Coulomb. On constate que la diminution de l'espacement entre pieux cause une diminution de la capacité portante du groupe

(effet d'ombre). De plus, l'augmentation du nombre d'éléments cause une diminution de l'efficacité du groupe ( $S=3D$ ). Le pieu du coin prend plus de charge que celui au centre. Cette distribution inégale de la charge dépend de l'espacement entre pieux. Les auteurs notent que la mise en plasticité de sol diminue l'interaction entre les pieux.

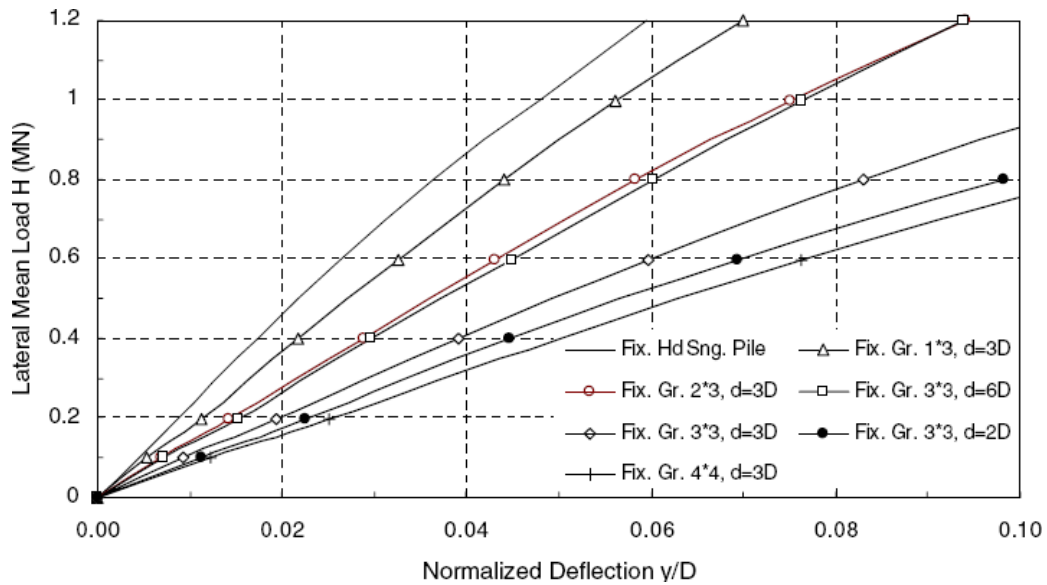


Figure 55 : Courbe charge-déflexion pour différents groupes de pieux (Comodromos et Pitilakis 2005).

## 7.6 Influence du contenu fréquentiel de chargement sismique

La modélisation 2D (modèle bounding surface plasticity) effectuée par Ghosh et Madabhushi (2003) montrent une forte dépendance de la réponse de site avec le contenu fréquentiel du chargement sismique.

La figure 56 montre les résultats obtenus par Chung (2000) à partir d'une modélisation en 3D dans le cas d'un groupe de 3 pieux pour les quatre premières fréquences du massif de sol ( $f_1 = 0,67$  Hz,  $f_2 = 2,01$  Hz,  $f_3 = 3,35$  Hz et  $f_4 = 4,69$  Hz) et la fréquence fondamentale de la superstructure ( $f_{st} = 4,18$  Hz). On note que le chargement à la fréquence fondamentale de sol induit des moments élevés dans les pieux par rapport à ceux obtenus avec les autres fréquences. Ce moment dans le pieu décroît rapidement avec l'ordre de fréquence. Le calcul effectué avec la fréquence fondamentale de la superstructure ( $f_{st} = 4,18$  Hz) donne des moments relativement élevés, notamment en travée. De plus, l'auteur indique une forte amplification des efforts dans le pieu quand la fréquence fondamentale de la superstructure est proche de la fréquence fondamentale du massif du sol et de celle du chargement.

Les résultats obtenus par Maheshwari et al (2005) (Figure 57) montrent une dépendance de l'effet de la non-linéarité de sol du contenu fréquentiel de chargement. Pour des fréquences adimensionnelles  $a_0 < 0,4$  dans le cas de champ libre et  $a_0 < 0,6$  pour un pieu isolé, la non-linéarité cause une

augmentation de l'amplification de déplacement en champ libre et en tête de pieu. Pour des fréquences plus élevées, l'effet de la non-linéarité est pratiquement négligeable.

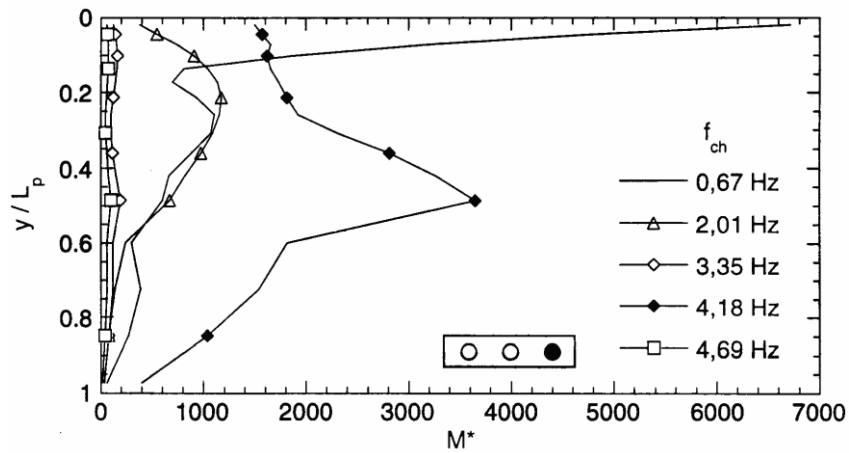


Figure 56: Influence de la fréquence de chargement sur le moment fléchissant dans le pieu extérieur masse=300T (Chung 2000).

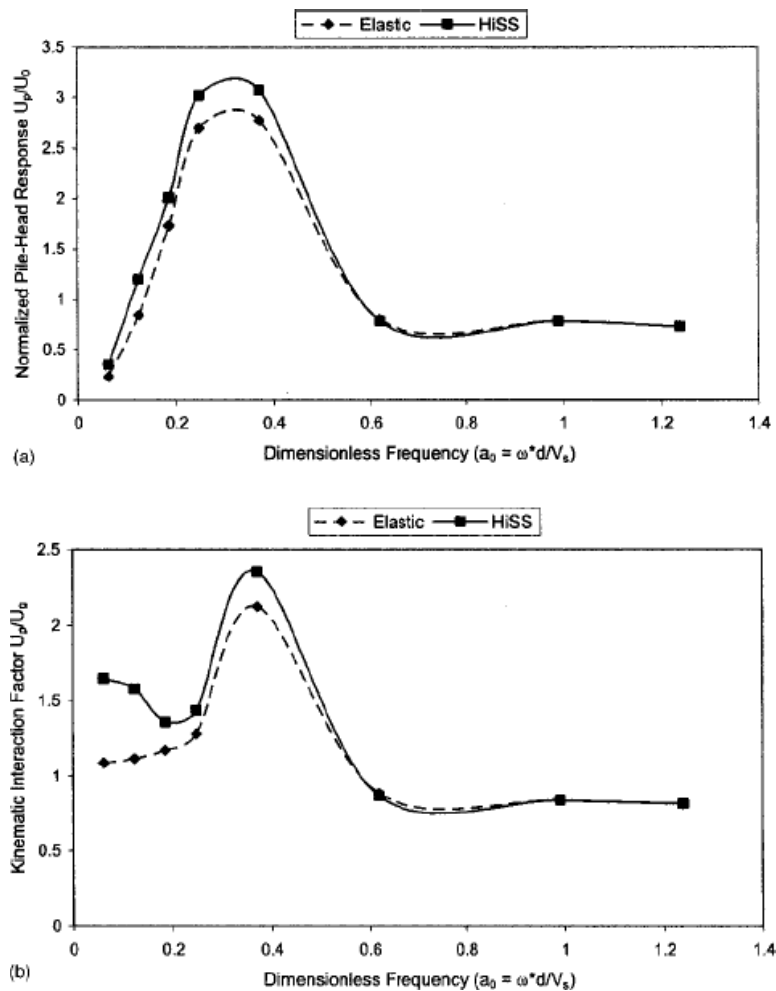


Figure 57 : Influence de la fréquence de chargement ; amplification de déplacement ( $u_0$  à la base,  $u_g$  en surface de sol élastique et  $u_p$  en tête de pieu),  $EP/ES=2123$ , chargement harmonique avec  $a_{max}=1$  m/s<sup>2</sup>,

(Maheshwari et al. 2004, 2005).

## 7.7 Influence de l'articulation de pieux dans leur cheville

Nous avons constaté d'après les observations post-sismiques que les sollicitations induites au voisinage de la tête de pieux sont l'une des causes principales des ruptures observées dans les pieux durant les tremblements de terre.

Un rapport technique (Ayyub et Elouseily 1998) signale que dans le cas des pieux articulés en tête et soumis à des charges inclinées, le moment maximal est induit à une certaine distance en dessous du niveau du cheville, alors que pour le cas des pieux encastés dans le cheville, le moment maximal peut avoir lieu au niveau de la connexion pieu-cheville. Un guide de "Caltrans" publié en décembre 2000 évoque plusieurs types de pieux. En particulier, ce guide signale que pour les pieux du type "Standard Plans", la liaison pieu-cheville est conçue comme une connexion du type articulation 'pinnedconnection'.

Elgamal et al. (2003) ont effectué une étude expérimentale et numérique sur les pieux. Ils ont trouvé que le déplacement obtenu en tête dans le cas des pieux articulés dépasse largement celui obtenu dans les pieux encastés. L'examen des profils du moment fléchissant montre l'apparition d'un moment maximal en tête en cas des pieux encastés. L'articulation en tête permet de soulager la tête des pieux. Cependant le moment maximal obtenu pour ce dernier cas se trouve à une profondeur de 1,5 m et il dépasse la valeur maximale obtenue en tête des pieux encastés.

Une comparaison a été publiée dans un rapport de NCHRP (2001) entre un groupe de pieux encastés (6 pieux battus de 1,5 m diamètre) et un groupe de pieux articulés (12 pieux forés de 0,8 m de diamètre). Les résultats montrent un écart très important dans les rigidités et les portances latérales entre ces deux groupes. Les écarts résultent principalement des conditions de liaison entre les pieux et le cheville.

Sadek (2003) et Sadek et Shahrour (2003 et 2006) ont examiné l'influence d'une articulation en tête des pieux sur l'interaction sol-pieux-structure dans le cadre de l'élasticité. Il constate que dans le cas de pieux verticaux ou inclinés l'articulation conduit à : 1) une augmentation de l'amplification de l'accélération latérale en tête de la superstructure, 2) une augmentation de l'effort tranchant normalisé et, 3) une diminution de l'effort normal et du moment fléchissant normalisés. Ils notent que la diminution du moment fléchissant normalisé est beaucoup plus significative dans le cas des pieux inclinés que verticaux. Cependant, il est important de signaler que la présence d'une articulation en tête

conduit à une réduction de la résistance des pieux au flambement et ceci nécessite une analyse spécifique.

### **7.8 Influence de l'encastrement des pieux dans une couche rigide**

Les pieux fonctionnent principalement par frottement. Néanmoins, dans certains projets ils peuvent être encastres dans des couches de bonne qualité. Dans le cas de pieux, Zacek (1996) note que lorsque la profondeur d'encastrement est importante et aucune rotation des pieux en pointe n'est possible, le moment fléchissant et l'effort tranchant induits dans les pieux sous une charge latérale sont doublés et quadruplés respectivement.

Sadek (2003) et Sadek et Shahrour (2003 et 2006) traitent cet aspect pour les pieux verticaux et inclinés dans le cadre de l'élasticité. L'étude porte sur un groupe 2x2 pieux supportant une superstructure (masse=40 ton). Les résultats montrent que l'encastrement des pieux verticaux dans un substratum rigide augmente l'amplification de l'accélération latérale de la superstructure. Cet encastrement induit des sollicitations très grandes en tête et au niveau de l'encastrement dans la couche rigide. Par contre, dans le cas des pieux inclinés, cet encastrement conduit à une forte réduction de l'amplification latérale au niveau de la superstructure et on observe une tendance similaire à celle des pieux verticaux en ce qui concerne de l'augmentation des efforts internes mais avec une proportion beaucoup plus importante. Cela indique que la zone d'encastrement présente une zone critique autant à la flexion qu'au cisaillement.

### **7.9 Influence de la non-linéarité de sol**

Les observations poste-sismiques montrent que les dommages des ouvrages sont plus significatifs dans les sols mous ou liquéfiés, en particulier lorsque le sol subit un écoulement latéral (lateralspreading).

Les résultats obtenus par Han et al. (1988) à partir des essais en vraie grandeur sur des pieux indiquent une réponse non-linéaire sous fortes excitations, et une plus grande longueur effective du pieu en comparaison avec un chargement statique en tête (longueur effective : la longueur de la partie du pieu influencée par l'excitation en tête).

Trochanis et al (1991) constate que la non-linéarité de sol peut influencer significativement la réponse de sol et de pieux sous chargement statique et cyclique.

D'après les essais en centrifugeuse réalisés par Robins et al. (1999), on constate que même si la liquéfaction ne s'est pas produite et que la déformation permanente ne soit pas importante, la forte intensité du chargement a causé une très grande déformation transitoire dans la couche d'argile molle, intercalée entre deux couches de sable dense, qui a provoqué la rupture des pieux au niveau de

l'interface sable-argile.

D'après les résultats obtenus par Bentley (1999), la non-linéarité de sol cause une augmentation de l'amplitude de Fourier (accélération) aux fréquences dominantes et diminue légèrement l'accélération maximale du mouvement.

Les tests de table vibrante réalisés par Yang et al. (2000) indiquent que lorsque l'intensité de chargement appliqué à la base est inférieure à 0,25g, les pieux suivent le mouvement de sol et que le maximum de moment fléchissant dans le pieu est près de la surface. Par contre, pour une forte intensité de chargement (au-delà de 0.25g), les pieux présentent un mouvement différent de celui de sol et l'effet de la non-linéarité de sol affecte clairement leur comportement. Dans ce cas, le moment fléchissant maximal se produit près de la pointe de pieux. Cette observation indique que la réponse de pieux dans le cas de forte excitation est dominée par la déformation de sol qui l'entoure et que l'effet inertiel est relativement négligeable.

D'autre part, Yang et al. (2000) indiquent que pour un chargement sismique à forte intensité ou à haute fréquence, l'analyse basée sur le domaine fréquentiel n'est pas appropriée et il est nécessaire de réaliser une analyse dans le temps.

Wong (2004) montre que la non-linéarité du sol cause une augmentation de la déflexion de la tête de pieu chargé latéralement par une force statique (Figure 1.37). Cette augmentation est d'autant plus grande que le modèle est non-linéaire et que la charge est intense. Cette augmentation de déplacement latéral a pour effet un accroissement du moment fléchissant dans le pieu. Pour un chargement sismique l'auteur utilise une modélisation en 2D avec un contact rigide sol- pieu. La figure 1.38 montre que la mise en plasticité de sol cause une diminution significative de l'accélération en tête de pieu et du moment fléchissant dans les pieux. Cette diminution de la réponse est accompagnée par une augmentation de la période du mouvement.

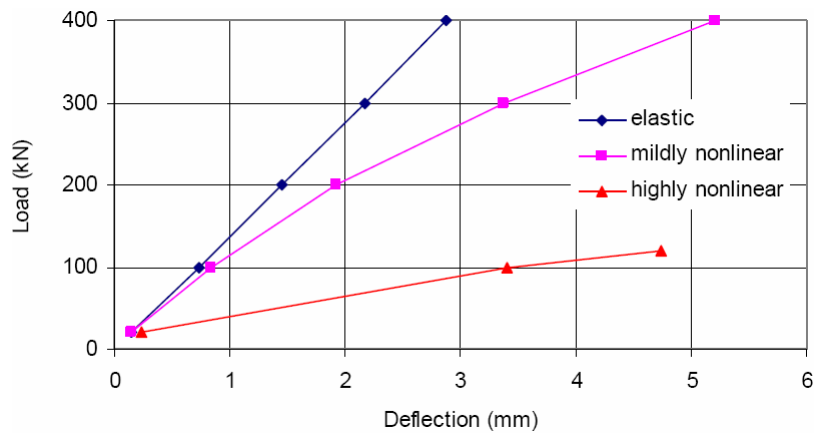


Figure 58 : Influence de la non-linéarité sur la réponse statique d'un pieu isolé (Wong 2004).

