REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA)



THÈSE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

THÈME

Apport de l'essai SPT au dimensionnement des pieux isolés sous charge latérale monotone – analyse expérimentale et numérique des courbes de réaction P-Y

Présentée par

LAOUEDJ Abdesselem

Devant le jury composé de :

MELBOUCI Bachir BOUAFIA Ali BOUDLAL Omar BOUAFIA Youcef NECHNECH Ammar Professeur, UMMTO Professeur, Université de Blida MCA, UMMTO Professeur, UMMTO Professeur, USTHB Président Rapporteur Examinateur Examinateur

Années universitaire 2017 - 2018

REMERCIEMENTS

En premier lieu, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements les plus sincères à mon encadreur le Professeur BOUAFIA Ali qui m'a offert le privilège de travailler sous sa direction depuis le Master et pendant ces années de doctorat. Je tiens à le remercier également pour m'avoir fait découvrir le domaine des fondations profondes, pour m'avoir initié à la détection et à l'analyse des pieux sous chargement latéraux, ainsi que pour la qualité de son encadrement, sa rigueur et sa patience sans lesquels je n'aurai jamais pu réaliser ma thèse dans le temps imparti et dans les conditions requises.

Mes sincères remerciements vont vers les membres du jury de ma soutenance de thèse :

- Monsieur MELBOUCI Bachir, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui a accepté de présider le jury de ma soutenance de doctorat.
- Monsieur BOUAFIA Youcef, Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui a accepté d'être l'un des examinateurs de ma thèse de doctorat. Je le remercie également pour ses conseils et ses orientations.
- Monsieur BOUDLAL Omar, Maitre de Conférence Classe A à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui a accepté d'être l'un des examinateurs de ma thèse de doctorat. Je le remercie également pour ses conseils et ses orientations.
- Monsieur NECHNECH Ammar, Professeur à l'Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene d'Alger, qui a accepté d'être un membre du jury de ma soutenance de thèse.

Je tiens à remercier tous les membres du Laboratoire de la recherche en Géomatériaux, Environnement et Aménagement (LGEA) de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou pour leurs aides et encouragements ainsi que pour leurs remarquables qualités humaines et sociales que j'ai eu à apprécier pendant ces années de recherche.

Mes vifs remerciements vont vers mes amis qui m'ont encouragé et aidé pendant toutes ces années de thèse, les doctorants de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou et les doctorants de l'Université Sâad Dahleb de Blida.

Pour finir, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de cette thèse dans de bonnes conditions, en l'occurrence, mes parents et les membres de ma famille qui ont mis à ma disposition tous les moyens.

Table des matières

Introduction générale	XX
Liste des tableaux	XVIII
Liste des figures	IX
Liste des symboles	Ι
Remerciement	

Chapitre I : Étude bibliographique du pieu isolés comportement sous chargement latéral

I.1 Introduction	1
I.2 Comportement du pieu aux petits déplacements	1
I.2.1 Les méthodes de l'élasticité	1
I.2.2 Les méthodes empiriques	5
I.2.3 Les méthodes numériques	6
I.2.4 Les méthodes du module de réaction (courbe P-Y)	8
I.2.4.1 Les Expressions du module de réaction	9
I.2.4.2 Les courbe de réaction P-Y à partir des essais de laboratoires	15
I.2.4.2.1 Les courbe P-Y pour les sols purement cohérents (Argile)	15
I.2.4.2.2 Les courbe P-Y pour les sols pulvérulents (Sable)	24
I.2.4.2.3 Les courbe P-Y pour les sols cohérents (C-φ)	30
I.2.4.2.4 Les courbe de réaction P-Y pour les roches	34
I.2.4.3 Les courbe de réaction P-Y à partir des essais in-situ	37
I.2.4.3.1 Les courbe P-Y par l'essai pressiométrique (PMT)	37
I.2.4.3.2 Les courbe P-Y par l'essai dilatomètrique (DMT)	42

I.2.4.3.3 Les courbe P-Y par l'essai de pénétration statique (CPT)	43
I.2.4.3.4 Les courbe P-Y par l'essai de pénétration standard (SPT)	44
I.3 Comportement du pieu aux grands déplacements	46
I.3.1 Les méthodes théoriques	46
I.3.2 Les méthodes semi-empiriques	48
I.3.3 Les méthodes empiriques	49
I.4 Analyse comparative	52
I.5 Conclusion	55

Chapitre II : Présentation de la base de données d'essais de chargement des pieux

II.1 Introduction	56
II.2 Les pieux instrumentés	56
II.3 Les pieux non instrumentés	73
II.4 Conclusion	80

Chapitre III : Analyse inverse des essais de chargement

III.1 Introduction	81
III.2 Description de la méthodologie d'analyse inverse	82
III.2.1 Concept de courbe de réaction P-Y	82
III.2.2 Méthodologie d'analyse	82
III.2.3 Construction des courbes P-Y	84
III.3 Description de la base de données d'essais de pieux	84
III.4 Présentation des résultats	84
III.5 Formulation du module de réaction et de la résistance latérale	85

III.5.1 Formulation du module de réaction	85
III.5.2 Formulation de la résistance latérale	86
III.6 Méthodologie de calcul à partir des courbes P-Y	89
III.7 Validation de la courbe P-Y	90
III.8 Étude comparative	91
III.9 Conclusion	100

Chapitre IV : Construction des courbes de réaction P-Y

IV.1 Introduction	101
IV.2 Description de la méthodologie de construction des courbes P-Y	101
IV.2.1 La détermination des profils du déplacement	102
IV.2.2 La détermination des profils de la résistance du sol	103
IV.2.2.1 L'ajustement de la courbe de moment par polynomial ordre élevé	103
IV.2.2.2 L'ajustement de la courbe de moment par polynomiale de cinquième dégrée	103
IV.2.2.3 L'ajustement de la courbe de moment par courbe polynomiale par morceaux	103
IV.2.2.4 L'ajustement de la courbe de moment par Séries d'équation polynomial	104
IV.2.2.5 L'ajustement de la courbe de moment par Polynômes Rationnels	105
IV.2.2.6 L'ajustement de la courbe de moment par Séries de Fourier	105
IV.2.2.7 L'ajustement de la courbe de moment par Somme des Sines	106
IV.2.2.8 L'ajustement de la courbe de moment par Modèles Gaussiennes	106
IV.2.2.9 L'ajustement de la courbe de moment par Spline	106
IV.2.2.10 L'ajustement de la courbe de moment par Hermite	106
IV.2.2.11 L'ajustement de la courbe de moment par Méthode de Résidus Pondérés	107
IV.2.2.12 L'ajustement de la courbe de moment par B-Spline	108
IV.3 Construction des courbes de réaction P-Y	109
IV.3.1 Procédure d'interprétation des essais	110

IV.3.2 Le critère d'allure	110
IV.3.3 Le critère d'équilibre statique	110
IV.3.4 Le critère de l'allure de réaction du sol au niveau du sol	113
IV.4 Présentation des résultats des pieux instrumentés	113
IV.4.1 Comparaison des différentes courbes de moments interpolés	113
IV.4.2 Double intégration	115
IV.4.3 Double Dérivation	115
IV.4.4 Les courbes de réaction P-Y	116
IV.5 Interprétation des courbes P-Y	117
IV.5.1 Formulation du module de réaction	119
IV.5.2 Formulation de la résistance latérale	121
IV.6 Validation des formules proposées	123
IV.6.1 Validation interne de la courbe P-Y avant calibration	123
IV.6.2 Validation interne de la courbe P-Y après calibration	123
IV.6.3 Validation externe de la courbe P-Y	125
IV.7 Conclusion	126

Chapitre V : Etude paramétrique

V.1 Introduction	127
V.2 Les Analyse dimensionnelle du problème	127
V.3 Les caractéristiques du modèle	127
V.4 Résultats de l'étude paramétrique	129
V.4.1 L'influence de l'élancement	129
V.4.2 L'influence de la densité de sable	131
V.4.3 L'influence du niveau de la nappe phréatique	135
V.5 Conclusion	140

Conclusion générale	141
Reference bibliographique	143

Annexe A : La méthode de Broms

A.1 Introduction	154
A.2 Les hypothèses simplificatrices	154
A.3 Les sols cohérents	154
A.4 Les sols pulvérulents	156
A.5 Conclusion	157

Annexe B : Validation interne des essais de chargement par l'analyse inverse

B.1 Introduction	159
B.2 Les pieux instrumentés	159
B.3 Les pieux non instrumentés	165

Annexe C : Résultats d'interprétation des pieux instrumentés

C.1 Introduction	182
C.2 Les résultats d'interprétation des essais	182

Annexe D : Validation interne et externe de la base de données par construction des courbes de rection P-Y

D.1 Introduction	211
D.2 Validation interne de la courbe P-Y avant calibration	211
D.3 Validation interne de la courbe P-Y après calibration	216
D.4 Validation externe de la courbe P-Y	221