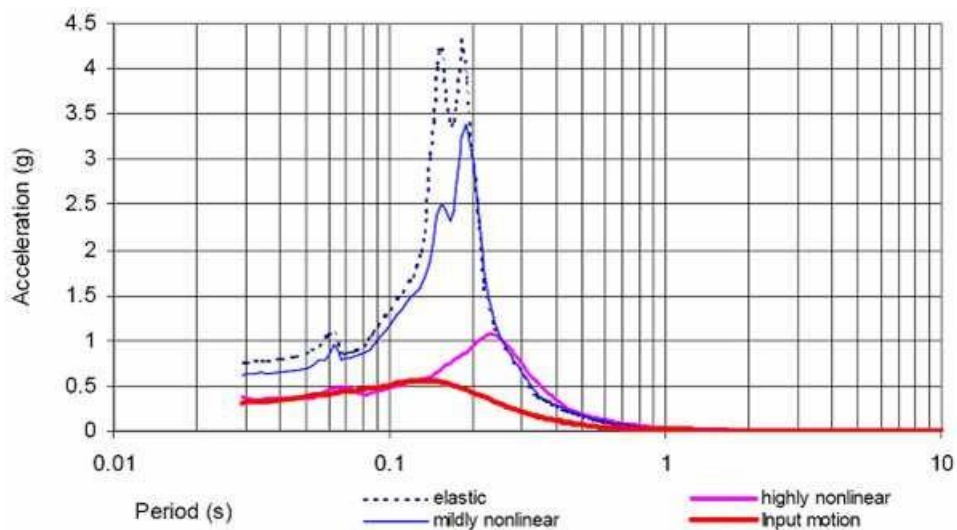
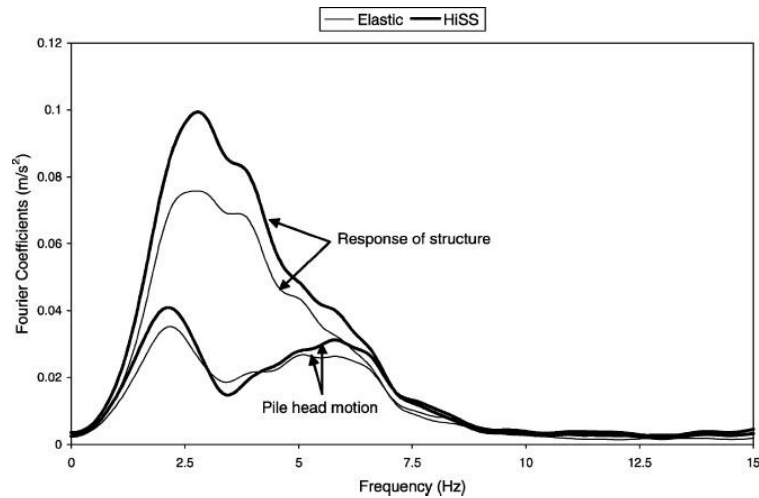


Figure 59 : Influence de la non-linéarité de sol sur la réponse spectrale en tête d'un pieu isolé, chargement à la base de 0,3 g (Wong 2004).

D'après Maheshwari et al (2004), la non-linéarité du sol cause une diminution des deux parties de la rigidité mais son influence est plus importante sur sa partie réelle que sur sa partie imaginaire. Cet effet dépend de la fréquence de chargement ; pour des basses fréquences cet effet est très significatif tandis qu'il est négligeable pour les hautes fréquences. De même, la séparation pieu-sol cause une diminution de ces deux parties de la rigidité. La séparation pieu sol est beaucoup plus significative pour un sol élastique que pour un sol inélastique. Les comparaisons des réponses élastiques et inélastiques en champ libre, d'un pieu isolé ou d'un groupe de 2x2 pieux sous le chargement de séisme El-Centro 1940, montre qu'il n'y a pas de changement significatif des fréquences dominantes de mouvement (Maheshwari et al, 2004 et 2005). Néanmoins, la non-linéarité de sol induit généralement une augmentation de l'amplitude de l'accélération pour une grande gamme des fréquences contenues dans ce chargement (Figure 60). Pour un chargement harmonique, Maheshwari et al (2004) montrent que la non-linéarité de sol fait augmenter l'amplification en tête de pieux (groupe 2x2). Par contre, elle cause

une diminution importante de l'amplification de la superstructure pour des basses fréquences de chargement (figure 61).



**Figure 60 : Influence de la plasticité de sol sur la réponse d'un groupe de 2x2 pieux sous le chargement de séisme de El-Centro 1940,  $a_{max}=1$  m/s<sup>2</sup>, ES=11.78 MPa, EP=25 GPa, (Maheshwari et al. 2004, 2005).**

## Conclusions

Les pieux ont connu un grand succès dans divers domaines d'application. Leur grand intérêt réside dans la facilité de leur installation, en particulier dans les sites à accès difficile. Ce système de fondation est caractérisé par des bonnes flexibilités et ductilité, des propriétés très appréciées pour les ouvrages exposés à des risques sismiques. Les fortes portances des pieux sont acquises des profilés métalliques utilisés comme armatures et de la méthode de leur mise en place par injection de coulis sous forte pression.

Les observations post-sismiques présentées dans ce chapitre ont montré que l'effondrement d'un ouvrage résulte d'un ou plusieurs problèmes liés à ses trois principales composantes ; la superstructure, les fondations ou encore la perte de résistance de sols. Les résultats expérimentaux et numériques confirment les observations post-sismiques ; les forces inertielles de la superstructure contribuent d'une manière importante aux dommages constatés sur les ouvrages et leurs fondations lors des précédents séismes.

Malgré l'essor rapide de l'usage de pieux dans divers domaines d'application, le comportement du système sol-pieux-structure sous chargement sismique n'est pas totalement compris. La plupart des recherches dans ce domaine ont été réalisées dans le cadre de l'élasticité avec une liaison rigide entre les pieux et le sol. Ces travaux ont donné des résultats intéressants sur leur comportement sous chargement sismique. Néanmoins, l'analyse des dommages subis par les ouvrages fondés sur des pieux

lors des précédents séismes, montre une forte non-linéarité de sol et de l'interface, même pour des chargements sismiques modérés.

La faible rigidité des pieux au chargement latéral est l'un des facteurs qui militent en faveur du choix des pieux inclinés. Cependant, la mise en cause de la performance de pieux inclinés par un certains nombres d'auteurs et la contradiction de leurs résultats avec les résultats obtenus par d'autres, nécessitent des recherches sur le comportement du système sol-pieux-structure, pour bien juger l'utilité de l'utilisation des pieux inclinés. La rupture fréquente des pieux au niveau de la liaison avec le chevrete lors de précédents séismes mérite une étude de l'effet de l'articulation sur la réponse du système et l'utilité d'une telle configuration pour les pieux. Groupe (nombre et espacement).

L'analyse a été réalisée en considérant des charges harmoniques et sismiques. Pour mettre l'accent sur l'influence des non-linéarités de sol et le glissement de l'interface sol-pieux sur la réponse sismique du système, l'étude est menée en supposant tout d'abord un comportement élastique et puis, les effets de la plasticité de sol et la résistance de l'interface, sont analysés. La performance de pieux inclinés, encastres ou articulés a été largement examinée pour bien juger l'utilité de ce type de configurations en zone sismique. Le dernier chapitre analyse la performance de pieux verticaux et inclinés utilisés comme un système des fondations sous une pile de pont.

# **CHAPITRE IV: APPLICATION ET RÉSULTATS**

## Chapitre IV : Application et Résultats

### I. Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales

#### 1 Méthode à la pause

La particularité de ces méthodes est la pression ultime, valeur limite de la réaction aux grands déplacements. La méthode la plus ancienne a été développée par Blum pour les sols poudreux ; Cette méthode considère la rupture du sol du coin à la surface. Brinch-Hansen soutient que la rupture se produit non seulement du coin, mais aussi de la profondeur et se situe autour du pieu. La méthode de Broms est basée sur le même mécanisme de rupture que Brinch-Hansen, sauf qu'elle repose sur des hypothèses simplificatrices concernant la distribution de la pression Ultime le long du pieu [6].

#### 2 Méthode de Broms

La méthode de Broms est basée sur la théorie classique selon laquelle le sol est entièrement à l'état de rupture. Broms a fait des hypothèses simplificatrices pour développer sa méthode. Parmi ceux-ci on peut citer :

- La pression ultime du sol est supposée être nulle à  $1,5 B$  de la surface du sol ( $B$  étant le diamètre ou la largeur du pieu). Cette hypothèse est justifiée par la faible résistance de la surface du sol lors de la flexion du pieu. En dessous de cette distance, la pression est supposée être de  $9 C_v B$  dans le cas d'un sol cohérent [7].
- La contrainte passive du sol derrière le pieu est considérée comme négligeable et la pression ultime vers l'avant du pieu est égale au produit de 3 fois la contrainte passive horizontale du diamètre du pieu (ou de la largeur) dans le cas d'un sol poudreux [8].

#### 3 Méthode de Winkler

La méthode de Theory Broms est simple pour estimer la capacité latérale ultime, mais ne convient pas pour évaluer le mouvement des pieux. L'utilisation de ressorts élastiques pour modéliser le comportement du sol peut présenter cet avantage. La méthode des ressorts assimile le comportement d'un pieu à celui d'une poutre élastique reposant sur une série de ressorts couplés serrés et découplés. Cette méthode relie le comportement du sol (réaction du sol ( $P$ )) au comportement du pieu (déplacement ( $y$ )) sous chargement avec un coefficient de proportionnalité appelé module de réaction

(Es).

**Voici le plan que j'ai utilisé pour atteindre notre objectif :**

- ✓ La première partie est consacrée à l'identification des paramètres caractéristiques du système sol-pieu et à une explication du modèle adopté pour l'étude du comportement du pieu [30].
- ✓ La deuxième partie présente l'approche numérique et les procédures de modélisation, les résultats et les interprétations.
- ✓ Quant à la troisième partie, il s'agit de la comparaison des méthodes théoriques et numériques de calcul du module de réaction du sol suivie d'une conclusion, puis de la conclusion.

## **4 Modélisation numérique et identification des paramètres**

### **4.1 Modélisation, Discrétisation et Simulation numérique**

#### **4.1.1 Définition d'un modèle :**

Le principe d'un modèle consiste à remplacer un système complexe par un objet ou opérateur simple reproduisant les aspects ou comportements principaux de l'original (ex : modèle réduit, maquette, modèle mathématique ou numérique, modèle de pensée ou raisonnement).

#### **4.1.2 Pourquoi modéliser ?**

Dans la nature, les systèmes et phénomènes physiques les plus intéressants sont aussi les plus complexes à étudier. Ils sont souvent régis par un grand nombre de paramètres non-linéaires interagissant entre eux (la météorologie, la turbulence des fluides...).

#### **4.1.3 Les différents modèles de modélisation :**

L'une des solutions est de recourir à une série d'expériences pour analyser les paramètres et grandeurs du système. Mais les essais peuvent s'avérer très coûteux (essais en vol, essais avec matériaux rares, instrumentations très chères...) et ils peuvent être très dangereux (essais nucléaires, environnement spatial...). Enn il peut être difficile de mesurer tous les paramètres : échelles du problème trop petites (chimie du vivant, couche limite en fluide...) ou trop grandes (astrophysique, météorologie, géophysique...). On peut aussi construire un modèle mathématique permettant la représentation du phénomène physique. Ces modèles utilisent très souvent des systèmes d'équations aux dérivées partielles (EDP) non-linéaires dont on ne connaît pas de solutions analytiques en général. Il faut alors résoudre le problème numériquement en transformant les équations continues de la physique en un problème discret sur un certain domaine de calcul (le maillage). Dans certains cas il s'agit de la seule

alternative (nucléaire, astrophysique, spatial...). Dans d'autres cas, les simulations numériques sont menées en parallèle avec des expérimentations.

#### 4.2 De la modélisation à la simulation numérique

Les différentes étapes pour modéliser un système complexe :

- ✓ Recherche d'un modèle mathématique représentant la physique. Mise en équation.
- ✓ Elaboration d'un maillage. Discrétisation des équations de la physique.
- ✓ Résolution des équations discrètes (souvent systèmes linéaires à résoudre).
- ✓ Transcription informatique et programmation des relations discrètes.
- ✓ Simulation numérique et exploitation des résultats.

L'ingénieur peut être amené à intervenir sur l'une ou plusieurs de ces différentes étapes.

**Tableau 18 : Les caractéristiques mécaniques du système sol pieu [24].**

	<b>CONCRETE PILE</b>	<b>Clay</b>
<b>Densité sèche</b>	2500 kg m <sup>-3</sup>	2500 kg m <sup>-3</sup>
<b>Densité humide</b>		2500 kg m <sup>-3</sup>
<b>Module de Young</b>	25 GPa	100 MPa
<b>Coefficient de Poisson</b>	0.20	0.30
<b>Module de masse</b>	13.9 GPa	83.33 MPa
<b>Module de cisaillement</b>	10.4 GPa	38.46 MPa
<b>Cohésion</b>		30 kPa
<b>Angle de frottement</b>		0.0

#### 4.3 Modèle élastique pour caractériser le pieu

Ce modèle élastique représente le matériau avec trois plans perpendiculaires de symétrie élastique. Trois paramètres sont essentiels pour définir ce modèle : le module de compressibilité élastique K (kPa), le module de cisaillement élastique, G (kPa) et la masse volumique,  $\rho$  (kg m<sup>-3</sup>). Les deux modules de sol K et G sont calculés comme suit [9] ;

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

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

$E_p$  : Module de Young

$\mu_p$  : Coefficient de poisson

#### 4.4 Modèle de Mohr-Coulomb pour caractériser le sol:

Pour simuler le comportement du sol avec le modèle de Mohr-Coulomb, six paramètres mécaniques sont nécessaires : le module de compressibilité élastique  $K$  (kPa), le module de cisaillement élastique,  $G$  (kPa), la cohésion,  $c$  (kPa), l'angle de frottement interne, ( $\varphi$ :°), l'angle de dilatation, et la masse volumique,  $\rho$  (kg m<sup>-3</sup>).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (3)$$

$\tau$  : Contrainte de cisaillement

$\sigma_n$  : Contrainte normale

$\varphi$  : Angle de frottement du sol

$c$  : Cohésion du sol

#### 4.5 Méthode de Winkler pour modéliser le système sol-pieu

Le modèle définit le sol comme une pile de tranches indépendantes ; chaque tranche de sol est modélisée par un ressort latéral sur lequel repose le pieu. La pression sur une tranche de sol ne dépend que du déplacement latéral de cette dernière et d'un coefficient de réaction au sol, appelé (kN m<sup>-3</sup>) dans le cas d'un chargement latéral [11]:

$$p = K_n(z).y$$

Or:

$$p = \frac{E_s}{D}.y \quad (4)$$

$p$  : réaction latérale du sol

$E_s$  : Module de réaction du sol

D :Diamètre du pieu

Y : Déplacement latéral

De plus l'équation d'une poutre sur supports élastiques est écrite:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} = -pD \quad (5)$$

En remplaçant la pression par son expression lorsque la charge axiale n'est pas prise en compte, on obtient selon les 2 équations:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + k_n(z).B.y = 0 \quad (6)$$

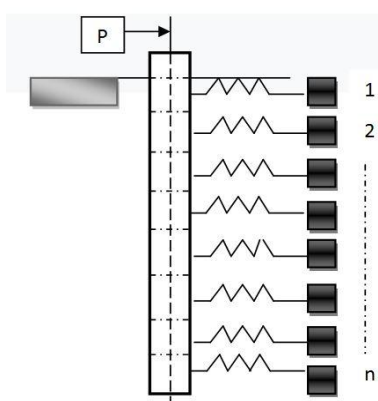


Figure 61 : Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation latérale

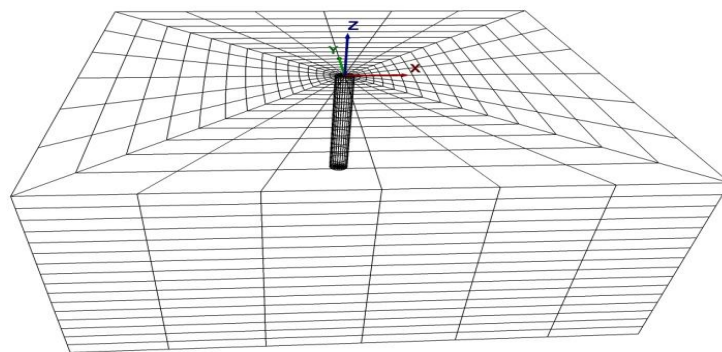
## 5 Approche numérique et méthode de résolution

### 5.1 L'approche numérique

La méthode de résolution adoptée par l'analyse numérique consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, contrairement aux schémas de solutions implicites généralement adoptés. Le but de cette méthode est de traiter un problème statique par le biais de la dynamique. En réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui se propage et se dissipe dans le matériau environnant. La procédure utilise d'abord les équations de mouvement pour calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération déduite des forces et contraintes résultantes [12].

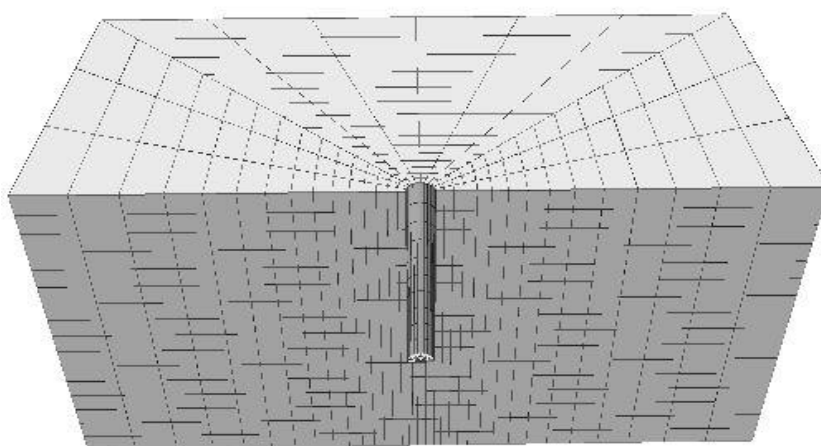
### 5.2 Procédure de modélisation

Le pieu mesure 0,6 m de diamètre et 5 m de longueur et est noyé dans une couche d'argile homogène. La surface des eaux souterraines est à une profondeur de 5,5 m.



**Figure 62 : modèle dans la phase initiale**

Nous créons la grille de masse au début avant d'installer les interfaces Figure 63 [13].

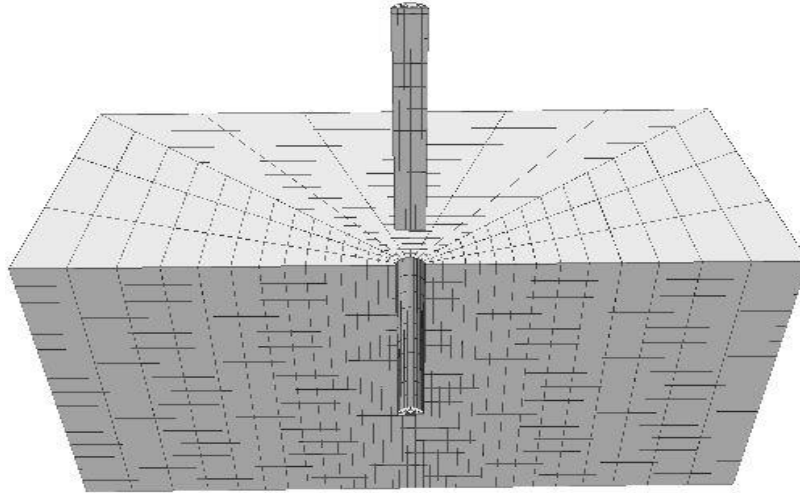


**Figure 63 : Modélisation du sol**

La grille de pieux est créée séparément, puis mise en contact avec les interfaces. Les propriétés de frottement et de cohésion de l'interface représentent la résistance au frottement et à la cohésion entre le matériau du pieu et le sol [14].

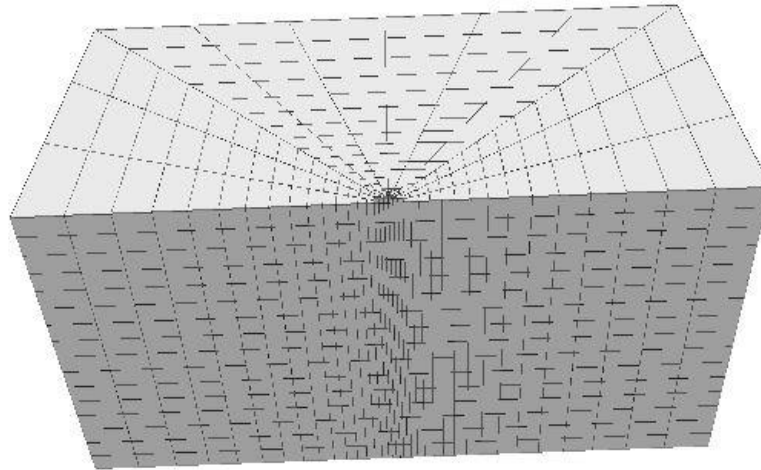
Dans le cadre de l'étude de l'interaction sol-structure, la transmission des efforts, de la structure au sol, se fait à travers une fine couche de sol en contact avec la structure dite "interface". L'interface est le siège de phénomènes mécaniques complexes : elle génère des emplacements de déformation et des concentrations de contraintes importantes. Ces phénomènes sont fortement influencés par les caractéristiques mécaniques du sol granulaire et de l'élément structural généralement très contrastées. La rupture est souvent observée dans cette couche. En conséquence, pour une modélisation correcte d'un travail géotechnique, il est important de prendre en compte le comportement particulier de cette interface [15].

La figure 64 montre la grille du pieu et la grille du sol avant que la grille du pieu vienne au contact de l'interface.



**Figure 64 : Modèle avant l'installation du pieu**

La figure 65 montre la grille du pieu et la grille du sol [16] après la mise en place du pieu.



**Figure 65 : Modèle après installation du pieu dans le sol**

Les étapes de la simulation :

- ✓ Première étape : le modèle représentant uniquement le sol est amené à l'équilibre état de contrainte-contrainte sous la charge gravitationnelle.
- ✓ Deuxième étape : le pieu est installé et le nouveau modèle (sol + pieu) est remis à l'équilibre.

L'installation du pieu est modélisée en modifiant les propriétés des zones du pieu à partir des propriétés du sol par celles du matériau du pieu [17].

La figure 66 indique que la capacité portante ultime est d'environ 1,1 MPa.

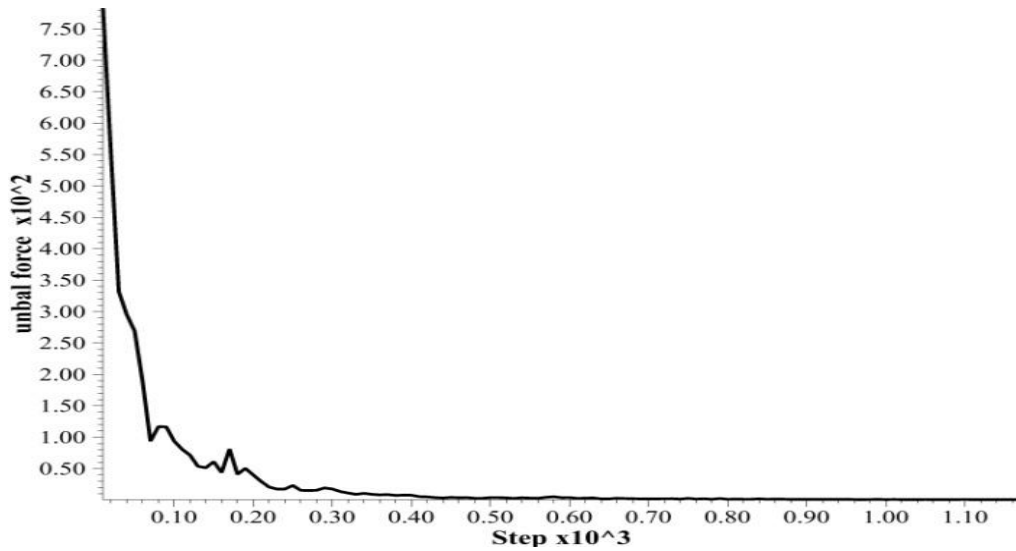


Figure 66 : la capacité portante ultime du système sol pieu avant application de la charge

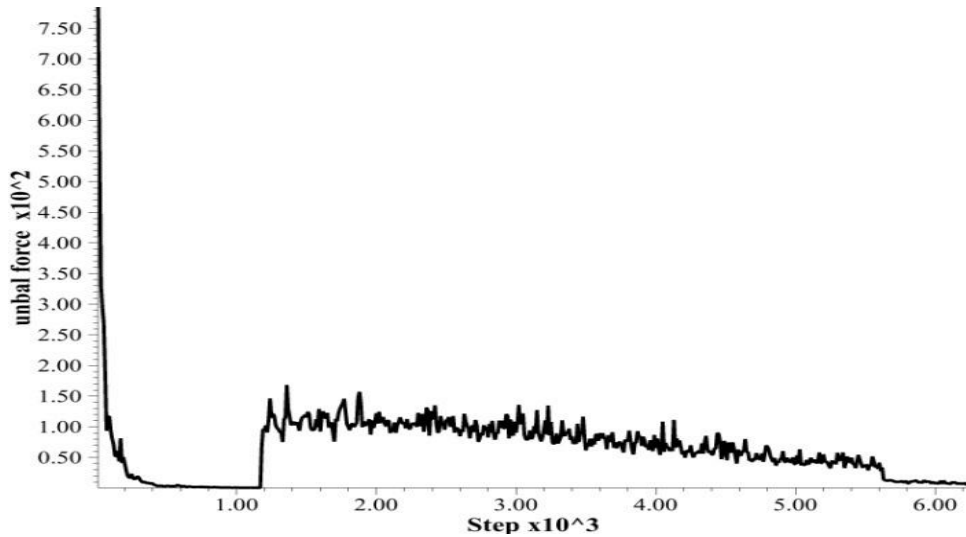


Figure 67 : la capacité portante ultime du système après application de la charge

Une fois que le modèle est amené à l'équilibre pour la charge axiale de 100 kN (Figure 67), une vitesse horizontale est appliquée au sommet du pieu. La courbe de déviation de la force latérale pour le haut du pieu est illustrée à la figure 68.

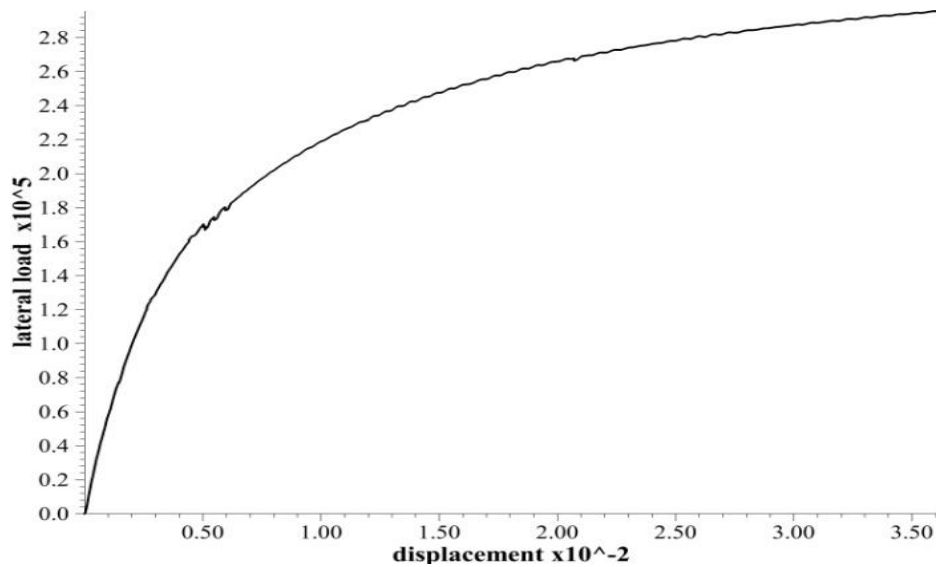


Figure 68 : déplacement du pieu soumis à une charge latérale

La charge latérale nécessaire pour produire une flèche de 3,8 est d'environ 290 kN. Au fur et à mesure que le niveau de chargement augmente, le déplacement ou la déformation du pieu augmente, ainsi que la réaction du sol, ce qui permet au système d'être en équilibre. Cette relation entre le déplacement des pieux et la résistance du sol est généralement non linéaire.

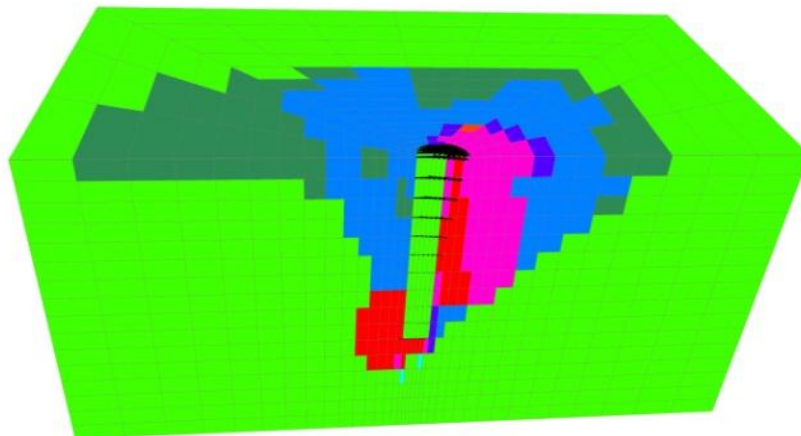


Figure69:la déformation du système sol-pieu

Le développement [20] des réactions le long du pieu est progressif et évolue avec l'augmentation de la charge appliquée. Lorsque le pieu est chargé latéralement, elle impose une déformation au sol qui l'entoure. En effet, le pieu résiste à la charge qui lui est appliquée en subissant un déplacement global, ou flexion, qui provoque dans le sol des réactions qui équilibreront le

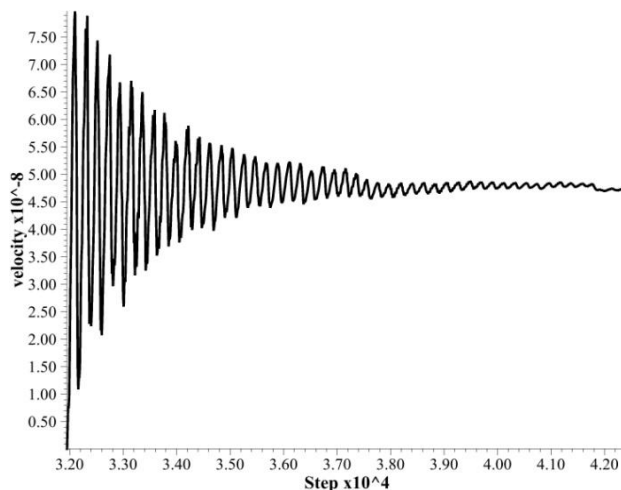
système de charges appliquées.

La figure 69 montre les déplacements du pieu lors de la déformation dans le sol. Le haut du pieu est déplacé de 3,8 cm.

Le phénomène se situe donc essentiellement dans la partie supérieure du pieu. Ensuite, le chargement induit des déplacements de surface (y) dans la direction du chargement.

La déformation de pieu crée un mouvement de sol devant lui. Des études de centrifugation montrent l'apparition d'un «vide» derrière le pieu, car celui-ci est détaché du sol, tandis que devant celui-ci, le sol a tendance à se soulever.