Minuscule latines

e : Cote d'application de l'effort latéral (H_0e : appelé moment)	(<i>m</i>)
f'_c : La résistance à la compression du béton	(MPa)
f_y : La limite d'élasticité de l'acier	(MPa)
h : La distance horizontale entre les jauges de contrainte	(<i>m</i>)
k : Le module de la réaction initial du sol	(kN/m^3)
k_c : Le coefficient de réaction initial avec composants de la cohésion	$\left(kN/m^3\right)$
$k_{_{py}}$: Constante initiale de module de réaction	$\left(kN/m^3\right)$
k_s : Module de réaction latéral dans un sable	$(kN.m^{-3})$
k_{φ} : Constante initiale de module de réaction avec composants du frottement	$\left(kN/m^3\right)$
<i>m</i> : Taux d'augmentation linéaire avec la profondeur	
m': Coefficient adimensionnel en fonction de l'élancement du pieu	
n: Le pouvoir de la section parabolique	
<i>n</i> ' : Le facteur de résistance latérale	
$p_{0},\ p_{5}{\rm et}p_{20}$: Les pressions à 0%, 5% et 20% de déformation volumique $\Delta V/V_{0}$	(kPa)
p_f : La pression de fluage	(<i>kPa</i>)
p_f^* : La pression de fluage nette	(<i>kPa</i>)
p_l : La pression limite	(<i>kPa</i>)
p_l^* : La pression limite nette	(<i>kPa</i>)
p_{le}^* : La pression limite équivalente nette	(<i>kPa</i>)
$p_{\rm max}$: La pression de terre maximale	(kPa)

p_{PPMT}^* : La pression du scisso-pressiomètre nette	(kPa)
q_c : La résistance à la pénétration de la pointe	(kPa)
q_c^* : La résistance pénétrométrique nette	(<i>kPa</i>)
q_{ce}^* : La résistance pénétrométrique équivalente le long de pieu	(<i>kPa</i>)
q_e : La résistance pénétrométrique effective	(kPa)
q_Z : La pression passive	(kPa)
r_0 : Le rayon de pieu	(<i>m</i>)
x_c : L'espérance de loi normale de Gauss	
x : La profondeur de rotation	<i>(m)</i>
x_r : La profondeur au-dessous de la surface de la roche	(<i>m</i>)
y ₀ : Le déplacement latéral en surface du pieu	(<i>m</i>)
y'_0 : La rotation latérale en surface du pieu	(<i>Rad</i>)
z : La profondeur du pieu de la surface du sol	(<i>m</i>)

Majuscule latines

- A_c : Le coefficient de l'ajustement d'argile de la courbe P-Y sous chargement statique
- A_s : Facteur pour la prise en compte d'un chargement continu statique
- $\overline{A_s}$: Le coefficient de l'ajustement de la courbe P-Y sous chargement statique

<i>B</i> : Le diamètre ou la largeur frontale du pieu	(m)
B_0 : Le diamètre de référence égal à 0.6 m	(m)

 \overline{B}_{s} : Le coefficient non dimensionnel de la courbe P-Y Sous chargement statique

kPa))
kŀ	Pa

\overline{C} : Le coefficient de la courbe du P-Y	
C_1, C_2 et C_3 : Les coefficients déterminés à partir d'abaques qui sont fonction de l'angle de frottement du sable φ	
C_N : Le coefficient de normalisation du nombre de coups de l'essai SPT	
C_u et φ_u : Les caractéristiques mécanique non drainées des sols fins	
D: La fiche du pieu dans le sol	(m)
D_C : La profondeur critique du chargement latérale	(m)
D_{cm} : La profondeur de la membrane du scisso-pressiomètre en surface jusqu'à au centre	(m)
D_e : La fiche effective du pieu	(m)
D_r : La densité relative	
<i>E</i> : Le module d'élasticité	(MPa)
E_a : Le module d'Young de béton	(MPa)
E_b : Le module d'élasticité du sol	(MPa)
E_c : Le module caractéristique du sol	(MPa)
E_D : Le module dilatomètre	(MPa)
E_{ir} : Le module de déformation initial des massifs rocheux	(MPa)
E_M : Le module pressiométrique (module de Ménard)	(MPa)
E_p : Le module de Young de pieu	(MPa)
E_{pe} : Le module de Young équivalente	(MPa)
E_{py} : Le module de réaction	(MPa)
E_{py-max} : Le module de réaction maximum	(MPa)
E_s : Le module d'Young de l'acier	(MPa)

 E_{ti} : Le module de réaction initial (MPa)

E_{ti}^{c} : Le module de réaction caractéristique ou module de réaction moyen le long de la fiche effective du pieu	(<i>MPa</i>)
F : La réaction latérale du frottement	(N / m)
F_C : Le facteur d'empirique de sol cohérent	
F_{φ} : Le facteur d'empirique de sol pulvérulent	
G: Le module de cisaillement	(N)
$G^*_{0.25L_c}$: La valeur de G^* à la profondeur égal à $0.25L_c$	(<i>N</i>)
G_C : La valeur de G^* à la profondeur critique L_C	(N)
H_0 : Effort horizontale applique en tête du pieu	(kN)
H_{ult} : La pression ultime aux déplacements (la capacité portante horizontale ultime)	(kN)
I_a : Le Moment d'inertie de l'acier	(m^4)
I_b : Le Moment d'inertie de béton	(m^4)
I_d : L'indice de plasticité	
$I_{UH}, I_{UM}, I_{\theta H}, I_{\theta M}, I_{UF}$: Les facteurs d'influence de l'effort et de moment de pieu avec sol constant avec la profondeur	
$I'_{UH}, I'_{UM}, I'_{\theta H}, I'_{\theta M}, I'_{UF}$: Les facteurs d'influence de l'effort et de moment de pieu avec sol varie linéairement avec la profondeur	
I_p : Moment d'inertie de la section transversale du pieu	(m^4)
J : Constante empirique établie par (Matlock 1970)	
\overline{J} : Constante empirique égale à 2.5 pour une argile molle et 0.35 pour une argile raide	
K_0 : Le coefficient de pression des terres au repos	$(N.m^{-2})$
K_a : Le coefficient de pression des terres actives	$(N.m^{-2})$
K_E : Le nombre modulaire	
K_{H0} : La pente initiale de la courbe de chargement	(kN/m^2)

K_N : Le coefficient de résistance latérale	
K_p : Le coefficient de pression des terres	$(N.m^{-2})$
K_{qz} et K_{cz} : Coefficient de la résistance latérale (d'après Brinch Hansen 1961)	
K_{qz}^{0} et K_{cz}^{0} : Coefficients de résistance latérale à la surface du sol(0) (d'après B.Hansen 1961)	
K_{qz}^{∞} et K_{cz}^{∞} : Coefficients de résistance latérale à grande profondeur () (d'après B.Hansen)	
K_R : La rigidité relative sol-pieu pour un sol constant avec la profondeur	
K'_R : La rigidité relative sol-pieu pour un sol varie linéairement avec la profondeur	
L : La longueur du pieu	(<i>m</i>)
L_0 : La longueur élastique ou la longueur de transfert du pieu	(<i>m</i>)
L_c : La longueur critique du pieu	(<i>m</i>)
L_m : La longueur de membrane du pencel-pressiomètre	(<i>m</i>)
M: Moment de flexion du pieu	(kN.m)
M *: La fonction d'ajustement du moment de flexion du pieu par des jauges	(kN.m)
M_0 : Moment de flexion applique en tête du pieu	(kN.m)
$M_{\rm max}$: Le moment fléchissant maximum	(kN.m)
M_{ult} : Le moment de flexion limite (ultime)	(kN.m)
M_y : Le moment pour un pieu charge latérale et fixe en tête	(kN.m)
N_0 : La pente du profil des valeurs N_{SPT} de l'essai SPT	
N_e : Le facteur de cône effectif	
N_h : Un coefficient de réaction dépendant de la densité du sable La constante de module d'élasticité de sol	
N_p : Le facteur de cône de l'essai CPT	

N_{SPT} : Le nombre de coups de l'essai SPT	
$\left(N_{SPT}^{1}\right)_{60}$: Le nombre de coups corrigé de l'essai SPT	
<i>P</i> : La résistance latérale de sol	(N / m)
P_l : La réaction du sol limite	$(N.m^{-1})$
P_{uc} : Le composant de la cohésion de la résistance latérale ultime de sol	(N / m)
$P_{u\varphi}$: Le composant du frottement de la résistance latérale ultime de sol	(N / m)
P_{ult} : La résistance latérale ultime de sol	(N / m)
P_j, Y_j : Les coordonnées de point j de la courbe du P-Y	
P_v, Y_v : Les coordonnées de point <i>v</i> de la courbe du P-Y	
P_w, Y_w : Les coordonnées de point <i>w</i> de la courbe du P-Y	
Q: La réaction frontale normale	(<i>N</i> / <i>m</i>)
R : Le coefficient de régression de l'histogramme par loi de Gauss	
R_p : Le rayon initial de sonde de l'essai pencel-pressiomètre	(<i>m</i>)
S_f : Facteur de forme pour la réaction frontale normale	
S_r : Le degré de saturation	
S_t : Facteur de forme pour la réaction latérale du frottement	
S_u : La valeur obtenue par l'essai dilatomètre DMT	(kPa)
T: L'effort tranchant de pieu	(<i>kN</i>)
V_0 : La vitesse de déformation d'essai pressiomètre auto-foreur	
V_{PPMT}^* : Le volume du scisso-pressiomètre nette	(m^3)
<i>Y</i> : Le déplacement latéral du pieu	(<i>m</i>)
<i>Y</i> ': La rotation latérale du pieu	(Rad)
Y_0 : Le déplacement latéral en tête du pieu	<i>(m)</i>