Lors de l'installation du pieu dans le sol, des contraintes résiduelles sont générées autour du pieu, ce qui s'explique par les vibrations obtenues à la figure 70 lors de l'installation du pieu et qui tend vers 0, ce qui montre que le système est en équilibre.



**Figure 70 : la Vitesse d'équilibre du système dans la direction x**

Les contraintes et déformations provoquées dans le massif lors de l'installation ont des conséquences pratiques importantes sur le comportement du pieu à la charge en termes de courbes de tassement.

De nombreux auteurs ont étudié les lois de mobilisation des frottements axiaux et des résistances maximales qui prennent clairement en compte les contraintes résiduelles après installation, sous charge de compression, ignorer les contraintes résiduelles peut conduire à une surestimation du frottement latéral et à une sous-estimation de la résistance maximale [21].

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

À l'équilibre, la somme des forces de poussée latérale, de contre-poussée et latérale est égale à zéro.

En observant que les déformations les plus importantes pour le sol se sont produites près de la surface. En profondeur, les déformations du sol sont beaucoup plus faibles.

Dans la partie supérieure du pieu, la réaction du sol est plus faible que celle existant dans les profondeurs les plus profondes. À ces profondeurs, la pression verticale de la terre ne permet que des déformations plates sur le sol.

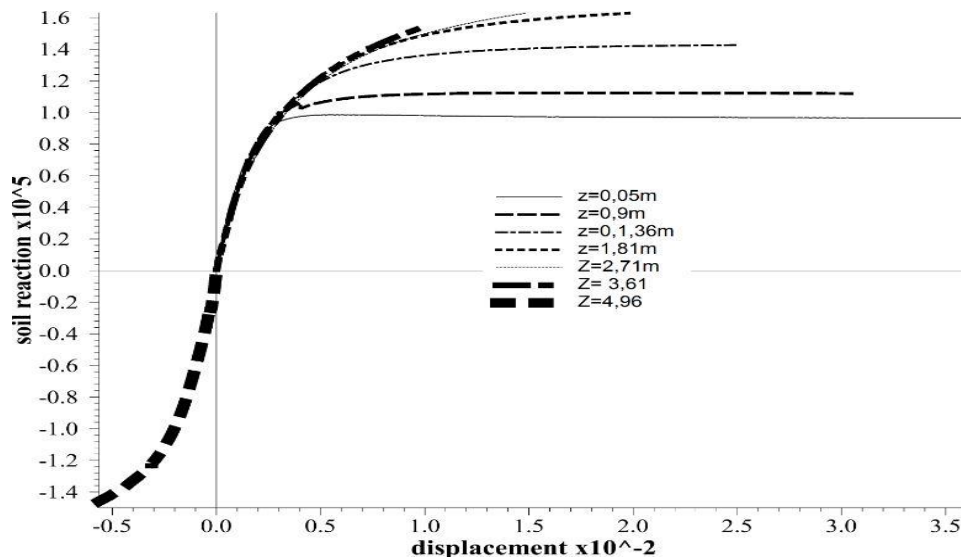


Figure 71: les courbes p-y pour chaque profondeur

L'analyse p-y [22] est un modèle numérique qui simule la résistance du sol sous la forme de ressorts non linéaires prédéfinis, où p représente la pression du sol par unité de longueur du pieu et y la déflexion du pieu.

Le sol est représenté par une série de courbes p-y non linéaires qui varient en fonction de la profondeur et du type de sol.

La courbe p-y d'un point particulier sur une fondation dépend de nombreux facteurs, tels que:

- ✓ Le type de sol
- ✓ Type de chargement (statique, dynamique, monotone, cyclique ou une combinaison de ceux-ci)
- ✓ Diamètre de fondation et forme transversale
- ✓ Coefficient de friction entre fondation et sol
- ✓ Profondeur sous la surface du sol
- ✓ Conditions aux limites de la tête

- ✓ Méthodes de construction des fondations
- ✓ Effets d'interaction de groupe.

L'augmentation de la charge s'applique à la rupture du système sol-pieu et à la ruine de la structure.

### 5.3 Coefficient de réaction du sol

L'analyse des modèles informatiques existants pour les masses de sol [23] en contact avec des structures allongées et étroites telles que des pieux montre que l'hypothèse la plus acceptable et la plus significative pour les applications est celle des déformations locales.

Cela se retrouve dans le grand nombre de projets de recherche [24] menés dans différents pays où ce modèle est utilisé pour le calcul de pieux chargés horizontalement.

Néanmoins, compte tenu de la non-linéarité des déformations du sol [25], les discontinuités et la découpe des couches constituent actuellement une condition très importante pour l'application et le développement de modèles de calcul du sol de fondation [26] pour les pieux immergés aux charges latérales. Evaluer, à partir de ce coefficient, ce qui est un élément très important de ce modèle.

La loi de variation du coefficient de réaction du sol en fonction de la profondeur initialement proposée par Titze est le plus souvent écrite sous la forme:

$$K(Z) = N_D \left( \frac{Z}{D} \right)^\alpha \quad (7)$$

$\alpha$ : Exposant en fonction de l'état du sol, Titze choisit entre 0 et 1. Dans l'expression, le coefficient de réaction du sol  $k(z)$  est variable, non seulement avec la profondeur mais aussi avec le déplacement horizontal du pieu [27]. Lorsque le déplacement horizontal du pieu augmente, des zones de rupture plastique apparaissent, puis s'étendent horizontalement et verticalement, ce qui diminue la valeur de  $k(z)$  [28].

$$K(Z, Y(Z)) = N_D \left( \frac{Z}{D} \right)^{\alpha(y_0)} \quad (8)$$

$N_D$  : Valeur du Coefficient de réaction du sol pour la profondeur  $z = D$

$\alpha(y_0)$ : coefficient compris entre 0 et 2 et décrivant la forme de la variation du coefficient de réaction [29] en fonction de la profondeur dans une couche de sol homogène. Ce coefficient dépend de l'amplitude de la déformation du sol, représentée ici par le déplacement du pieu au niveau de la surface

du sol  $y_0$ .

Les valeurs de  $\alpha (y_0)$  pour les déplacements  $y_0$  compris entre 0,002 m et 0,05 m sont indiquées dans le tableau 17. Ces valeurs incluent les effets de tous les facteurs impliqués dans l'interaction sol-pieu. Y compris les forces de frottement sur la surface latérale du pieu et sous la pointe, ainsi que les forces tangentielles dues à l'inclinaison progressive du pieu par rapport à la verticale.

**Tableau 19 : la Valeur du coefficient  $\alpha(y_0)$  obtenue par l'expression de réaction du sol en fonction de la profondeur [30].**

$y_0$	$\alpha$
<b>0,002</b>	0
<b>0,004</b>	0,08
<b>0,006</b>	0,16
<b>0,008</b>	0,234
<b>0,01</b>	0,31
<b>0,02</b>	0,625
<b>0,03</b>	0,875
<b>0,04</b>	1,075
<b>0,05</b>	1,25

**Tableau 20 : calcul de la réaction du sol à partir des courbes p-y obtenues par analyse numérique**

Depth z (m)	K(z) (MPa)
<b>0,05</b>	1,429401003
<b>0,9</b>	1,955221704
<b>1,36</b>	3,034791788
<b>1,81</b>	4,398491711
<b>2,26</b>	5,906197833
<b>2,71</b>	8,241000282
<b>3,16</b>	11,65707276
<b>3,61</b>	19,8216465
<b>4,06</b>	47,82958049
<b>4,51</b>	125,2440168
<b>4,96</b>	127,6021961

**Tableau 21: Calcul du coefficient de réaction du sol par les expressions de shakhirev'setejjaaouani.**

Depth z (m)	K(z) (MPa)
<b>0,05</b>	0,71254064
<b>0,9</b>	15,930433
<b>1,36</b>	24,8296849
<b>1,81</b>	33,7614702

2,26	42,8630878
2,71	52,1025369
3,16	61,4582933
3,61	70,9148395
4,06	80,4604335
4,51	90,0858674
4,96	99,7837185

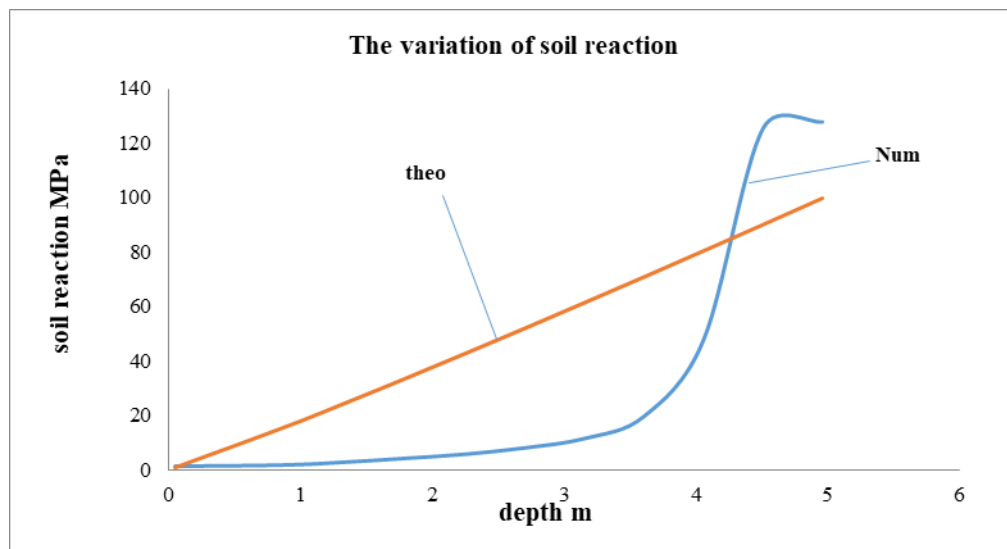


Figure 72 : Variation of soil reaction coefficient as a function of depth

La comparaison des résultats théoriques et numériques a permis de tirer les conclusions suivantes : les deux méthodes confirment la variation du coefficient de réaction du sol avec la profondeur. La méthode théorique donne une courbe linéaire qui montre que le comportement du sol est élastique car la formule de calcul ne prend pas en compte les paramètres caractéristiques du sol, tandis que la courbe obtenue par l'analyse numérique montre que le comportement du sol est élasto-plastique. Comme la réaction du sol n'est pas linéaire, le coefficient de réaction du sol est également une fonction non linéaire du déplacement ou des contraintes dans le sol autour du pieu, et il se détériore davantage avec l'augmentation du déplacement.

## Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre une méthode numérique pour étudier l'interaction du système sol-pieu et le comportement d'un pieu soumis à une charge latérale. Cette étude a permis de calculer la capacité de charge du pieu, le déplacement dans la tête, et nous avons montré que le sol environnant subit des déformations autour du pieu. Les solutions sont basées sur une modélisation simplifiée de l'interaction sol-structure ; L'étude comportementale d'un pieu soumis à une charge latérale nécessite la détermination du coefficient de réaction du sol à partir des courbes p-y afin de

démontrer que ce coefficient varie avec la variation de la profondeur. Une méthode de calcul a été exposée dans cet article, avec deux approches de calcul, la première est basée sur une modélisation numérique aux différences finies et la seconde sur une étude théorique pour répondre au problème géotechnique de la détermination du coefficient de réaction du sol. Les résultats de calcul de la méthode numérique sont en très bon accord avec les résultats théoriques, ils montrent que le coefficient de réaction du sol varie avec la profondeur.

## II. Etude de l'influence paramètre caractéristiques du sol et de pieu sur un pieu soumis à une charge latérale

### 1 Introduction

L'utilisation de petits pieux rigides est économique pour de nombreux types d'ouvrages, tels que les lignes de transport d'électricité, les supports de canalisations dans les entreprises industrielles, les conduites d'eau chaudes, les oléoducs et les gazoducs, les plates-formes de traitement du pétrole sur le plateau continental, les poteaux d'éclairage [1], le téléphone et les réseaux électriques, le soutien des silos et des bâtiments agricoles, les structures de soutènement, les cheminées, les mâts, etc. Ces pieux restent rigides et ne se déforment pas sous les charges auxquelles ils sont soumis [2].

Cependant, malgré l'apparente simplicité du comportement de ces enjeux, la description du mécanisme d'interaction du pieu et du sol présente de nombreux points sombres et même des sujets de discussion [3]. En fait, de nombreux modèles ont été proposés pour décrire le comportement fondamental du sol et son interaction avec l'enjeu. Des études expérimentales insuffisantes n'ont pas permis de classer en termes absolus les capacités de tous ces modèles [4].

Lorsqu'un sol de faible capacité portante s'étend sur une profondeur considérable, les pieux sont généralement utilisés pour transmettre des charges verticales et latérales au support de sol environnant. Les piles qui sont utilisées sous de hautes cheminées, des tours de télévision, des immeubles de grande hauteur, des murs de soutènement élevés, des structures en mer, etc. sont normalement soumises à des charges latérales élevées [5]. Ces pieux ou groupes de pieux doivent résister non seulement aux mouvements verticaux, mais également aux mouvements latéraux [6].

De nombreuses recherches théoriques et expérimentales ont été menées sur des pieux verticaux simples soumis à des charges latérales par de nombreux chercheurs. Matlock et Reese (1960) ont donné des solutions généralisées pour les pieux verticaux chargés latéralement. Davisson (1960) a évalué l'effet des charges verticales en plus des charges latérales en termes de paramètres non dimensionnels. Broms (1964a, 1964b) et Poulos et Davis (1980) ont donné différentes approches pour résoudre les problèmes de pieux chargés latéralement [7]. La méthode de Brom est ingénieuse et repose principalement sur l'utilisation de valeurs limites de résistance du sol [8]. La méthode de Poulos et Davids est basée sur la

théorie de l'élasticité.

La méthode des différences finies permettant de résoudre l'équation différentielle pour un pieu chargé latéralement est très utilisée lorsque des installations informatiques sont disponibles [9]. Reese et al. (19974) et Matlock (1970) ont développé le concept de courbes (p-y) pour la résolution de problèmes de pieux chargés latéralement. Cette méthode est très populaire aux États-Unis et dans certains autres pays [10].

De nombreux enquêteurs ont déjà procédé à des essais sur le terrain à grande échelle sur des piles individuelles et verticales, ainsi que sur des groupes de piles. Les valeurs des tests sur le terrain ont principalement servi à vérifier les théories formulées pour le comportement des piles verticales uniquement [11]. Murthy et Subba Rao (1995) ont utilisé des données de terrain et de laboratoire et ont développé une nouvelle approche pour résoudre le problème des pieux chargés latéralement [12].

Dans la présente étude, le problème des piles individuelles chargées latéralement a été résolu par une méthode d'analyse dimensionnelle basée sur les expressions développées par Matlock et Reese [13].

Voici le plan que j'ai utilisé pour atteindre notre objectif:

- ✓ La première partie est consacrée à l'explication de la méthode de Winkler.
- ✓ La deuxième partie présente des solutions non dimensionnelles pour les pieux verticaux soumis à des charges latérales.
- ✓ Quant à la troisième partie, il s'agit de l'application de la méthode pour expliquer l'influence de la variation des paramètres du sol, des résultats et des interprétations suivis d'une conclusion.

## 2 Équation différentielle pour une poutre sur fondation élastique

### 2.1 Modèle de Winker

La réponse d'une structure ou d'une fondation à un sol reste un problème délicat en raison du comportement complexe du sol. Il est en effet nécessaire de caractériser la rigidité du terrain pour effectuer une analyse d'interaction sol-structure [14]. Plusieurs chercheurs ont tenté de modéliser cette réponse en modélisant les bâtiments par l'équation linéaire d'une poutre élastique et le champ par une équation analytique également linéaire [15], Winkler (1867), Westergaard (1938), Pasternak (1954), FilonenkoBorodich (1940), Hetenyi (1946), Kerr

(1985) [16]. Le modèle définit le sol comme une pile de tranches indépendantes ; chaque tranche de sol est modélisée par un ressort latéral sur lequel repose le pieu [17]. La pression sur une tranche de sol ne dépend que du déplacement latéral de celle-ci et d'un coefficient de réaction du sol [18], appelé (kN m-3) en cas de chargement latéral :

$$p = K_n(z).y \quad (1)$$

$$\text{Ou } p = \frac{E_s}{d}.y \quad (2)$$

P: Réaction latérale du sol.