Y'_0 : La rotation latérale en tête du pieu	(Rad)
Y_{50} : Le déplacement pour la moitié de la résistance du sol ultime	(m)
Z_r : Profondeur de la zone neutre	(m)

Minuscule grecques

- α : Le coefficient de rhéologique caractérisant le sol donné par Ménard
- α_1 et α_2 : Les coefficients numériques d'après Ménard
- α_r : Le facteur de réduction de la résistance à la fissuration à la surface de la roche

γ : Le poids volumique du sol	(kN/m^3)
γ' : Le poids volumique déjaugé du sol	(kN/m^3)
γ_d : Le poids volumique sec du sol	(kN/m^3)

 ε_C : La contrainte à compression

 ε_T : La contrainte à traction

- ζ : Le coefficient variable avec le type de chargement statique
- λ_z : Un facteur empirique de la profondeur critique relative au chargement horizontal
- ν : Coefficient de poisson du sol
- ξ_{50} : La valeur moitié de la déformation correspondant au maximum de la contrainte déviatorique dans un essai triaxial non drainé
- ρ'_{C} : Degré d'homogénéité sur longueur critique de pieu
- σ : L'écart type de loi normale de Gauss

σ'_h : La contrainte horizontale	(kPa)
σ_{ci} : La contrainte à la compression de la roche	(kPa)

 σ_{ref} : La référence de contrainte conventionnellement égale à 100 kPa (kPa)

σ_v : La contrainte verticale totale	(kPa)
σ'_{v} : La contrainte verticale effective	(kPa)
τ_s : La contrainte de cisaillement du sol obtenir à partir de la courbe pressiométrique	(kPa)
$ au_{\max}$: La résistance maximale de cote du pieu	(kPa)
φ : L'angle de frottement interne de sol	(degrés)°
ψ : La longueur de chaque élément d'après Poulos	
ϕ : La courbure des jauges des contraintes	(m ⁻¹)
ΔV : Déformation volumique d'essai pressiomètre auto-foreur	(m^3)

Liste des figures

Chapitre I : Étude bibliographique du comportement sous chargement latéral

Figure I.1 : L'action de sol adjacent le pieu (d'après Polous 1971)
Figure I.2 : Les facteurs d'influence I_{UH} , I_{UM} , $I_{\theta H}$ dans un sol homogène (d'après Poulos 1971)
Figure I.3 : Les facteurs d'influence $I_{\theta M}$, I_{UF} dans un sol homogène (d'après Poulos 1971)
Figure I.4 : Les facteurs d'influence I'_{UH} , I'_{UM} , $I'_{\theta H}$ dans un sol de Gibson (d'après Poulos 1971)
Figure I.5 : Les facteurs d'influence $I'_{\theta M}$, I'_{UF} dans un sol de Gibson (d'après Poulos
Figure I.6 : Représentation schématique d'un essai de chargement de pieu (d'après Frank, 1995)
Figure I.7 : Analyse d'un pieu latéralement chargé qui utilise la méthode du conti- nuum élastique (d'après Randolph 1981)
Figure I.8 : Concept pour problème des pieux chargés latéralement par la méthode de Winkler
Figure I.9 : La courbe de réaction P-Y
Figure I.10 : La variation du module de réaction du sol en fonction de la profondeur (Prakash, 1990)
Figure I.11 : n _h et C _U en fonction de N _{SPT} (d'après Christoulas, 1990)
Figure I.12 : Expression de E _s en fonction de la profondeur (d'après Christoulas, 1990)
Figure I.13 : La courbe P-Y selon la méthode de Matlock pour une argile molle sous chargement statique

Figure I.14: La courbe P-Y selon la méthode de Welch et Reese pour un chargement	
statique dans l'argile raide en dessus de la nappe phréatique	17
Figure I.15 : Caractéristique de la courbe P-Y pour un chargement statique dans	
l'argile raide au-dessous de la nappe phréatique	19
Figure I.16 : Le paramètre empirique A_c en fonction de z/B	19
Figure I.17 : La courbe P-Y selon la méthode de Sullivan et Al. pour une argile sous	
chargement statique	21
Figure I.18 : La courbe P-Y selon la méthode d'O'Neill et Gazioglu pour une argile sous chargement statique	23
Figure I.19: La courbe P-Y selon la méthode d'O'Neill et Dunnavant pour une argile raide sous chargement statique	24
Figure I.20 : Le coefficient de l'ajustement et le coefficient non dimensionnel de la courbe P-Y sous chargement statique	26
Figure I.21 : La forme caractéristique de la courbe P-Y sous chargement statique dans le sable (d'après Reese et al 1974)	27
Figure I.22 : Les coefficients C_1, C_2 et C_3 en fonction de l'angle de frottement interne	29
Figure I.23 : Les valeurs de <i>k</i> en fonction de la densité relatif et de l'angle de frottement interne	29
Figure I.24 : La courbe P-Y selon la méthode de Murchison et O'Neill pour un sable sous chargement statique	29
Figure I.25 : La constante initiale de module de réaction (d'après Reese et Van Impe 2001)	32
Figure I.26 : La forme caractéristique de la courbe P-Y sous chargement statique dans le sol (C-φ) (d'après Reese et Van Impe 2001)	32
Figure I.27 : Propriétés mécaniques des roches intactes (Harvath et Kenney 1979 ;	
Peck 1976)	34

Figure I.28 : La courbe P-Y de la roche faible (Reese 1997)	36
Figure I.29 : La courbe P-Y recommandé pour une roche dure (Reese et Nyman ; 1978)	36
Figure I.30 : Les courbes de réaction d'un pieu isolé sous charges latérales	38
Figure I.31 : Le mécanisme de la charge latérale	41
Figure I.32 : La forme caractéristique de la courbe P-Y (d'après Simpson et Brown ; 2003)	45
Figure I.33 : Mécanismes de rupture selon Blum	46
Figure I.34 : Modèle de calcul d'un pieu rigide (d'après Brinch Hansen 1961)	47
Figure I.35 : Les coefficients de la résistance latérale (d'après Brinch Hansen 1961)	48
Figure I.36 : Pieu rigide dans un milieu pulvérulent (d'après Parasad et Chari 1999)	49
Figure I.37 : Le schéma de rupture (d'après Ménard, 1962)	50
Figure I.38 : Le profil de réaction horizontale limite (d'après Ménard, 1962)	50
Figure I.39 : La courbe de chargement du modèle prototype (d'après Bouafia, 1999)	53
Figure I.40 : Comparaison entre les déplacements calcul et mesures du Pieu 7A	55

Chapitre II : Présentation de la base de données d'essais de chargement des pieux

Figure II.1 : Coupe transversale des pieux P ₁ , P ₂ , P ₃ et P ₄ (d'après Juirnarongrit et	
Ashford, 2005)	57
Figure II.2 : L'essai de charge des pieux dans le site S ₁ (d'après Juirnarongrit et Ashford, 2005)	58
Figure II.3 : Vue en plan de l'installation des deux pieux du site S_2 (d'après Ashford	
et Rollins, 2001)	60

Figure II.4 : Vue en plan de test du pieu P ₇ dans le site S ₃ (d'après Ashford et Rollins, 2001)	61
Figure II.5 : Vue en plan de test du pieu P_8 dans le site S_4 (d'après Ashford et Rollins, 2001)	61
Figure II.6 : Coupe transversale de pieu P ₉ (d'après Chiou et Al., 2008)	62
Figure II.7 : Les instruments du pieu P ₉ (d'après Chiou et Al., 2008)	63
Figure II.8 : Le test de chargement des pieux P ₁₀ et P ₁₁ (d'après Jennings et Al., 1985)	64
Figure II.9 : Schéma du micropieu (d'après Anderson et Al., 2011)	65
Figure II.10 : Le test de chargement des deux micropieux P_{12} et P_{13} (d'après Anderson et Al., 2011)	66
Figure II.11 : Le croquis de test du pieu P ₁₄ sous chargement latéral à l'île Mustang (d'après Reese et Al., 1974)	67
Figure II.12 : La coupe avec la cornière du pieu P ₁₅ (d'après Rollins et Al., 2003)	68
Figure II.13 : Les endroits des jauges de contrainte le long de la longueur du pieu P ₁₅ (d'après Rollins et Al., 2003)	69
Figure II.14 : Schéma de la section homogène équivalente	72
Figure II.15 : Section généralisée à travers le site d'essai (d'après Kumar et Al., 2000)	74
Figure II.16 : Le détail de la coupe transversale des pieux d'essai (d'après Pando, 2003)	75
Figure II.17 : Plan d'arrangement des pieux (d'après Little et Briaud, 1988)	76
Figure II.18 : Information des pieux testent à Bailly (d'après Bergstrom, 1974)	77

Chapitre III : Analyse inverse des essais de chargement

Figure III.1 : Flexion d'un pieu sous des efforts horizontaux	81
Figure III.2 : Configuration typique de l'essai de chargement latérale	85

Figure III.3 : Un histogramme typique de paramètre K _E	87
Figure III.4 : Un histogramme typique de paramètre K _N	88
Figure III.5 : La valeur représentative du rapport relatif des courbes de chargement	91
Figure III.6 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête	
du pieu No. 1	93
Figure III.7 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête	
du pieu No. 2	93
Figure III.8 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête	
du pieu No. 3	94
Figure III.9 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête	94
	71
Figure III.10: Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête	
du pieu No. 5	95
Figure III.11: Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête	
du pieu No. 6	95
Figure III.12: Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête	
du pieu No. 7	96
Figure III.13: Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête	
du pieu No. 8	96
Figure III.14: Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête	
du pieu No. 9	97
Figure III.15 : Histogramme de prévision des déplacements Y_0 des neuf pieux par	
Calcul inverse	98
Figure III.16 : Histogramme de prévision des déplacements Y_0 des neuf pieux par	
API-2014	98
Figure III.17 : Histogramme de prévision des déplacements Y0 des neuf pieux par Reese	99

Figure III.18 : Histogramme de prévision des déplacements Y_0 des neuf pieux par	
Georgiadis	99

Chapitre IV : Construction des courbes de réaction P-Y

Figure IV.1 : Le développement méthodologie dans les courbes P-Y (d'après Reese et
Van Impe 2001)
Figure IV.2 : Procédure pour réduire le profil de moment pour P utilisant polynomiale par morceaux (d'après Dunnavant, 1986)
Figure IV.3 : L'ajustement du profil de moment par trois équations polynomiales (d'après Randolph, 2001)
Figure IV.4 : L'ajustement du profil de moment par Hermite
Figure IV.5 : Fonctions de forme linéaires (d'après Wilson, 1998)
Figure IV.6 : La relation entre la force appliquée et la réaction du sol (d'après Coutinho 2006)
Figure IV.7: Schéma de principe de la procédure d'interprétation de l'essai de charge- ment latéral d'un pieu isole
Figure IV.8 : Les courbes P-Y des couches de sol construites à partir des données expérimentales
Figure IV.9 : Les comparaisons des méthodes d'ajustement pour calcul la résistance latérale
Figure IV.10 : Les Comparaison des moments mesurés, des moments interpolés par différentes ajustements
Figure IV.11 : Courbe de l'évolution de la réaction du sol en fonction des méthodes d'ajustement
Figure IV.12 : Courbe P-Y à différentes profondeur

Figure IV.13 : La forme de la fonction hyperbolique des courbes P-Y	118
Figure IV.14 : La courbe hyperbolique transformée	119
Figure IV.15 : La relation entre le module de réaction et le nombre de coup de l'essai	
SPT au-dessus de la nappe d'eau	120
Figure IV.16 : La relation entre le module de réaction et le nombre de coup de l'essai	
SPT au-dessous de la nappe d'eau	120
Figure IV.17 : La relation entre la réaction du sol et le nombre de coup de l'essai SPT	121
Figure IV.18 : La valeur représentative pour la réaction du sol ultime au-dessus et en	
dessous de la nappe d'eau	122
Figure IV.19 : L'histogramme représentatif du rapport relatif des courbes de charge- ment avant calibration	124
Figure IV.20 : L'histogramme représentatif du rapport relatif des courbes de charge-	
ment après calibration	124
Figure IV.21 : Histogramme de prévision des déplacements Y_0 pour les pieux non	
instrumentés	125

Chapitre V : Etude paramétrique

Figure V.1 : L'effet de l'élancement du pieu sur le comportement du système sol/pieu	
dans un sable lâche sec	129
Figure V.2 : L'effet de l'élancement du pieu sur le comportement du système sol/pieu	
dans un sable lâche saturé	130
Figure V.3 : L'effet de l'élancement du pieu sur le comportement du système sol/pieu	
dans un sable dense sec	130
Figure V.4 : L'effet de l'élancement du pieu sur le comportement du système sol/pieu	
dans un sable dense saturé	131

Figure V.5 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans

un sable sec pour l'élancement du pieu égal à 10	132
Figure V.6 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans un sable sec pour l'élancement du pieu égal à 20	132
Figure V.7 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans un sable sec pour l'élancement du pieu égal à 50	133
Figure V.8 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans un sable sec pour l'élancement du pieu égal à 10	133
Figure V.9 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans un sable sec pour l'élancement du pieu égal à 20	134
Figure V.10 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans un sable sec pour l'élancement du pieu égal à 50	134
Figure V.11 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable lâche pour l'élancement du pieu égal à 10	136
Figure V.12 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable lâche pour l'élancement du pieu égal à 20	136
Figure V.13 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable lâche pour l'élancement du pieu égal à 50	137
Figure V.14 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable moyennement dense pour l'élancement du pieu égal à 10	137
Figure V.15 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable moyennement dense pour l'élancement du pieu égal à 20	138
Figure V.16 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable moyennement dense pour l'élancement du pieu égal à 50	138
Figure V.17 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable dense pour l'élancement du pieu égal à 10	139
Figure V.18: L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable dense pour l'élancement du pieu égal à 20	139

Figure V.19: L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système	
sol/pieu dans un sable dense pour l'élancement du pieu égal à 50	140

Liste des tableaux

Chapitre I : Étude bibliographique du comportement sous chargement latéral

Tableau I.1 : La solution élastique d'un pieu chargé latéralement pour le cas du solhomogène
Tableau I.2 : La solution élastique d'un pieu chargé latéralement pour le cas du sol de Gibson
Tableau I.3 : Les facteurs d'influence dans un sol homogène (d'après Davies et Budhu 1987)
Tableau I.4 : Les facteurs d'influence dans un sol de Gibson (d'après Davies et Budhu 1987)
Tableau I.5 : Résumé du Solutions élastique pour pieu chargé latéralement (d'après Randolph 1981)
Tableau I.6 : Les valeurs du coefficient A d'après Terzaghi (1955)
Tableau I.7 : Le coefficient rhéologique caractérisant le sol
Tableau I.8 : Les valeurs moyennes du module de réaction d'après Poulos (1971)
Tableau I.9 : Les valeurs de n _h pour les sols pulvérulents (Tiré du MCIF, 1994)
Tableau I.10 : Les valeurs de Cu en fonction de N _{SPT} (D'après Peck et al, 1957)
Tableau I.11 : Les valeurs représentatives de ξ_{50} (D'après Reese et al 2006)
Tableau I.12 : Les valeurs représentatives de ξ_{50}
Tableau I.13 : Les valeurs représentatives k_c de pour les argiles raides
Tableau I.14 : Les valeurs représentatives de ξ_{50} pour les argiles raides
Tableau I.15 : Les valeurs représentatives de k_c pour les argiles raides
Tableau I.16 : Les valeurs représentatives de <i>JI</i> pour les argiles
Tableau I.17 : Les valeurs recommandées de E_s pour l'argile (D'après O'Neill et Gazioglu, 1984)
Tableau I.18 : Les valeurs représentatives de k_s pour les sables
Tableau I.19 : Le facteur de la réduction $\overline{\alpha}$ caractérisant le sol

Tableau I.20 : Les valeurs recommandées de module de réaction E_{PY} de la courbe P-Y	45
Tableau I.21 : Les valeurs de η et ϑ (d'après Briaud et Smith 1983)	49
Tableau I.22 : Les équations pour le calcul de H_{ult} dans un sol non homogène (d'aprèsMénard, 1962)	51
Tableau I.23 : Les caractéristiques du modèle prototype et du sol (d'après Bouafia,1999)	52

Chapitre II : Présentation de la base de données d'essais de chargement

Tableau II.1 : Les propriétés des sites des pieux instrumentés	70
Tableau II.2 : Les géométries des pieux instrumentés	71
Tableau II.3 : Les instruments des pieux	72
Tableau II.4 : Les propriétés des sites des pieux non instrumentés	78
Tableau II.5 : Les géométries des pieux non instrumentés	79

Chapitre III : Analyse inverse des essais de chargement

Tableau III.1 : Les valeurs de paramètre K_E des pieux souples ($D \ge 3L_0$)	86
Tableau III.2 : Les valeurs de paramètre K_N des pieux souples ($D \ge 3L_0$)	86
Tableau III.3 : Les caractéristiques des pieux de l'étude comparative	92

Chapitre V : Etude paramétrique

Tableau V.1 : Les caractéristiques géométrique du modèle du pieu	128
Tableau V.2 : Intervalle de corrélation de N _{SPT} et la densité du sable (d'après Terzaghi	
1955)	128
Tableau V.3 : Les caractéristiques du modèle du sol sableux	128

Introduction générale

La complexité de l'interaction pieu/sol sous charges latérales est principalement due à son caractère tridimensionnel et à la multitude des paramètres-clefs gouvernant la réponse du système pieu/sol.

L'analyse de la réponse latérale d'un système des fondations sur pieux était depuis plusieurs décennies un thème fécond d'études et de recherches aussi bien numériques qu'expérimentales, en vue en premier lieu de comprendre le phénomène de la réponse latérale, et en deuxième lieu de mettre au point des méthodes pratiques de dimensionnement des pieux.

Les études expérimentales de chargement des pieux en vraie grandeur présentent une approche pragmatique séduisante, malheureusement éclipsée en pratique par son cout élevé et la difficulté, voire l'impossibilité de mener une étude paramétrique élucidant les effets séparés des paramètres clefs dans cette interaction complexe sol/pieu.