$E_s$  :Module de réaction du sol.

D :Diamètre du pieu.

y :le déplacement latéral.

$K_n$ :le coefficient de réaction du sol.

De plus l'équation d'une poutre sur un support élastiques s'écrit [19] :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} = -pd \quad (3)$$

En remplaçant la pression par son expression lorsque le chargement axial n'est pas pris en compte, d'après les 2 équations on obtient [20]:

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + k_n(z).d.y = 0 \quad (4)$$

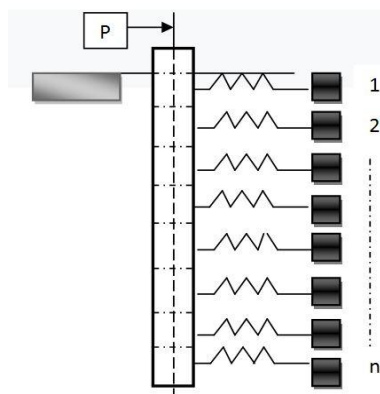


Figure 73: Modèle de Winkler dans le cas d'une sollicitation latérale

### 2.1.1 Non-dimensional solutions for vertical piles subjected to lateral loads

Matlock et Reese (1960) ont donné des équations pour la détermination de y,, M et p en tout point z le long de la pile, sur la base d'une analyse dimensionnelle [21] Les équations sont:

– **Déplacement**  $y = [\frac{P_t T^3}{EI}]A_y + [\frac{M_t T^2}{EI}]B_y$  (5)

– **Moment**  $M = [P_t T]A_m + [M_t]B_m$  (6)

– **Reaction du sol**  $p = [\frac{P_t}{T}]A_p + [\frac{M_t}{T^2}]B_p$  (7)

Où T est le facteur de rigidité relative exprimé en:

$$T = [\frac{EI}{m_h}]^{\frac{1}{5}} \quad (8)$$

For  $E_s = m_h x$  (9)

En general:

$$T = [\frac{EI}{m_h}]^{\frac{1}{m+4}} \quad (10)$$

Pour un pieu implanté dans l'argile:

$$m_h = \frac{125.C^{1.5} \sqrt{EI\gamma d}}{(1 + \frac{e}{d})^{1.5} P_t^{1.5} e} \quad (11)$$

$P_t$  :charge latérale (kN)

$M_t$  :Le moment appliqué en tête de pieu (kN m)

$EI$  :Rigidité à la flexion (kN m<sup>2</sup>)

$T$  :Le facteur de rigidité relative

$C$  :La cohésion kPa

$\gamma$  : Densité du sol (kN/m<sup>3</sup>)

$e$  :L'excentricité (m)

$d$  :Le diamètre du pieu.

Dans les équations (5) à (7), A et B sont les ensembles de coefficients non dimensionnels. Le principe de superposition pour la déviation d'un chargement latéral

Le pieu est représenté à la figure 2. Les coefficients A et B sont donnés en fonction du

coefficient de profondeur Z, exprimé par [23].

$$Z = \frac{x}{T} \quad (12)$$

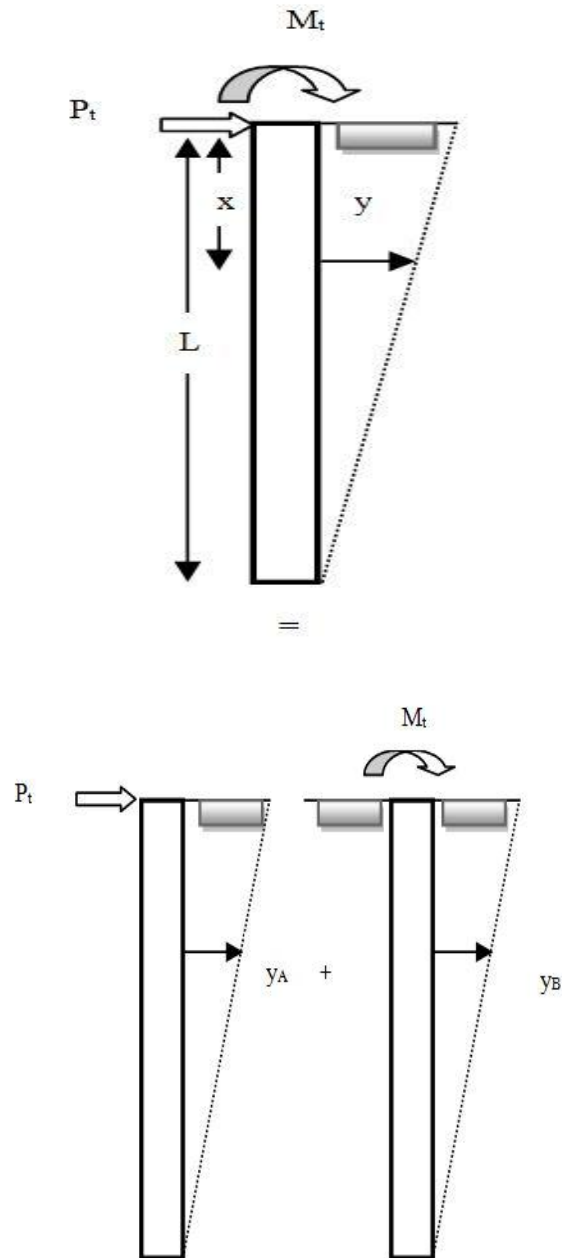


Figure 74 : Principe de superposition pour la déflexion des pieux chargés latéralement

### 3 Influence de la variation des paramètres caractéristiques du sol

Le calcul des pieux sous des charges horizontales est l'un des problèmes les plus compliqués de la mécanique des sols [24]. La complexité du mécanisme d'interaction du pieu et du sol, le mécanisme d'interaction du pieu et du sol, l'impossibilité d'observer visuellement le

comportement des pieux lors du chargement, l'absence dans certains cas d'instruments de mesure de la complexité de l'exécution. Les études expérimentales ont évidemment influencé les méthodes d'étude du fonctionnement des pieux sous charge horizontale: les études consacrées à ce problème ont laissé une large place à l'influence de la variation des paramètres caractéristiques du sol et du pieu [25]. Pieu en béton de 0,6 m de diamètre et 5 m de long. La valeur  $EI$  de la pile est de 158,96 MN m<sup>2</sup>.

Calculer la flèche de la pile au sol sous une charge latérale de 290 kN.

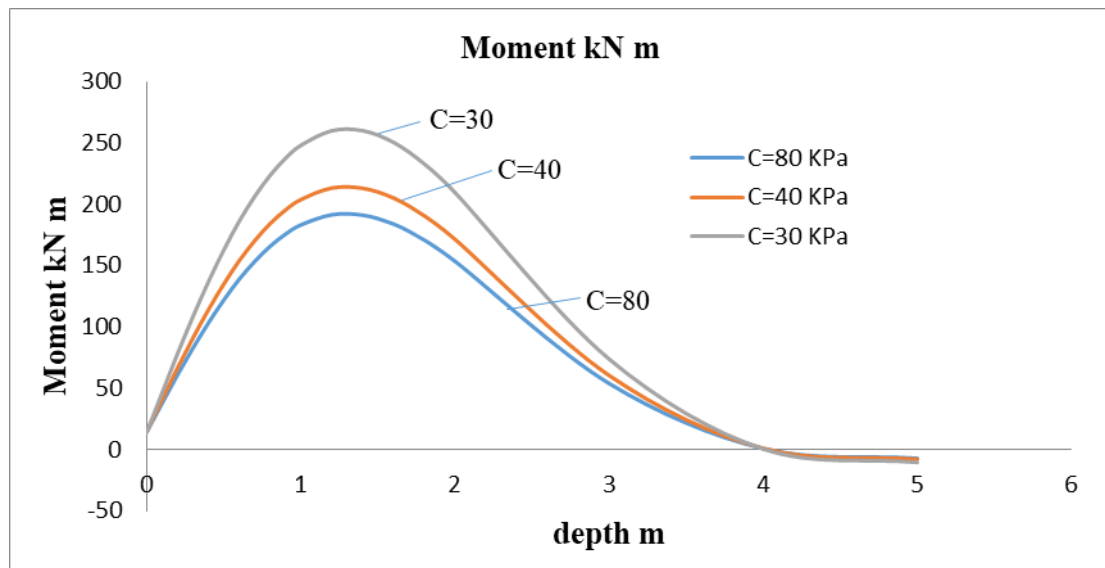


Figure 75 : variation du moment pour chaque valeur de C.

La figure 75 montre que le moment a la même allure pour chaque valeur de la cohésion, en tête de pile le moment est presque nul il augmente avec la profondeur puis il devient nul, on remarque que le moment augmente lorsque la cohésion diminue, pour  $c = 80$  kPa, le moment maximum est égal à 170 kN m, pour  $c = 40$  kPa, le moment maximum est égal à 200 kN m et pour  $c = 30$  kPa, le moment est égal à 250 kN m.

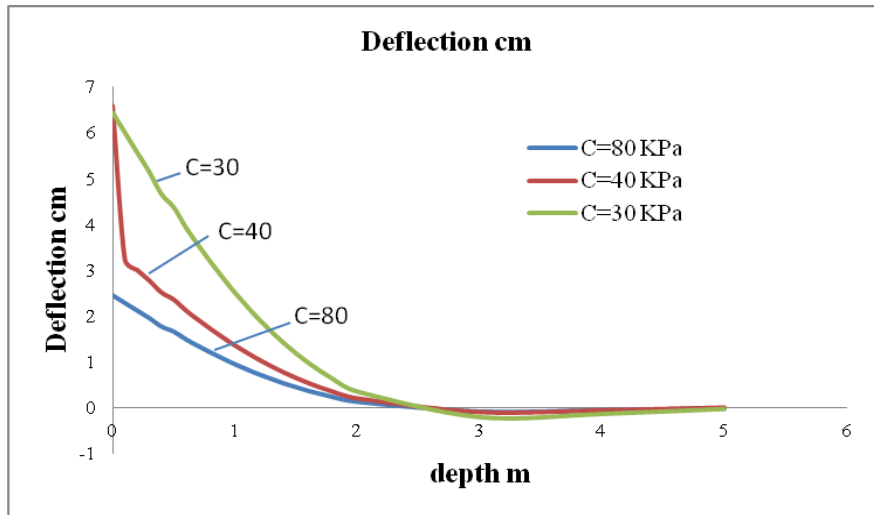


Figure 76 : variation du déplacement pour chaque valeur de C.

La figure 76 montre la variation du déplacement du pieu en fonction de la profondeur. Pour chaque valeur de la cohésion, le déplacement est maximal en tête du pieu, pour  $c = 80\text{kPa}$ , le déplacement égal à 2,5 cm, pour  $c = 40\text{kPa}$ . Déplacement maximal égal à 6 cm et pour  $c = 30\text{ MPa}$ , déplacement maximal égal à 7 cm, de sorte que le déplacement en tête du pieu augmente avec la diminution de la valeur de la cohésion.

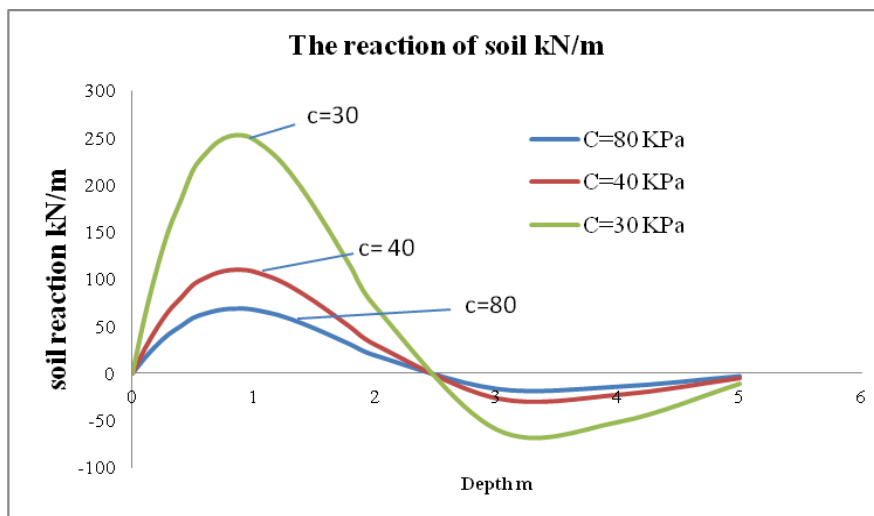


Figure 77 : variation de la réaction du sol pour chaque valeur de C.

La figure 5 montre la variation de la réaction du sol en fonction de la profondeur pour différentes valeurs de cohésion, pour  $c = 80\text{ kPa}$ , la réaction maximale du sol est égale à 60  $\text{kN} / \text{m}$ , pour  $c = 40\text{ kPa}$ , la réponse maximale du sol est égale à 100  $\text{kN} / \text{m}$  et pour  $c = 30\text{ MPa}$ , la réaction maximale dans le sol est égale à 250  $\text{kN} / \text{m}$ . Ainsi, lorsque la cohésion augmente, la réaction dans le sol diminue, nous notons également que cette valeur est égale à 0 pour la profondeur de 2,5 m, ce qui montre que c'est la position du point neutre.

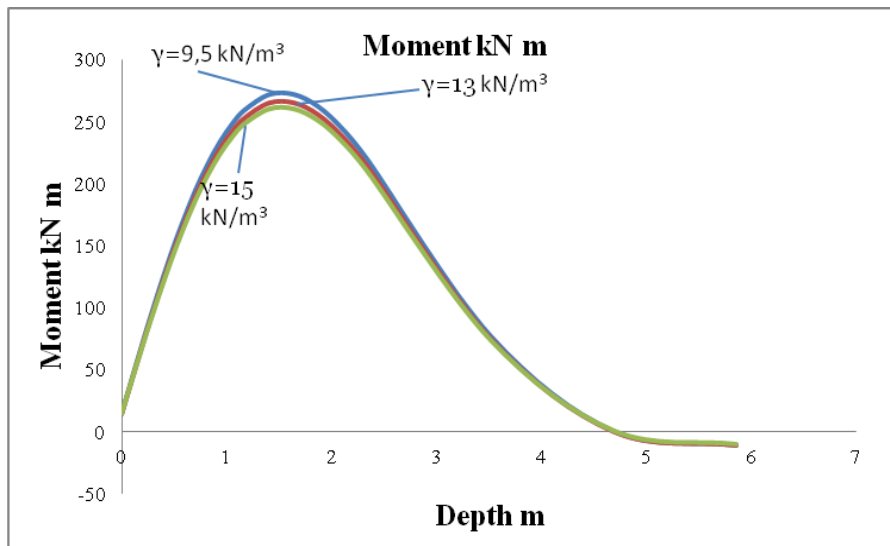


Figure 78 : Variation du moment pour chaque Valeur de  $\gamma$ .

La figure 78 présente la variation du moment en fonction de la profondeur pour différentes valeurs de densité du sol. Nous notons que le moment augmente lorsque la densité diminue mais de manière très faible, de sorte que la valeur maximale du moment reste la même pour la valeur différente de  $\gamma$ .

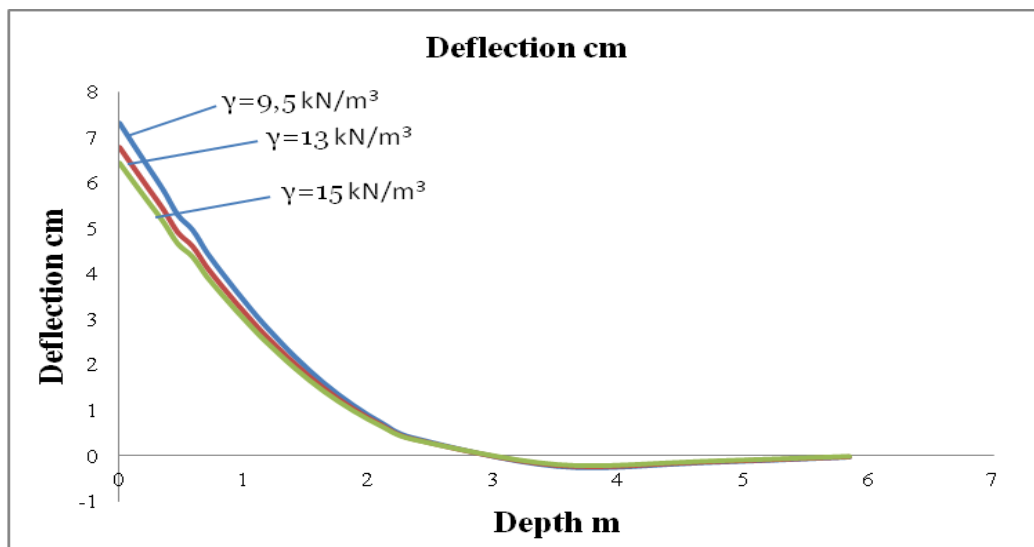


Figure 79 : variation du déplacement pour chaque valeur de  $\gamma$ .

La figure 79 montre que le déplacement en tête de pieu varie légèrement pour chaque valeur de la densité du sol, pour  $\gamma = 9,5 \text{ kN} / \text{m}^3$ , déplacement égal à 7,5 cm, pour  $\gamma = 13 \text{ kN} / \text{m}^3$ , le déplacement est égal à 7 cm et pour  $\gamma = 15 \text{ kN} / \text{m}^3$ , le déplacement est égal à 6,5 cm. Ainsi, de manière générale, le déplacement augmente avec la diminution de la densité du sol.

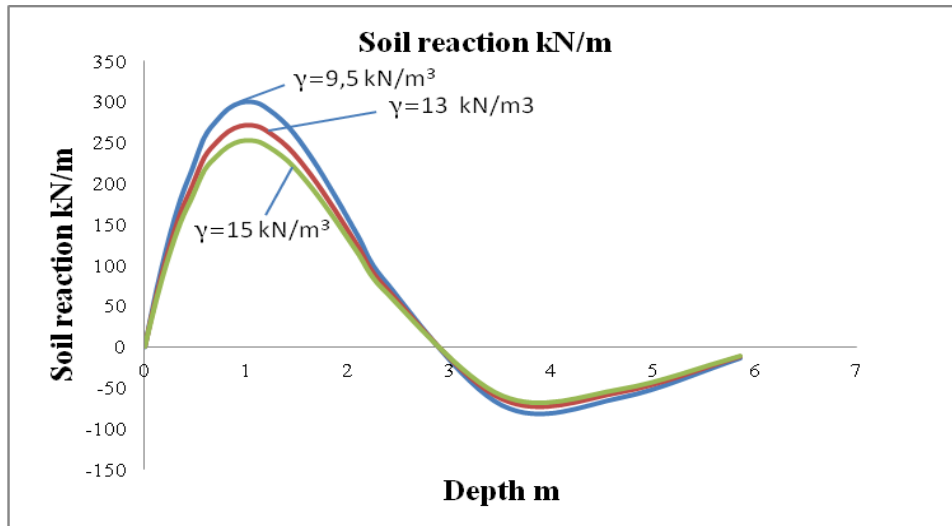


Figure 80: variation de la réaction du sol pour chaque valeur de  $\gamma$

La figure 80 montre la variation de la réaction du sol pour chaque densité de sol en fonction de la profondeur, en tête de réaction du sol en tas égal à 0, pour  $\gamma = 9,5 \text{ kN / m}^3$ , la valeur maximale de la réaction du sol égale à  $300 \text{ kN / m}$ , pour  $\gamma = 13 \text{ kN / m}^3$ , la réaction maximale dans le sol est égale à  $250 \text{ kN / m}$  et pour  $\gamma = 15 \text{ kN / m}^3$ , la valeur maximale de la réaction dans le sol est égale à  $240 \text{ kN / m}$ , la position du point neutre est égale à 3 m de profondeur.

Les résultats montrent que les variations du paramètre  $\gamma$  ont très peu d'effet sur le moment, la déflexion et la réaction du sol.

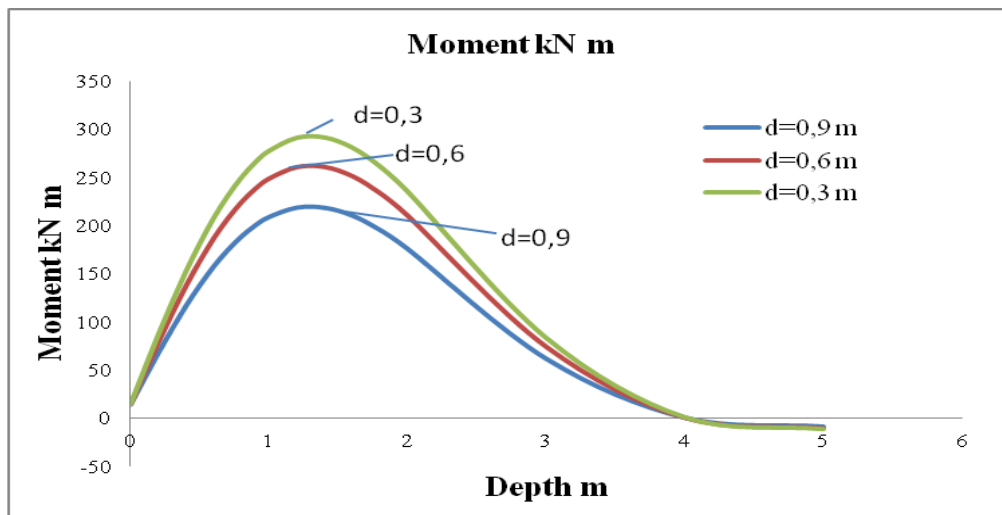


Figure 81: Variation du moment pour chaque Valeur de  $d$ .

La figure 81 montre la variation de Moment le long du pieu pour différentes valeurs de diamètre. Nous notons que lorsque le diamètre augmente, la valeur du moment maximal diminue, pour 0,9 m, le moment égal à  $200 \text{ kN m}$ , pour  $d = 0,6 \text{ m}$ . à  $250 \text{ kN m}$  et pour un moment maximal de 0,3 m égal à  $300 \text{ kN m}$ .

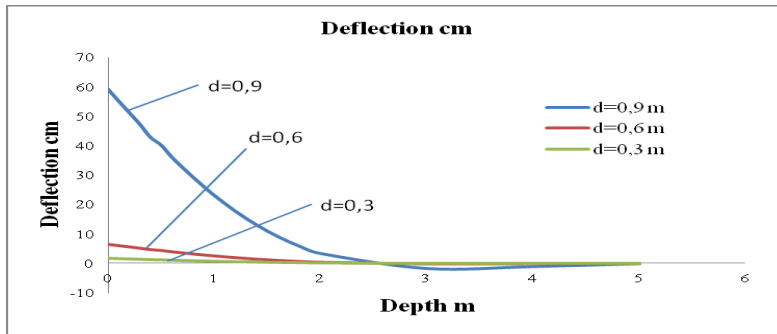


Figure 82: variation du déplacement pour chaque valeur de d.

La figure 82 montre que pour un diamètre  $d = 0,3$  m, nous avons un déplacement en tête de 60 cm, pour  $d = 0,6$  m, le déplacement égal à 7 cm et pour  $d = 0,9$ , le déplacement est de 2 cm.

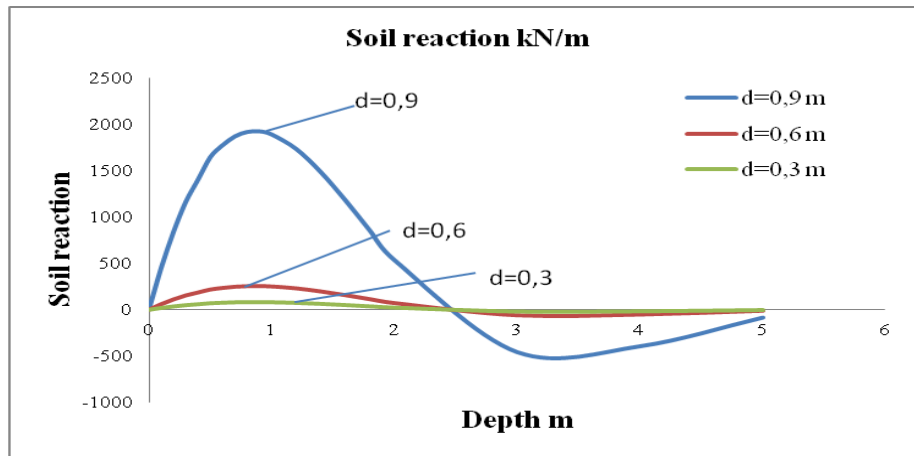


Figure 83: variation de la réaction du sol pour chaque valeur de d.

La figure 83 montre la variation de la réaction du sol en fonction de la profondeur de chaque diamètre. Lorsque le diamètre augmente, la réaction du sol diminue.

Le diamètre du pieu a une grande importance sur le comportement du pieu, les trois figures ci-dessus montrent que le moment, le déplacement et la réaction du sol augmentent avec la diminution du diamètre, de manière très remarquable.

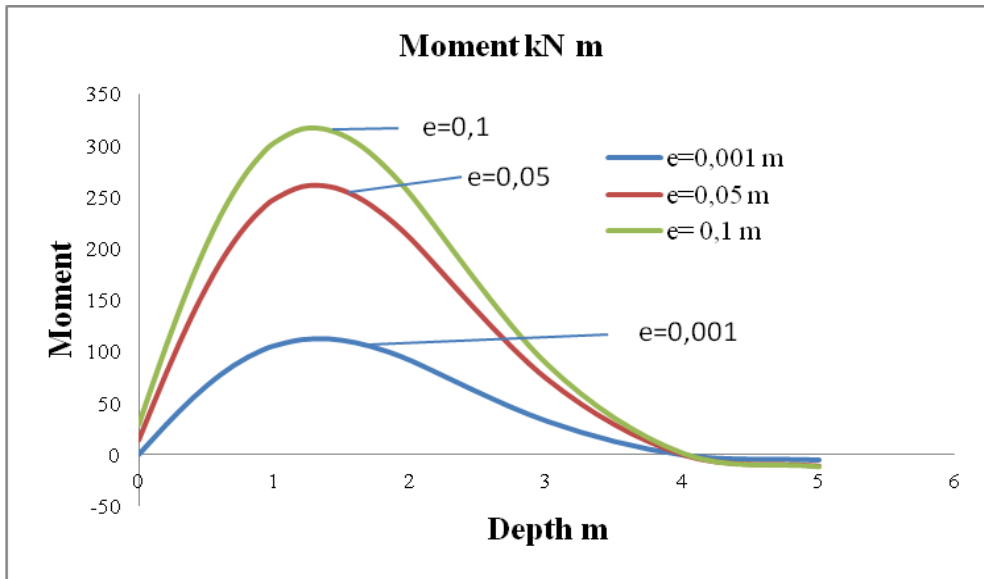


Figure 84 : Variation du moment pour chaque Valeur de e

La figure 84 montre l'effet de l'excentricité sur la variation du moment, pour  $e = 0,001\text{m}$ , le moment maximum égal à  $100\text{ kN m}$  pour  $e = 0,05\text{m}$ , le moment maximum égal à  $250\text{ kN m}$  et pour  $e = 0,1\text{m}$ , le moment maximum égal à  $300\text{kN m}$ , donc quand l'excentricité augmente, le moment augmente aussi.

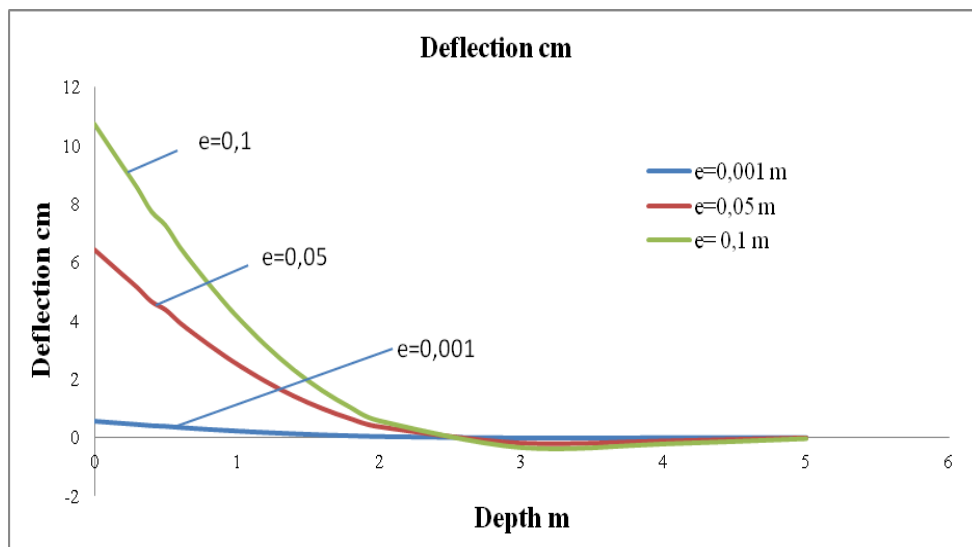


Figure 85 : variation du déplacement pour chaque valeur de e.

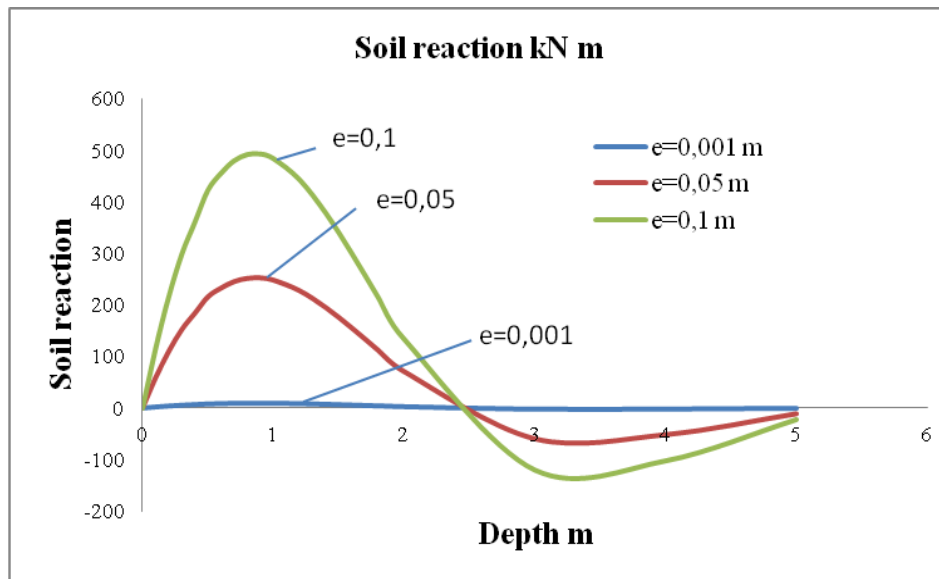


Figure 86 : variation de la réaction du sol pour chaque valeur de e.

L'excentricité a une influence très importante sur la stabilité d'un pieu soumis à une charge latérale, c'est le point d'application du chargement, l'effet de ce dernier augmente avec l'augmentation de la valeur de l'excentrement, donc le moment du déplacement et la réaction du sol augmente également comme indiqué aux figures 84, 85, 86.

## Conclusion

Nous avons présenté dans ce travail l'influence des paramètres caractéristiques du sol et ceux du pieu sur le comportement d'un pieu soumis à une charge latérale. En ce sens, Nous avons utilisé dans cette étude la méthode de « Matlock » pour exploiter la variation du moment, la réaction du sol mais aussi le déplacement en fonction de la variation des paramètres afin de déterminer le taux d'influence de chaque paramètre. Ainsi, nous avons pu extraire un ordre de priorité qui dépend de l'influence de chaque paramètre sur le comportement de la structure sol-pieu. S'agissant du diamètre, nous avons noté que lorsque le diamètre augmente la valeur du moment maximal diminue. Ainsi, pour un diamètre de  $d = 0,9$  m, le moment est égal à 200 kN m, pour  $d = 0,6$  m le moment maximal est égal à 250 kN m et pour 0,3 m le moment maximal égal à 300 kN m. Pour le déplacement, lorsque  $d = 0,3$  m, on a un déplacement en tête qui est égal à 60 cm, pour  $d = 0,6$  m, le déplacement est égal à 7 cm et pour  $d = 0,9$ , le déplacement est de 2 cm, chose qui démontre clairement que le déplacement diminue avec l'augmentation du diamètre. Concernant la réaction du sol, lorsque le diamètre augmente, la réaction du sol diminue, car il a un paramètre qui influe sur la rigidité de la structure, dans l'excentricité du second ordre qui est le point d'application du chargement, pour le moment, lorsque  $e = 0,001$  m le moment maximum égal à 100 kN m pour  $e = 0,05$  m le moment

maximum égal à 250 kN m et pour  $e = 0,1$  m le moment maximum égal à 300 kN m; ainsi, lorsque l'excentricité augmente, le moment augmente également, le déplacement et la réaction du sol augmente également la cohésion et enfin le poids volumique du sol.