Malgré la richesse du patrimoine des essais de chargement de pieux en vraie grandeur menés à travers le monde, il n'a jusqu'à maintenant pas été publié en littérature un travail explorant l'apport de l'essai SPT (Standard Penerration Test) à la définition des courbes de réaction latérale P-Y et au dimensionnement des pieux sous charges latérales.

La méthodologie de travail comporte deux volets principaux :

Étude bibliographique détaillée recensant l'état de connaissances sur le chargement latéral des pieux isolés dans des configurations géotechniques simples, aboutissant à une analyse critique des approches existant, pour tenir compte de l'interaction sol/pieu sous chargement latéral lors du dimensionnement des pieux, et menant à la définition d'une méthodologie d'analyse des données expérimentales disponibles dans la littérature des pieux, en vue de construire les courbes de réaction latérale P-Y, ainsi que les paramètres clefs à analyser lors de l'étude paramétrique.

Construction et interprétation fine d'une base de données mondiale comportant environ une quinzaine d'essais de chargement horizontal en vraie grandeur des pieux instrumentés et environ une quarantaine d'essais sur pieux non instrumentés. On aboutit ainsi à la construction des courbes de réaction latérale P-Y, à la base d'un ajustement de la courbe des moments de flexion et double intégration et double dérivation de cette courbe pour les pieux instrumentés. Pour les pieux non instrumentés, on mènera un calcul inverse ayant pour objectif de définir la courbe P-Y à chaque profondeur à la base d'une calibration de la courbe de chargement expérimentale en tête du pieu.

Enfin, une étude comparative des méthodes courantes de construction de courbes P-Y à la base de l'essai SPT a été entamée en comparant les déplacements calculés en tête du pieu à ceux mesurés au cours d'essais de chargement de pieux.

Les résultats attendus de ce travail de recherche sont la contribution à comprendre le mécanisme de réaction latérale d'un pieu isolé et les paramètres clefs régissant ce phénomène et la recommandation d'un modèle pratique de courbe de réaction latérale P-Y défini à partir de l'essai SPT, en vue du dimensionnement des pieux sous des sollicitations latérales dans les projets géotechniques.

CHAPITRE I

ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE DU COMPORTEMENT DES PIEUX ISOLÉS SOUS CHARGEMENT LATÉRAL

I.1 Introduction

Lorsque la qualité des sols est médiocre ou lorsque les ouvrages transmettent une surcharge lourde au sol, les ingénieurs optent comme solution les fondations sur pieux pour accéder aux couches de sols offrant une meilleure portance.

Les pieux, ayant un élancement dépassant en général 10 diamètres (D > 10B), sont des éléments de fondation élancés. Ils sont partiellement ou totalement enfouis dans le sol, et servent à transmettre en profondeur les efforts appliqués par l'ouvrage.

La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale statique est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu et par la nature et le comportement du sol. Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Les méthodes de calcul de la résistance latérale des pieux verticaux peuvent être divisées en deux catégories : en grands déplacements et en petits déplacements.

I.2 Comportement du pieu en petits déplacements

L'estimation des déplacements et rotations en tête des pieux sous charges horizontales de service est nécessaire pour le dimensionnement des pieux aux états limites de service. Ce problème a fait l'objet de nombreuses études, et différentes méthodes de calcul ont été développées afin de décrire le comportement du système sol-pieu vis-à-vis du chargement latéral.

Ces méthodes peuvent être classées selon les catégories suivantes :

- Les méthodes de l'élasticité linéaire ;
- Les méthodes empiriques ;
- Les méthodes numériques ;
- Les méthodes du module de réaction (ou méthodes des courbes P-Y).

I.2.1 Les méthodes de l'élasticité

Les méthodes de l'élasticité linéaire ont été utilisées largement entre 1960 et 1980 pour résoudre le problème de pieu soumis à chargement latéral. Dans de telles méthodes, le sol est considéré comme un milieu continu élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E et un coefficient de poissonv. Les méthodes du continuum élastique sont basées sur la solution fondamentale de

Mindlin (1936) du problème d'une force horizontale enterrée dans un massif élastique semi-infini. À partir de cette solution, les expressions du déplacement Y_0 et de rotation Y_0 'du pieu sous un effort H_0 et/ou un moment de flexion M_0 appliquée en tête du pieu sont données selon les conditions suivantes :

- Le module d'élasticité du sol (constant ou linéaire avec la profondeur) ;
- Les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre).

Les tableaux I.1 et I.2 résument les équations développées selon les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre) pour chaque type de pieu (rigide ou souple).

Cas du module d'élasticité du sol constant avec la profondeur (sol homogène)

	Pieu libre en tête	Pieu encastre en tête
Déplacement	$Y_0 = I_{UH} \left(\frac{H_0}{E.L}\right) + I_{UM} \left(\frac{M_0}{E.L^2}\right)$	$Y_0 = I_{UF} \left(\frac{H_0}{E.L} \right)$
Rotation	$Y_0' = I_{\theta H} \left(\frac{H_0}{E.L^2} \right) + I_{\theta M} \left(\frac{M_0}{E.L^3} \right)$	0

Tableau I.1 : La solution élastique d'un pieu chargé latéralement pour le cas du sol homogène

Cas du module d'élasticité du sol variant linéairement avec la profondeur (sol de Gibson)

	Pieu libre en tête	Pieu encastre en tête	
Déplacement	$Y_0 = I'_{UH} \left(\frac{H_0}{n_h L^2}\right) + I'_{UM} \left(\frac{M_0}{n_h L^3}\right)$	$Y_0 = I'_{UF} \left(\frac{H_0}{n_h L^2}\right)$	
Rotation	$Y_0' = I'_{\theta H} \left(\frac{H_0}{n_h L^3} \right) + I'_{\theta M} \left(\frac{M_0}{n_h L^4} \right)$	0	

Tableau I.2 : La solution élastique d'un pieu chargé latéralement pour le cas du sol de Gibson

Les facteurs d'influence I_{UH} , I_{UM} , $I_{\theta H}$, $I_{\theta M}$, I_{UF} , I'_{UH} , I'_{UM} , $I'_{\theta H}$, $I'_{\theta M}$, I'_{UF} de l'effort H_0 et un moment M_0 sont déterminés par les chercheurs sur la base de différentes techniques.

Toutes les méthodes de la théorie d'élasticité sont semblables en principe, mais la différence est dans les hypothèses concernant l'action du pieu citons à titre d'exemple : Poulos (1971), Banerjee et Davis (1978), Randolph (1981), et Budhu et Davis (1987).

a) Méthodes de Poulos (1971)

Poulos a décrit le pieu comme une plaque verticale rectangulaire de largeur *B*, de longueur *L* et de rigidité à la flexion $E_p I_p$ dans un massif de sol ayant un module d'élasticité E_s et un coefficient de poisson ν . Le pieu est divisé en (n+1) éléments, chaque élément est de longueur ψ soumise à une contrainte horizontale constante sur sa largeur (figure I.1).

À partir de cette modélisation, les facteurs d'influence *I* de l'effort ou de moment sont donnés, en cas d'un profil de *E* constant avec la profondeur, par les figures I.2 et I.3. En cas d'un profil de E(z)

linéaire, *I* sont déterminés des figures I.4 et I.5. Ces facteurs dépendent de l'élancement du pieu $\frac{D}{B}$ et de la rigidité relative sol-pieu K_R telle que :

Cas du sol homogène
$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}$$
 (I.1)

(I.2)

Cas du sol de Gibson $K_R = \frac{E_p I_p}{n_k L^5}$



Figure I.1 : L'action de sol adjacent le pieu (d'après Polous 1971)



Figure I.2 : Les facteurs d'influence I_{UH} , I_{UM} , $I_{\theta H}$ dans un sol homogène (d'après Poulos 1971)



Figure 1.3 : Les facteurs d'influence $I_{\theta M}$, I_{UF} dans un sol homogène (d'après Poulos 1971)



Figure I.4 : Les facteurs d'influence I'_{UH} , I'_{UM} , $I'_{\theta H}$ dans un sol de Gibson (d'après Poulos 1971)



Figure 1.5 : Les facteurs d'influence $I'_{\rm eff}$, $I'_{\rm UF}$ dans un sol de Gibson (d'après Poulos 1971)

b) Méthode de Budhu et Davies (1987)

Budhu et Davies ont proposé une méthode de prédiction du comportement de pieu chargé latéralement prenant en compte le sol et le pieu flexible. À partir de cette modélisation, les facteurs d'influence I de l'effort ou de moment sont donnés, en cas d'un profil de E_s constant avec la profondeur, par le tableau I.3. En cas d'un profil de $E_s(z)$ linéaire, I est déterminé par le tableau I.4. Ces facteurs sont déterminés en fonction de la raideur du pieu K_R telle que :

Cas du sol homogène
$$K_R = \frac{E_p}{E_s}$$
 (I.3)

Cas du sol de Gibson $K_{R} = \frac{E_{p}}{n_{s}L}$

Tableau I.3 : Les facteurs d'influence dans un sol homogène (d'après Davies et Budhu 1987)

(I.4)

I _{UH}	$I_{UM} = I_{\theta H}$	Ι _{θM}	$I_{\rm UF}$
$1.3K_R^{-2/11}$	$2.2K_R^{-2/11}$	$9.2K_R^{-8/11}$	$0.8K_R^{-2/11}$

Tableau I.4 : Les facteurs d'influence dans un sol de Gibson (d'après Davies et Budhu 1987)

$I_{_{UH}}$	$I_{UM} = I_{\theta H}$	$I_{\theta M}$	$I_{\rm UF}$
$3.2K_{R}^{-3/9}$	$5K_{R}^{-5/9}$	$13.6K_R^{-7/9}$	$1.4K_{R}^{-3/9}$

I.2.2 Les méthodes empiriques

Il est possible d'analyser expérimentalement la réponse d'un pieu au chargement latéral sous forme d'une force horizontale et/ou moment fléchissant en tête du pieu à l'aide d'un essai de chargement statique.