Nous avons donc obtenu que le diamètre dans le paramètre le plus important pour étudier la stabilité d'une structure, ce résultat valide la méthode de Winkler adoptée pour modéliser la structure de pieux du sol, la méthode lie la charge latérale au déplacement par un coefficient qui dépend du diamètre ce qui donne la plus grande variation de déplacement.

Cette étude nous donne la possibilité d'avoir une idée sur la manière de choisir et de modifier les caractéristiques du système sol-pieu en fonction de leur priorité afin d'obtenir une structure résistante et rigide.

## Conclusion Générale

Nous avons présenté dans cette thèse une méthode numérique pour étudier l'interaction du système sol-pieu et le comportement d'un pieu soumis à une charge latérale. Par ailleurs, cette étude a permis de calculer la capacité de la charge du pieu, ainsi que le déplacement en tête. Toutefois, nous avons montré que le sol environnant subit des déformations autour du pieu, ce qui confirme que lorsqu'une charge pèse sur une fondation profonde, tout un mécanisme, marqué par des interactions entre le sol et la structure se produit.

Les solutions ont été basées sur une modélisation simplifiée de l'interaction sol-structure, notant que l'étude comportementale d'un pieu soumis à une charge latérale nécessite la détermination du coefficient de réaction du sol à partir des courbes p-y, en vue de démontrer que ce coefficient varie avec la variation de la profondeur. En ce sens, une méthode de calcul a été exposée au cours de ce travail, avec deux approches de calcul, la première a été basée sur une modélisation numérique aux différences finies, tandis que la seconde, a été fondée sur une étude théorique pour répondre au problème géotechnique de la détermination du coefficient de réaction du sol. Il convient de signaler, que les résultats de calcul de la méthode numérique ont été en très bon accord avec les résultats théoriques, ils montrent que le coefficient de réaction du sol varie avec la profondeur.

En outre, nous avons présenté l'influence des paramètres caractéristiques du sol et du pieu sur le comportement du pieu soumis à une charge latérale. Il convient de rappeler que, dans cette étude, nous avons utilisé la méthode de Matlock pour exploiter la variation du moment, la réaction du sol et le déplacement en fonction de la variation des paramètres, en vue de connaître le taux d'influence de chaque paramètre. Ainsi, à la fin de cette étude, nous avons exploité un ordre de priorité qui dépend de l'influence de chaque paramètre sur le comportement de la structure sol-pieu, en premier lieu le diamètre, nous avons noté que lorsque le diamètre augmente la valeur du moment maximal diminue, pour 0,9 m, le moment égal à 200 kN m, pour  $d = 0,6$  m le moment maximal égal à 250 kN m et pour 0,3 m le moment maximal égal à 300 kN m, pour le déplacement, lorsque  $d = 0,3$  m, on a un déplacement en tête égal à 60 cm, pour  $d = 0,6$  m, le déplacement égal à 7 cm et pour  $d = 0,9$ , le déplacement est de 2 cm. pour la réaction du sol lorsque le diamètre augmente, la réaction du sol diminue, car il a un paramètre qui influe sur la rigidité de la structure, dans

l'excentricité du second ordre qui est le point d'application du chargement. Pour le moment, lorsque  $e = 0,001$  m le moment maximum égal à 100 kN m, pour  $e = 0,05$  m le moment maximum égal à 250 kN m et pour  $e = 0,1$  m le moment maximum égal à 300 kN.m; ainsi, lorsque l'excentricité augmente, le moment augmente également, le déplacement et la réaction du sol augmente également la cohésion et enfin le poids volumique du sol.

Nous avons donc obtenu que le diamètre dans le paramètre le plus important pour étudier la stabilité d'une structure, ce résultat valide la méthode de Winkler adoptée pour modéliser la structure de pieux du sol, la méthode lie la charge latérale au déplacement par un coefficient qui dépend du diamètre ce qui donne la plus grande variation de déplacement.

Cette étude nous donne la possibilité d'avoir une idée sur la manière de choisir et de modifier les caractéristiques du système sol-pieu en fonction de leur priorité afin d'obtenir une structure résistante et rigide.

Il sied de préciser que l'étude de la réaction des pieux ne s'arrête pas, puisque les méthodes sont toujours en cours de développement, sans épargner l'amélioration des logiciels en matière de performances et de la réduction de leur intervalle d'incertitude. Toutes ces méthodes analytiques aussi bien que numériques, ayant pour objectif la facilitation de la modélisation de ces fondations, et la réalisation d'une structure plus stable et plus rigide, restent timides devant l'effet de la variation des caractéristiques du sol, avec les changements climatiques.

Donc puisque ces études sont principalement basées sur les paramètres caractéristiques du sol, on aura toujours besoin non seulement d'un rapport géotechnique récent, mais il faut également que la cartographie ou l'opération de zonage soit toujours mise à jour par l'institution concernée. En effet, le rapport géotechnique contient des résultats basés sur des coefficients dépendant d'une telle zone concernée, alors que cette dernière ne garde pas toujours les mêmes caractéristiques, suite aux changements climatiques. Donc la vérification de ces paramètres est nécessaire pour que l'étude de la stabilité d'une structure soit plus fiable, afin d'éviter toute incidence.

## Liste des références

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

10-15, pp 187–188.

Bhushan, K. et Haley, S. C. (1980) *Development of computer program using p-y data from load test results for lateral load design of drilled piers*, A research report prepared for Woodward-Clyde Consultants Professional Development Committee, San Francisco, California.

Bhushan, K., Lee, L. J. et Grime, D. B. (1981) *Lateral load tests on drilled piers in sand*, Proceedings of a Session on Drilled Piers and Caissons, sponsored by the Geotechnica Engineering Division at the ASCE National Convention, St. Louis, Missouri, pp. 131-143.

Britto, A. M. et Gunn, M.J. (1987) *Critical state soil mechanics via finite elements*, Chichester U.K.: Ellis Horwood Ltd, 734 pages.

Brown, D. A., Reese, L. C. et O'Neill, M.W. (1987) *Cyclic lateral loading of a large scale pile group*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113, No. 11, pp 1326-1343.

Brown, D. A., Morrison, C. et Reese, L. C. (1988) *Lateral load behavior of pile group in sand*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 114, No. 11, pp 1261-1276.

Brown, D.A. et Shie, C.F. (1991) *Evaluation of the relative influence of major parameters for laterally loaded piles in three dimensional finite element models*, Civil Engineering Department, Harbert Engineering Center. Auburn University, Alabama, 469 pages.

Billiaux, D. et Cundall, P. A. (1993) *Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens*, Revue française de Géotechnique, Vol. 63, pp 9-21.

Bransby, MF. (1999) *Selection of p-y curves for the design of single laterally loaded piles*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 23, No. 15, pp 1909-1926.

Bransby, M.F. et Springman, S.M. (1999) *Selection of load-transfer functions for passive lateral loading of pile groups*, Computer and Geotechnics Journal, Vol. 24, No. 3, pp 155–184.

Cox W. R., Reese L. C. et Grubbs B. R. (1974) *Field testing of laterally loaded piles in sand*, Proceedings of the 6<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, paper no.

OTC 2079, 14 pages.

Craig, R.F. (1997) *Craig's soil mechanics*, E & FN Spon, an imprint of Chapman & Hal, 458 pages.

Craig, W.H. (1984) *Installation studies for model piles*, Proceeding Symposium on Application of centrifuge modelling to geotechnical design, University of Manchester, pp 440-455.

Chen, L. et Poulos, H.G. (1993) *Analysis of pile-soil interaction under lateral loading using infinite and finite elements*, Computers and Geotechnics Journal, Vol. 15, No. 4, pp 189- 219.

Chen, C.Y. et Martin, G.R. (2002) *Soil–Structure Interaction for Landslide Stabilizing Piles*, Computers and Geotechnics Journal, Vol. 29, pp 363–386.

Coduto, D.P. (1994) *Foundation Design: Principles and Practices*, Prentice Hall, 883 pages.

Comodromos, E.M. et Pitilakis, K. D. (2005) *Response evaluation for latérally loaded fixed-head pile groups using 3D non-linear analysis*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 29, No. 10, pp 597-625.

Comodromos, E.M. (2013) *Response prediction for latérally loaded pile groups*, Journal of Geotechnical Engineering, Southeast Asian Geotech Society, pp 123–33.

CISC: Canadian Institute of Steel Construction. (2011) *Handbook of Steel Construction-Hollow structural sections G40.20-Round*, 10<sup>th</sup> Edition, 1096 Pages.

Davisson, M. T. et Robinson, K. E. (1965) *Bending and buckling of partially embedded piles*, 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp 243–246.

Davisson, M. T. (1970) *Lateral load capacity of piles*, Highway Res. Rec. 333, pp 104-112.

Demers, B. (1980) *Résistance cyclique d'une argile extra-sensible*, Thesis M.Sc., Université de Sherbrooke, Quebec, Canada.

Donath, A.D. (1981) *Untersuchungen über den erddruck auf stützwaende*, Zeitschrift für Bauwesen.

Dobry, R., O'Rourke, M.J., Rosset, J.M. et Vicente, E. (1982) *Latéral stiffness and damping*

*of single piles*, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT3, pp 439-459.

De Gennaro, V. (1999) *Étude du comportement mécanique des interfaces sol-structure : Application à l'analyse du comportement des pieux*, Thèse de l'ENPC, 427 pages.

Dodds, A.M. et Martin, G.R. (2007) *Modeling pile behavior in large pile groups under lateral loading*. Technical Report MCEER-07-0004, 16 Avril 2007.

Evans, L. T. (1954) *Bearing piles subjected to latéral loads*, Symposium on Lateral Load Tests in Piles, ASTM Special Technical Publication No. 154, ASTM, West Conshohocken, PA, pp30–35.

Ellis, E.A., Durrani, I.K. et Reddish, D.J. (2010) *Numerical modeling of discrete pile rows for slope stability and generic guidance for design*, Geotechnique, Vol. 60, No. 3, pp 185–195.

Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. et Elson, W.K. (1992) *Piling engineering*, Surrey University Press, London, 408 pages.

Federal Highway Administration. (1997) *Design and construction of driven pile foundations*, Workshop Manual – Vol. I, No. 13, Washington, D.C., 830 pages.

Francis, R. (1997) *Étude du comportement mécanique des pieux modèles en chambre d'étalonnage*, Application aux effets de groupe. Thèse de l'ENPC, 383 pages.

Fan, C.C. et Long, J.H. (2005). *Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand*, Computers and Geotechnics, Vol. 32, pp 274-289

Gibson, R.E. et Anderson, W.F. (1961) *In situ measurement of soil properties with the pressuremeter*, Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 56, No. 658 pp 615-618.

Goryunov, B. F. (1973) *Analysis of piles subjected to the combined action of vertical and latéral loads*, Journal of Soil Mech. Found. Eng., Vol. 10, pp 10–13.

Georgiadis, M. et Butterfield, R. (1982) *Laterally loaded pile behaviour*, Journal of Geotechnical. Eng.-ASCE, Vol. 108, No. 1, pp 155-165.

Georgiadis, M. et Saflekou, S. (1990) *Piles under axial and torsional loads*, Computers and Geotechnics Journal, Vol. 9, pp 291-305.

Gilbert, C. (1995) *Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure*, Revue Française de Géotechnique, No. 7, pp. 3-9.

Hetenyi M. (1946) *Beams on Elastic Foundation; Theory with Applications in the Fields of Civil and Mechanical Engineering*, The University of Michigan press, Ann Arbor, 255 pages.

Horvath, J.S. (1984) *Simplified elastic continuum applied to the laterally loaded pile problem- Part 1: Theory. Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance*, American Society for Testing and Materials, pp 112-121.

Hadjadji, T. (1993) *Analyse du comportement expérimental des pieux sous chargements horizontaux*, Thèse de doctorat de l'École Nationale de Ponts et Chaussées, Paris, France, 307 pages.

Hazzar, L., Karray, M., Bouassida, M. et Hussien, M.N. (2013a) *Ultimate lateral resistance of piles in cohesive soil*, [Deep Foundations Institute Journal, Vol. 7, Issue 1, pp 44-52.](#)

Hazzar, L., Karray, M., Hussien, M.N. et Bouassida, M. (2013b) *Three dimensional modeling of a pile group under static lateral loading using finite differences method*, GeoMontreal2013, Montréal, Québec, September 29 - October 3, paper 201.

Hussien, M.N., Tobita, T., Iai, S. et Rollins KM. (2010) *Soil-pile separation effect on the performance of a pile group under static and dynamic lateral load*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 47. No. 11, pp 1234–1246.

Hussien M.N., Tobita T., Iai S. et Rollins, K.M. (2012) *Vertical load effect on the lateral pile group resistance in sand response*, An International Journal of Geomech. Geoen., Vol. 7, No. 4, pp 263–282.

Hussien, M.N., Tobita, T., Iai, S. et Karray, M. (2014) *On the influence of vertical loads on the lateral response of pile foundation*, Computers and Geotechnics Journal, Vol. 55, pp 392–403.

Itasca (2009) *User's and theory manuals of FLAC3D: Fast Lagrangian analysis of continua in 3D, version 4*, Minneapolis, Itasca Consulting Group Inc 2009.

Itasca (2010) *User's and theory manuals of FLAC: Fast Lagrangian analysis of continua in 2D, version 6*, Minneapolis, Itasca Consulting Group Inc 2010.

Jamiolkowski, M. et Garassino, A. (1977) *Soil modulus for laterally loaded piles*, Proc., 9<sup>th</sup>

Int. Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering. Tokyo, pp87-92.

Jain, N. K., Ranjan, G. et Ramasamy, G. (1987) *Effect of vertical load on flexural behavior of piles*, Geotechnical Eng. Journal, SEAGS, Vol. 18, pp 185–204.

Jardine, R.J. et Chow, F.C. (1996) *New design methods for offshore piles*, MTD Publication 96/103, 96/103, London, MTD, 48 pages.

Kubo, K. (1965) *Experimental study of the behavior of laterally loaded piles*, Proceeding, 6<sup>th</sup> International conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, QC.

Kasch, V.R. (1977) *Lateral load test of drilled shaft in clay*, Research report 211-1. Texas Transportation Institute, Texas A&M University, 97 pages.

Karasev, O.V., Talanov. G.P. et Benda, S.F. (1977) *Investigation of the work of single situ-cast piles under different load combinations*, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 14, No. 3, pp 173–177.

Karthigeyan, S., Ramakrishna, V.V.G.S.T. et Rajagopal, K. (2006) *Influence of vertical load on the lateral response of piles in sand*, Computers and Geotechnics Journal, Vol. 33, No.2, pp 121–131.

Karthigeyan, S., Ramakrishna, V.V.G.S.T. et Rajagopal, K. (2007) *Numerical investigation of the effect of vertical load on the lateral response of piles*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 133, No. 5, pp 512–521.

Kanagasabai, S. (2010) *Three Dimensional Numerical Modeling of Rows of Discrete Piles used to Stabilise Large Landslides*, Thesis for the degree of Doctor of Philosophy. University of Southampton, 217pages.

Liang, R.Y. (1997) *Pressuremeter to predict the lateral load capacity of drilled shafts on slopes*, A research report submitted to the Ohio Department of Transportation and FHWA, 594 pages.

Liang, R.Y. (1998) *Development and implementation of new driven piles technology*, The Ohio Department of Transportation and the US Department of Transportation, Federal Highway Administration, 502pages.