L'essai de chargement consiste à appliquer par le biais d'un vérin des incréments de charge latérale en tête du pieu, et à mesurer les déplacements et/ou les rotations correspondantes, comme le schématise la figure I.6. L'essai selon la norme française (NF P 94-151) consiste à appliquer des incréments de charge horizontale, chacun durant 30 minutes. L'essai est arrêté dès qu'on atteigne un déplacement horizontal Y_0 du pieu en surface du sol égal à 10 % de B, ou à 1.5 fois le déplacement horizontal toléré par l'ouvrage en service.



Figure I.6 : Représentation schématique d'un essai de chargement de pieu (d'après Frank 1995)

La compilation des résultats d'essais de chargement latéral de pieu en vraie grandeur permet de dégager des conclusions très intéressantes quant à la prévision du comportement des pieux dans des configurations simples (Bouafia, 2011).

I.2.3 Les méthodes numériques

Au cours des dernières années, cette méthode est devenue plus largement utilisée en raison de la disponibilité et de la puissance de calcul des ordinateurs. Les principaux avantages de ce procédé sont que la continuité du sol, ainsi que la non-linéarité du sol, peuvent être prises en compte. Actuellement, la méthode des éléments finis a été principalement utilisée dans la recherche sur des pieux chargés latéralement.

Il y'a plusieurs exemples de recherches sur des pieux chargés latéralement en utilisant la méthode des éléments finis. Desai et Appel (1976) ont développé une solution éléments finis 3D pour le problème du pieu latéralement chargé. Randolph (1981) et Kuhlemeyer (1979) ont introduit un procédé plus économique en utilisant la méthode des éléments finis en intégrant des techniques décompositions en série de Fourier.

Méthode de Randolph (1981)

Randolph (1981) présente des expressions algébriques simplifiées basées sur des études extensives par les éléments finis. Randolph a donné la solution de la déflexion (déplacement) et la rotation en tête d'un pieu ayant une rigidité à la flexion $E_p I_p$ fichée dans un sol homogène caractérise par un coefficient de poisson v et un module de cisaillement G ou dans un sol ayant une rigidité proportionnelle à la profondeur qui peut être caractérisée par un paramètre m donnant le taux d'accroissement du module de cisaillement avec la profondeur G = mz.

Selon l'auteur, l'effet de la variation du coefficient de poisson a été mené par l'introduction des paramètres G^* et m^* donnés par :

$$G^* = G\left(1 + \frac{3\nu}{4}\right) \tag{I.5}$$

$$m^* = m \left(1 + \frac{3\nu}{4} \right) \tag{I.6}$$

Le tableau I.5 résume les équations développées selon les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre) pour chaque type de pieu (rigide ou souple) fiche dans un sol ayant une rigidité quelconque :

Chapitre I Étude bibliographique du comportement des pieux isolés sous chargement latéral



Figure I.7 : Analyse d'un pieu latéralement chargé qui utilise la méthode du continuum élastique (d'après Randolph 1981)

Tableau I.5 : Résumé du Solutions élastique pour pieu chargé latéralement (d'après Randolph 1981)

La réponse	Pieu libre en tête	Pieu encastre en tête
Déplacement	$Y_{0} = \frac{\left(E_{pe} / G_{C}\right)^{\frac{1}{7}}}{\rho'_{C} G_{C}} \left(\frac{0.27 H_{0}}{0.5 L_{C}} + \frac{0.3 M_{0}}{\left(0.5 L_{C}\right)^{2}}\right)$	$Y_{0} = \frac{\left(E_{pe} / G_{C}\right)^{\frac{1}{7}}}{\rho'_{C} G_{C}} \left(0.27 - \frac{0.11}{\sqrt{\rho'_{C}}}\right) \frac{H_{0}}{0.5L_{C}}$
Rotation	$Y_{0}' = \frac{\left(E_{pe} / G_{C}\right)^{\frac{1}{7}}}{\rho'_{C} G_{C}} \left(\frac{0.3H_{0}}{\left(0.5L_{C}\right)^{2}} + \frac{0.8\sqrt{\rho'_{C}}M_{0}}{\left(0.5L_{C}\right)^{3}}\right)$	0

Dans ces formules, la longueur du pieu critique L_c est définie comme suit :

$$L_{C} = 2r_{0} \left(\frac{E_{pe}}{G_{C}}\right)^{2/7}$$
(I.7)

Avec

$$E_{pe} = \frac{4E_{p}I_{p}}{\pi r_{0}^{4}}$$
(I.8)

Le degré d'homogénéité ρ'_{c} est égal à :

$$\rho'_{C} = \frac{G_{0.25L_{C}}^{*}}{G_{C}} \tag{I.9}$$

 $G^*_{0.25L_c}$: La valeur de G^* à la profondeur égale à $0.25L_c$.

 G_C : Peut-être prise comme la valeur de G^* à la profondeur $\frac{L_C}{2}$.

La valeur du moment maximum M_{max} pour un pieu sous charge latérale et libre en tête peut être approchée l'expression suivante :

$$M_{\rm max} = \frac{0.1}{\rho'_{\rm C}} H_0 L_{\rm C} \tag{I.10}$$

Le moment max se produit à une profondeur égale à :

 $0.25L_{\rm C}$ Cas du module de sol constant avec la profondeur.

 $0.33L_c$ Cas du module de sol varie linéairement avec la profondeur (sol de Gibson).

Randolph (1981) a réalisé une étude paramétrique sur la réponse des pieux chargés latéralement intégrés dans un continuum élastique, avec un module d'élasticité du sol constant ou linéairement avec la profondeur. Les expressions algébriques issues de l'étude paramétrique ont été proposées.

I.2.4 Les méthodes du module de réaction (ou méthodes des courbes P-Y)

La méthode du module de réaction, connue aussi sous le nom de méthode de Winkler, semble actuellement être la plus largement utilisée dans une conception des pieux chargés latéralement. La méthode a été introduite par Winkler (1867) pour analyser la réponse d'une poutre horizontale sur une fondation élastique, une série de ressorts horizontaux indépendants transmettent les efforts au sol. Le concept est illustré graphiquement dans la figure I.8.



Figure I.8 : Concept pour problème des pieux chargés latéralement par la méthode de Winkler

Chapitre I Étude bibliographique du comportement des pieux isolés sous chargement latéral

Cette méthode relie la réaction du sol (P) au déplacement du pieu (Y) sous un chargement latéral statique, avec un coefficient de la proportionnalité dit Module de réaction E_s , et comme toutes les courbes de chargement du sol, cette courbe de réaction fait à apparaître une partie linéaire au voisinage de l'origine. Ce concept a été développé en premier par McClelland et Focht (1958). Dans la réalité, le rapport entre la pression du sol et le déplacement du pieu est non linéaire (figure I.9).



Figure I.9 : La courbe de réaction P-Y

I.2.4.1 Les Expressions du module de réaction

Le modèle de Winkler, définit le sol comme étant un empilement de tranches indépendantes. Chaque tranche de sol est modélisée par un ressort horizontal sur lequel s'appuie le pieu. La pression sur une tranche de sol ne dépend que du déplacement horizontal lié par un coefficient de réaction du sol noté k_h :

$$P = k_h B Y \tag{I.11}$$

B est la largeur frontale ou le diamètre du pieu.

Terzaghi (1955) a considéré que le module de la réaction du sol pulvérulent est directement proportionnel à la profondeur et indépendant du diamètre. Le coefficient de réaction latéral N_h est le taux d'augmentation de module de la réaction du sol avec la profondeur z.

$$P = N_h z B Y \tag{I.12}$$

Cette équation est aussi exprimée sous la forme :

$$P = E_s y \tag{I.13}$$

La définition du profil de module de réaction est la difficulté principale de la méthode des courbes P-Y. Il dépend en effet de nombreux paramètres tels : la rigidité du pieu, le niveau de chargement, la nature du sol, etc. Le module de réaction du sol est supposé constant dans le cas des sols fins surconsolidés et croissant linéairement avec la profondeur dans les sols pulvérulents et sols fins normalement consolidés.
La validité a été accordée à cette hypothèse par Prakash (1962) quand il a démontré cette hypothèse sur un modèle du pieu. Cependant, Prakash a également indiqué la variation réelle du coefficient de réaction latérale avec la profondeur, cette variation n'est pas entièrement linéaire avec la profondeur, mais plutôt non linéaire, comme indiqué sur la figure I.10.