Liang, R.Y. (2000) *Instrumentation, monitoring and testing at the CUY-90-15.24 central viaduct project*, A research report submitted to the Ohio Department of Transportation and

FHWA, 568 pages.

Liang, R.Y. (2002) *Drilled shaft foundations for noise barrier walls and slope stabilization*, Final Report, FHWA/OH-2002/038, ODOT, 260 pages.

Lee, J., Monica, P. et Rodrigo, S. (2011) *Experimental investigation of the combined load response of model piles driven in sand*, Geotechnical Testing Journal, Vol. 34, No. 6, pp 653-667.

Mindlin R.D. 1936. Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid, Physics. pp 195-202.

Ménard, L. (1962) *Comportement d'une fondation profonde soumise à des efforts de renversement*, Sols-Soils, vol. 13, pp 9-27.

Ménard, L., Bourdon, G. et Gambin, M. (1969) *Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité latéralement en fonction des résultats pressiométriques*, Sols-Soils, Vol. 22-23, pp 16-29.

Matlock, H. et Reese, L.C. (1962) *Generalized solutions for laterally loaded piles*, Journal of Soil Mechanics and Foundations, ASCE, Vol.127, pp 1220-1251.

Matlock H. (1970) *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*, Journal Soil Mechanics and Foundations, ASCE, No. SM5, pp 63-91.

Meyerhof, G.G. et Ranjan, G. (1973) *The bearing capacity of rigid piles under inclined loads in sand. II: Batter piles*, Canadian Geotechnical Journal, Vol.10, pp 71-85.

Meyerhof, G.G. et Yalcin, A.S. (1994) *Bearing capacity of flexible batter piles under eccentric and inclined loads in layered soil*, Canadian Geotechnical Journal, Vol.31, pp 583-590.

Meyer, B.J. et Reese, L.C. (1979) *Analysis of single piles under lateral loading*, Research Report 244-1 Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, 181 pages.

Madhav, M. R. et Sarma, C.P.K. (1982) *Analysis of axially and laterally loaded long pile*, Proceedings of the Second International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, Institution of Civil Engineers (ICE), Austin, TX, pp 577-596.

Mesri, G. (1993) *Initial investigation of the soft clay test site at Bothkennar*, Géotechnique, Vol. 43, No. 3, pp 503-504.

Murff, J.D. et Hamilton, J.M. (1993) *P-Ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles*, Journal of Geotechnical Engineering., Vol. 119, No. 1, pp 91-107.

McVay, M., Casper, R. et Shang, T.-I. (1995) *Lateral response of three-row groups in loose to dense sands at 3D and 5D pile spacing*, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 5, pp 436–441.

McVay, M.C., Zhang, L.M., Molnit, T. et Lai, P.W. (1998) *Centrifuge testing of large laterally loaded pile groups in sands*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.124, No.10, pp1016–1026.

Mohan, V.K., Shailendra, N.E. et Sreerama, K. (2001) *Lateral loads on piles and pier*, Computer methods and advances in Geomechanics, pp 1501-1505.

Nusairat, J., Liang, R., Engel, R., Hanneman, D., Abu-Hejleh, N. et Yang, K. (2004) *Drilled shaft design for sound barrier walls, signs, and signals*, Final Report, CDOT-DTD-R-2004-8, Colorado Department of Transportation, 416 pages.

Meera, R. S., Shanker, K. et Basudhar, P. K. (2007) *Flexural response of piles under liquefied soil conditions*, Geotech. Geolog. Eng., Vol. 25, No. 4, pp 409–422.

Mroueh, H. et Shahrour, I. (2009) *Numerical analysis of the response of battered piles to inclined pullout loads*, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 33, pp 1277-1288.

MCIF: Manuel Canadien de l'Ingénierie des Fondations. (2013) (4<sup>e</sup>Éd.), Richmond, B.C., Canadian Geotechnical Society, 558 pages.

Ottaviani, M. (1975) *Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups*, Géotechnique, Vol. 25, No. 2, pp 159–174.

Poulos H.G. (1971) *Behaviour of laterally loaded piles: I-single piles*, Journal Soil Mech Found Div, ASCE, Vol. 5, No. 97, pp 711–31.

Poulos, H.G. et Davis, E.H. (1980) *Pile foundation analysis and design*, Wiley: Singapore, 410pages.

- Pise, P. J. (1975) *Investigations on laterally loaded pile groups*, Symposium on Recent Developments in the Analysis of Soil Behavior and their Application to Geotechnical Structures, July 14-18, University of New South Wales, Australia, pp 129–144.
- Roscoe, K.H. (1957) *A comparison of tied and free pier foundations*, 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundations, pp 419-423.
- Roscoe, K.H. et Burland, J.B. (1968) *On the generalized stress-strain behavior of 'Wet Clay'*, Engineering Plasticity, Cambridge University Press, New York, pp 535-609.
- Robinsky, E.I. et Morrison, C.F. (1964) *Sand displacement and compaction around model friction piles*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 2, pp 81-93.
- Reddy, A. et Ramasamy, G. (1973) *Analysis of an axially and laterally loaded tapered pile in sand*, Journal of Soils Foundation, Vol. 13, No. 4, pp 15–27.
- Reese, L. C., Cox, W.R. et Kooper, F.D. (1974) *Analysis of laterally loaded piles in sands*, Proc. 6<sup>th</sup> Annual Offshore Technology conference, Huston, Texas, OTC. 2080, pp 437-483.
- Reese, L.C. et Welch, R.C. (1975) *Lateral loading of deep foundations in stiff clay*, Journal of Geotech. Engrg. Div., ASCE, Vol. 101, No. 7, pp 633-649.
- Reese, L.C. (1977) *Laterally loaded piles: Program documentation*. Journal of Geotech. Eng. Div., ASCE. Vol. 103, No. GT4, pp 287-305.
- Reese, L.C. et Sullivan, W.R. (1980) *Documentation of Computer program COM624*, Austin: Geotechnical Engineering Center, the University of Texas at Austin, 234 pages.
- Reese, L.C. et Van Impe, W.F. (2001) *Single piles and pile groups under lateral loading*, A. A. Balkema, Rotterdam, 508 pages.
- Reese, L. C., Isenhower, W. M. et Wang, S.-T. (2006) *Analysis and design of shallow and deep foundations*, John Wiley & Sons, Inc., 608pages.
- Randolph, M.F. et Wroth, C.P. (1978) *Analysis of deformation of vertically loaded piles*, Journal of Geotech Eng, ASCE; Vol. 104, No. 12, pp 1465–1488.
- Rao, S.N. et Veeresh, C. (1994) *Influence of pile inclination on the lateral capacity of batter*

*piles in clay*, 4<sup>th</sup> International Offshore and Polar Engineering Conference, Osaka, Japan, 10–15 April 1994. Edited by J.S. Chung, B.J. Natvig, and B.M. Das, ISOPE, Golden, Co., USA, pp 498–503.

Rollins, K.M., Peterson, K.T. et Weaver, T.J. (1998) *Lateral load behavior of full-scale pile group in clay*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 124, No. 6, pp 468–478.

Rollins, K.M., Lane, J.D. et Gerber, T.M. (2005) *Measured and computed lateral response of a pile group in sand*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 131, No. 1, pp103–114.

Remaud, D. (1999) *Pieux sous charges latérales: Étude expérimentale de l'effet de groupe*, Thèse de l'École Centrale Nantes, France, 328 pages.

Sorochan, E.A. et Bykov, V.I. (1976) *Performance of groups of cast-in Pl. piles subjected to latéral loading*, Soil Mech. Found. Eng., Vol. 13, No. 3, pp 157–161.

Sherif, M.A., Ishibashi, I. et Lee, C.D. (1982) *Earth pressure against rigid retaining walls*, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT5, pp 679-695.

Stuckrath, L. (1992) *A study of pile behavior in different soil types including installation effects*, thèse de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 238 pages.

Shakhirev, V., Magnan, J.-P. et Ejjaouani, H. (1996) *Étude expérimentale du comportement du sol lors du fonçage des pieux*, Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol. 206, pp 95-116.

Tschebotarioff, G.P. (1953) *The resistance to the lateral loading of single piles and of pile groups based on the results of model tests*. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication STP154, Philadelphia, Pa., USA, pp 38–48.

Terzaghi, K. (1955) *Evaluation of coefficients of subgrade reaction*, Géotechnique, Vol. 5, pp 297-326.

Turner, J. P., Kulhawy, F. H. et Charlie, W. A. (1987) *Review of load tests on deep foundations subjected to repeated loading*, Report EL-5375, Electrical Power Res. Inst., Palo Alto, Calif., Aug.

Tobita, T., Iai, S. et Rollins, K.M. (2004) *Group pile behavior under lateral loading in*

*centrifuge model tests*, International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Vol. 4, No. 4, pp 1–11.

Valsangkar, A.J., Rao, N.S.V.K., et Basudhar, P.K. (1973) *Generalized solutions of axially and laterally loaded piles in elasto-plastic soil*, Journal of Soils Foundation, Vol. 13, No. 4, pp 1–14.

Vesic, A. (1977) *Design of pile foundations*, National cooperative highway research program synthesis of highway practice, Report No. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C., 68 pages.

Winkler, E. (1867) *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit*, Prag, Dominicus.

Wood, D. (1990) *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, New York, 488 pages.

Wang, S.T. et Reese, L.C. (1993) *COM624 Laterally loaded pile analysis program for the microcomputer*, FHWA-SA-91-048, Computer Program Documentation, 487 pages.

Yang, Z. et Jeremi, B. (2002) *Numerical analysis of pile behaviour under lateral loads in layered elastic–plastic soils*, International Journal Numerical Anal. Meth. Geomech, Vol. 26, pp 1385–1406.

Zhukov, N.V. et Balov, I.L. (1978) *Investigation of the effect of a vertical surcharge on latéral displacements and resistance of pile columns to latéral loads*, Journal of Soil Mechanics Foundation Engineering, Vol. 15, No. 10, pp 16–21.

Zhang, L. et Hu, T. (1991) *Modeling of residual stresses of large piles in centrifuge*, Int. Conf., Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp 237–243.

Zhang, L., McVay, M.C., Han, J.H. et Lai, P.W. (1999) *Centrifuge modeling of laterally loaded single battered piles in sand*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, No. 6, pp 561-575.

Zhang, L.M., McVay, M.C., Han, S.J., Lai, P.W. et Gardner, R. (2002) *Effects of dead loads on the lateral response of battered pile groups*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, No. 3, pp561-575.

Zhu, H., Chang, M.F. (2002) *Load transfer curves along bored piles considering modulus degradation*, J Geotech GeoenvironEng, ASCE, Vol. 128, No. 9, pp 764–774.

- O. Benzaria, A. Puech, A. Le Kouby, Essais cycliques axiaux sur des pieux forés dans l'argile surconsolidée des Flandres, *Proc.18th ICSMGE, Paris, France, 2013*.
- L. Hazzah, Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales, Ph.D. dissertation, *Sherbrooke Univer., Quebec, Canada, 2014*.
- H. Taleb, A. Berga., Finite Element Analysis of Slope Stability Reinforced with Pile, *International Review of Civil Engineering (IRECE), 8 (1), pp. 25-33, 2017*.
- M. Y. Fattah, À. A. Al-Saidi, M. M. Jaber, Characteristics Of Clays Stabilized with Lime-Silica Fume Mix, *Italian Journal of Geosciences, 134(1): 104-113, 2015*.
- O. Benzaria, A. Puech, A. LE Kouby, Effet du mode de mise en place sur le comportement statique de pieux dans l'argile fortement surconsolidée des Flandres, *Proc.18th ICSMGE, Paris, France, 2013*.
- H. Matlock, S. C. Foo, Axial analysis of piles using a hysteretic and degrading soil model. Proc. Conf. Numer. Methods in *Offshore Piling, pp. 165-185; London, 1979, Inst. Civil Engrs*.
- S. Messast, Calcul des déplacements d'un pieu soumis à des charges dynamiques, Ph.D. dissertation, *Badji MothtarUniver., Annaba, Algérie, 2007*.
- J. SCHNEIDER, X. XU ,B. LEHANE , Database Assessment of CPT-Based Design Methods for Axial Capacity of Driven Piles in Siliceous Sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 134, no 9, p. 1227-*
- A. GUEFRECHA, G. RAULT, N. CHENAF, L. THOREL, J. GARNIER, A. PUECH, et al., stability of cast in place piles in sand under axial cyclic loading, *proc.7th Int. conf. Offshore Site investigation and Geotechnics, p. 329-334, 2012*.
- R. API, 2GEO (1<sup>st</sup> Edition) Geotechnical and foundation design considerations, American Petroleum Institute, *page 120, Washington, DC, USA, 2011*.
- E. DELFOSSE-RIBAY, I. DJERAN-MAIGRE, R. CABRILLAC, D. GOUVENOT, Shear modulus and dampingratio of grouted sand, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering vol.24, no 6, p. 461-471, Elsevier, 2004*.
- F. ROSQUOET, L. THOREL, J. GARNIER, Pile in sand under lateral loading, Development of degradation laws for describing cyclic load effects, *Design for cyclic loading; Piles and*

other foundations, *Proceeding of TC 209 Workshop-18th ICSMGE*, p 89-93, 2013.

M. KHEMAKHEM, N. CHENAF, J. GARNIER, C. FAVRAUD, P. GAUDICHEAU et al., Development of degradation laws for describing cyclic lateral response of piles in clay, Offshore site investigation and geotechnics; Integrated Technologies-Present and Future, *Society of Underwater Technology*, 2012.

A. Rezaian, Time-Cost-Quality-Risk of Construction and Development Projects or Investment. Middle-East, *Journal of Scientific Research*, 10(2), pp. 218-223, 2011.

M. Malekzadeh, H. Bilsel, Hydro-mechanical Behavior of Polypropylene Fiber Reinforced Expansive Soils KSCE, *Journal of Civil Engineering*, 18(7), 2028-2033, 2014.

M. Al-Mukhtar, S. Khattab, J-F. Alcover Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil, *Engineering Geology*, 139-140, 2012.

F. Emmert, R. S. Pereira, E. P. Miguel, F. Conceição ,M. Mota, H. Angelo, A. T. do Vale, M. P. O. Machado, M. E. Nappo and I. S. Martins, Improving geotechnical properties of a sand-clay soil by cement stabilization for base course in forest roads, *African Journal of agricultural*, 12(30), pp. 2475-2481, 27 July, 2017.

M. Mavroulidou, X. Zhang , M. J. Gunn ,Z. Cabarkapa, Water Retention and Compressibility of a Lime- Treated, high Plasticity Clay, *Geotech GeolEng* (2013).

D. Latif , A. Rifa'i, K. Suryolelono, Impact of Volcanic Ash and Lime Adding on Expansive Soil for Subgrade Layer, *International Review of Civil Engineering (IRECE)*, 8 (5), pp. 255-260, 2017.

R. Nini, M. Chalhoub, Effect of Soil Drainage on California Bearing Ratio of Soaked Clay, *International Review of Civil Engineering (IRECE)*, 7 (4), pp. 92-95, 2016.

M. Fattah, W. Hassan, S. Rasheed, Effect of Geocell Reinforcement above Buried Pipes on Surface Settlement, *International Review of Civil Engineering (IRECE)*, 9 (2), pp. 86-90, 2018.

F. Emmert, R.S. Pereira, E.P. Miguel, F.C.M. Mota, H. Angelo, A.T. do Vale, M.P.O. Machado, M.E. Nappo, I.S. Martins, Improving geotechnical properties of a Sand-clay soil by cement stabilization for base course in forest roads, *African Journal of Agricultural Research*, Vol. 12(30), pp. 2475-2481, 27 July, 2017.

M. R. Asgari, A. D. Baghebanzadeh, M. Bayat, Experimental study on stabilization of a low plasticity Clayey soil with cement/lime, *Arabian Journal of Geosciences*, 8(3): 1439-1452, 2015.

Fast lagrangian analysis of continuain 3 dimensions manual.

V.B .Shakhirev., H .Ejjaaouani, Étude expérimentale de pieux rigides courts soumis à des charges horizontales. *Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris*, n° 196, mars-avril, pp. 27-41, 1995.