Figure I.10 : La variation du module de réaction du sol en fonction de la profondeur (Prakash, 1990)

Les principales expressions du module de réaction du sol E_s peuvent être déterminées si on obtient le module d'Young E par des essais en laboratoire, le module pressiométrique E_M , ou la résistance de point de l'essai pénétrométrique q_c .

• Terzaghi (1955)

$$\frac{E_s}{E} = \frac{1}{1.35} = 0.74 \tag{I.14}$$

Avec $E = A \gamma z$ où A est un coefficient adimensionnel fonction de la densité de sable (tableau I.6).

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

Tableau I.6 : Les valeurs du coefficient A d'après Terzaghi (1955)

• Ménard et al (1969)

$$E_{s} = \frac{3E_{M}}{\left(\frac{2B_{0}}{3B}\right)\left(2.65\frac{B}{B_{0}}\right)^{\alpha} + \frac{\alpha}{2}} \quad B \ge B_{0} = 0.6m \tag{I.15}$$

$$E_{s} = \frac{18E_{M}}{4*2.65^{\alpha} + 3\alpha} B\pi B_{0}$$
(I.16)

 α est un coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (tableau I.7).

	Argi	le	Lime	on	Sabl	le	Grav	ier	Roch	e
État	E_M/P_l	α	E_M/P_l	α	E_M/P_l	α	E_M/P_l	α	Туре	α
Surconsolidé	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé	2/3
Normalement Consolidé	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4	Normal	1/2
Sous- consolidé	7 - 9	1/2	5 - 8	1/2	5 - 7	1/3	4 - 6	1/4	Très fracturé	1/3

Tableau I.7 : Le coefficient rhéologique caractérisant le sol

• **Poulos (1971)**

Poulos propos pour les sables (sols sans cohésion) une valeur moyenne du module de réaction en fonction du type de sol (tableau I.8). Cette méthode est déterminée à partir des essais sur des pieux réels réalises par Broms (1964) pour les sols non-cohérents.

Tableau I.8 : Les valeurs moyennes du module de réaction d'après Poulos (1971)

Densité de sable	Lâche	Moyen	Dense
Intervalle de valeur $E_s(MPa)$	8.96 - 20.68	20.68 - 41.37	41.37 - 96.52

Poulos a établi que le rapport entre le module de réaction du sol et le module d'Young du matériau constituant du sol E est égal à :

$$E_s = 0.82E$$
 (I.17)

• Gilbert (1995)

Il relie le module de réaction à la résistance de point de l'essai pénétrométrique q_c par une formule empirique couramment utilisée :

$$E_s = 4.5q_c \tag{I.18}$$

• Christoulas (1990)

Il établit des expressions approximatives du coefficient de réaction du sol en fonction du nombre de coups N (SPT).

> Sols pulvérulents

La méthode de Christoulas (1990) est basée, pour les sols pulvérulents, sur une distribution du module de réaction avec la profondeur en forme :

$$E_s = \frac{0.3N_h D^{0.75} z^{0.25}}{B} \tag{I.19}$$

En portant les valeurs de N_h de Terzaghi données dans le tableau I.9 en fonction de l'état de compacité du sol et en admettant qu'elles correspondent aux valeurs moyennes de N_{spt} citées plus haut, on peut tracer N_h en fonction de N (figure I.11a).

État du sol	N_h (M	(Pa)
	Sec	Saturé
Lâche	2.2	1.3
Compact	6.6	4.4
Dense	18.0	11.0

Tableau I.9 : Les valeurs de N_h pour les sols pulvérulents (d'après Terzaghi)

> Sols cohérents

En utilisant les corrélations empiriques de Peck et al. (1957) entre la résistance à la compression simple et le nombre de coups N_{spt} du SPT (tableau I.10), on obtient la relation entre la résistance au cisaillement non drainée du sol et N_{spt} (SPT) donnée sur la figure I.11.b (en admettant que les valeurs de C_u correspondent aux valeurs moyennes de N_{spt}).

On aboutit à l'expression suivante du coefficient de réaction en fonction de la profondeur :

$$E_{s} = \frac{67C_{u}}{B} \left(\frac{10z}{D}\right)^{0.18}$$
(I.20)

État de compacité de l'argile	Nombre de coups du SPT (N _{spt})	Résistance à la compression simple C _u (kPa)
Très molle	< 2	< 12.5
Molle	2 - 4	12.5 - 25
Peu compacte	4 - 8	25 - 50
Moyennement compacte	8 - 15	50 - 100
Assez compacte	15 - 30	100 - 200
Très compacte	> 30	> 200

Tableau I.10 : Les valeurs de Cu en fonction de N_{spt} (SPT) (d'après Peck et al, 1957)

• Honjoi et Al (2005)

La relation entre la réaction du sol P et le déplacement du pieu Y est basé sur le règlement japonais PHRI, et le coefficient de réaction du sol donné comme suit :

$$k_{h} = k_{c} Y^{-0.5} \quad \left(k N / m^{3} \right)$$
(I.21)

Ils établissent des expressions linéaires du coefficient de réaction du sol à partir du nombre de coups N_{spt} (SPT) en se basant sur 52 pieux chargés horizontalement de différents types du pieu et du sol.

Une base de données complète des pieux sous chargement latéral est construite pour être soumis à des analyses statistiques. Les mesures peuvent être divisées en deux types : des mesures sur les

déplacements en tête de pieux (Analyse A) et des mesures sur moments de flexion le long du pieu (Analyse B).

Avec :

> La méthode de régression linéaire pondérée (WLR)

Analyse A	$k_h = 1653 + 36N$	$(\pm 283 \text{ à } \text{N}=15) (kN/m^{2.5})$	(I.22)
Analyse B	$k_h = 217 + 191N$	$(\pm 83 \text{ à } N=15) (kN/m^{2.5})$	(I.23)

La méthode de régression linéaire simple (OLR)

Analyse A	$k_h = 1353 + 173N$	$(\pm 1681$ à N=15) $(kN/m^{2.5})$	(I.24)
Analyse B	$k_h = 905 + 137N$	$(\pm 848 \text{ à N}=15) (kN/m^{2.5})$	(I.25)

Les deux analyses se font par deux types d'approximation linéaire : la méthode de régression linéaire pondérée (Weighted Linear Regression (**WLR**)) et la méthode de régression linéaire simple (Ordinary Linear Regression (**OLR**)).



a) N_h en fonction de N_{spt} (SPT) pour les sols pulvérulents. b) C_U en fonction de N_{spt} (SPT) pour les sols cohérents

Figure I.11 : N_h et C_U en fonction de N_{spt} (SPT) (d'après Christoulas, 1990).



Figure I.12 : Expression de E_s en fonction de la profondeur (d'après Christoulas, 1990).

Les méthodes de module de réaction ont été élaborées et développées par de nombreux chercheurs par diverses approches : essais in situ, essais de laboratoires, modélisation physique ou modélisation numérique. On retrouve ainsi ce type d'approche dans différents règlements nationaux et codes internationaux pour le dimensionnement des pieux par exemple (Fascicule 62, A.P.I, D.N.V, P.H.R.I,...).

• Fascicule 62 (1993)

La construction des courbes P-Y à partir du code français Fascicule 62 (M.E.L.T. Fascicule 62, 1993) repose sur des essais in-situ réalisés à l'aide du pressiomètre de Ménard.

• A.P.I [American Petroleum Institute, 1993]

Ce code regroupe un ensemble de règles techniques de conception et de calcul de fondations des structures en offshore. Ce règlement distingue deux types de sols, le sable et l'argile, pour la création des courbes P-Y.

Pour les sols cohérents, l'interaction sol/pieu est basée sur le modèle établi par Matlock (1970) et Reese et Cox (1975), pour les sols pulvérulents, la réaction du sol est définie comme étant une fonction non linéaire établie par O'Neill et Murchison (1983).

• D.N.V [Det Norske Veritas, 1992]

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

Ce code distingue deux types de sols pour la création des courbes P-Y, pour le sable : O'Neill et Murchison (1983) et pour l'argile : Matlock (1970).

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

La construction des courbes P-Y par le règlement japonais (P.H.R.I 1980) est déduite d'essais in situ pour des pieux charges latéralement et confirmée par des essais effectués des modèles réduits centrifugés.

I.2.4.2 Les courbes de réaction P-Y à partir des essais de laboratoires

I.2.4.2.1 Les courbes P-Y pour les sols purement cohérents (Argile)

a) Méthode de Matlock (1970)

Matlock a exécuté un test de chargement latéral d'un pieu circulaire de diamètre B = 0.324m et de longueur L = 12.8m et installé dans un site près du Lac Austin, Texas. Le site est formé de l'argile molle saturée caractérisée par : $C_u = 38.3kPa$ et $\gamma' = 10kN.m^{-3}$, puis il a exécuté le même pieu dans Sabine Pass, Texas. Le site est formé de l'argile molle saturée caractérisée par : $C_u = 14.4kPa$.

Cette méthode permet de déterminer la courbe de réaction pour les sols purement cohérents, précisément les argiles molles sous chargement statique. Le calcul de la résistance ultime d'une argile molle se fait par les équations recommandées par Matlock. La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$P_{ult} = \left(3 + \frac{\gamma' z}{C_u} + J \frac{z}{B}\right) C_u B \tag{I.26}$$

$$P_{ult} = 9C_u B \tag{I.27}$$

J: étant une constante établie par (Matlock 1970), égale à 0.5 pour une argile molle et 0.25 pour une argile à consistance moyenne. La valeur de 0.5 est souvent utilisée pour J.

Une fois P_{ult} est 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 :

$$P = 0.5 P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}}\right)^{\frac{1}{3}}$$
(I.28)

Où Y_{50} est le déplacement pour lequel 50 % de P_{ult} est mobilisé et calculé selon l'équation :

$$Y_{50} = 2.5\xi_{50}B \tag{I.29}$$

Où ξ_{50} est la déformation, à la moitié du déviateur maximal $(\sigma_l - \sigma_r)$, obtenue des courbes contraintes-déformations reliées au massif de sol étudié. Dans le cas où les courbes contraintes-déformations ne sont pas disponibles, des valeurs moyennes ont été suggérées par Matlock (1970), les valeurs ξ_{50} présentées au tableau I.11.

Au-delà de $Y = 8 Y_{50}$, la valeur de *P* demeure constante (la figure I.13).

Consistance de l'argile	C_u (kPa)	ξ_{50}
Très molle	> 12	0.020
Molle	12 - 24	0.020
Moyenne	24 - 48	0.010
Raide	48 - 96	0.006
Très raide	96 - 192	0.005
Dure	< 192	0.004

Tableau I.11 : Les valeurs représentatives de ξ_{50} (D'après Reese et al 2006)



Figure I.13 : La courbe P-Y selon la méthode de Matlock pour une argile molle sous chargement statique

b) Méthode de Welch et Reese (1975)

Welch et Reese (1972) ont exécuté à Houston, Texas, des tests de charges latérale qui emploient deux pieux circulaires de diamètre B = 0.254m, B = 0.762m et de longueur L = 12.8m. Le site est formé d'un massif d'argile raide de couleur rouge, la nappe phréatique a été trouvée à 5.5 m de profondeur par rapport au terrain naturel. Les caractéristiques de ce sol sont comme suit : $\gamma = 19.4kN.m^{-3}$, $C_u = 76kPa$ à surface et $C_u = 163kPa$ au pied du pieu.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols purement cohérents, précisément les argiles raides en dessus de la nappe phréatique sous chargement statique. Le calcul de la résistance ultime d'une argile raide se fait par les équations recommandées par Matlock.

J: Une constante empirique de valeur égale à 0.5.

Une fois P_{ult} calculer, 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 :

$$P = 0.5 P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}}\right)^{\frac{1}{4}}$$
(I.30)

Où Y_{50} est le déplacement pour lequel 50 % de P_{ult} est mobilisé et calculé selon l'équation (I.29).

Où ξ_{50} est la déformation, à la moitié du déviateur maximal $(\sigma_l - \sigma_r)$, obtenue des courbes contraintes-déformations reliées au massif de sol étudié. Les valeurs ξ_{50} présentées au tableau I.12.

Au-delà de $Y = 16 Y_{50}$, la valeur de *P* demeure constante (la figure I.14).

Tableau I.12 : Les valeurs représentatives de ξ_{50}



Figure I.14 : La courbe P-Y selon la méthode de Welch et Reese pour un chargement statique dans l'argile raide en dessus de la nappe phréatique

c) Méthode de Reese, Cox et Koop (1975)

Reese et Al (1975) ont exécuté un test de chargement latéral d'un pieu circulaire de diamètre B = 0.641m et de longueur L = 15.2m. Le pieu est installé dans une argile raide saturée à un site Manor, Texas. L'argile ayant les caractéristiques suivantes : $\gamma' = 9.78kN.m^{-3}$, $C_u = 96kPa$ à surface et $C_u = 1100kPa$ a le pied du pieu.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols purement cohérents, précisément les argiles raides en dessous de la nappe phréatique sous chargement statique. Le calcul de la résistance ultime d'une argile raide se fait par les équations suivantes :

$$P_{ut} = 2C_u B + \gamma' B z + 2.83 C_u z \tag{I.31}$$

$$P_{ud} = 11C_u B \tag{I.32}$$

La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de deux équations (I.31) et (I.32).

Nous utilisons la valeur appropriée de k_c de tableau I.13 pour établissement le module de réaction de la courbe P-Y :

$$P = (k_c z)Y \tag{I.33}$$

Tableau I.13 : Les valeurs représentatives k_c de pour les argiles raides

Les valeurs pour une cohésion non drainée (kPa)	50-100	100-200	200-400
$k_{c}\left(MN/m^{3} ight)$ statique	135.724	271.447	542.893

 Y_{50} est le déplacement pour lequel 50 % de P_{ult} est mobilisé et calculé selon l'équation suivante :

$$Y_{50} = \xi_{50} B \tag{I.34}$$

 ξ_{50} est la déformation à la moitié du déviateur maximal $(\sigma_l - \sigma_r)$ obtenue des courbes contraintesdéformations reliées au massif de sol étudié. Dans le cas où les courbes contraintes-déformations ne sont pas disponibles, des valeurs moyennes ont été suggérées par Reese, Cox et Koop, les valeurs ξ_{50} présentées au tableau I.14.

Tableau I.14 : Les valeurs représentatives de ξ_{50} pour les argiles raides

Les valeurs pour une cohésion non drainée (kPa)	50-100	100-200	300-400
ξ_{50}	0.007	0.005	0.004

 A_c : Coefficient de l'ajustement de la courbe P-Y sous chargement statique à la profondeur z désirée, il est représenté par la figure I.16 ou calculé selon l'équation suivante :

$$\frac{z}{B} \le 3 \qquad A_c = \min\left[\left(-0.05\left(\frac{z}{B}\right)^2 + 0.29\frac{z}{B} + 0.2\right), 0.6\right]$$
(I.35)

$$\frac{z}{B} \phi \mathbf{3} \qquad A_c = 0.6 \tag{I.36}$$

La méthodologie est comme suit :

1) Établir la première portion parabolique de la courbe P-Y qui utilise l'équation suivante :

$$0 \le Y \le A_c Y_{50}$$
 $P = 0.5 P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}}\right)^{0.5}$ (I.37)

Cette équation doit définir la portion de la courbe P-Y du point de l'intersection avec l'équation $P = (k_c z)Y$ à un point où Y est égal à $A_c Y_{50}$, avec A_c donnée par la figure I.16.

2) Établir la deuxième portion parabolique de la courbe P-Y, par l'équation suivante :

$$A_{c}Y_{50} \le Y \le 6A_{c}Y_{50} \qquad P = 0.5P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}}\right)^{0.5} - 0.055P_{ult} \left(\frac{Y - A_{c}Y_{50}}{A_{c}Y_{50}}\right)^{1.25}$$
(I.38)

3) Établir la prochaine portion constante de la courbe P-Y, par l'équation suivante :

$$6A_{c}Y_{50} \le Y \le 18A_{c}Y_{50} \qquad P = 0.5P_{ult} \left(6A_{c}\right)^{0.5} - 0.411P_{ult} - \left(\frac{0.0625}{Y_{50}}\right)P_{ult} \left(Y - 6A_{c}Y_{50}\right)$$
(I.39)

4) Établir la dernière portion de la courbe P-Y, qui représente une droite par l'équation suivante :

$$Y \neq 18A_c Y_{50} \qquad P = 0.5P_{ult} (6A_c)^{0.5} - 0.411P_{ult} - 0.75P_{ult}A_c \qquad (I.40)$$

La figure I.15 est représentée le cas d'intersection entre les courbes P-Y. Cependant, il peut ne pas y avoir une intersection d'une équation avec les autres.





Figure I.15 : Caractéristique de la courbe P-y pour un chargement statique dans l'argile raide au-dessous de la nappe phréatique.



 $de \frac{z}{B}$

d) Méthode de Sullivan, Reese et Fenske (1980)

Sullivan et Al. (1980) ont proposé une approche unifiée pour le développement des courbes P-Y dans les argiles. Cette méthode est basée sur les critères d'argile molle proposés par Matlock (1970) et les critères d'argile raide proposés par Reese et al (1975), et par les essais de chargement latéral.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour tous les types d'argile sous chargement statique. Le calcul de la résistance ultime d'une argile se fait par les équations recommandées par Sullivan et Al. La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu l'une des équations :

$$P_{ult} = 2C_a B + \gamma' B z + 0.833 C_a z \tag{I.41}$$

$$P_{ult} = 3C_u B + 0.5C_u z \tag{I.42}$$

$$P_{ult} = 9C_u B \tag{I.43}$$

 Y_{50} est le déplacement pour lequel 50 % de P_{ult} est mobilisé et calculé selon l'équation suivante :

$$Y_{50} = \bar{J}\xi_{50}B$$
 (I.44)

 \bar{J} : Constante empirique égale à 2.5 pour une argile molle et 0.35 pour une argile raide.

On prend de 0.020 pour l'argile très molle, 0.010 pour l'argile molle, 0.007 pour l'argile moyenne, 0.005 pour argile raide et pour l'argile très raide 0.004.

Nous utilisons la valeur appropriée de k_c de tableau I.15 pour établissement du module de réaction de la courbe P-Y.

Tableau I.15 : Les valeurs représentatives de k_c pour les argiles raides

Consistance d'argile	Très molle	Molle	Moyenne	Raide	Très raide
$k_{c}\left(MN/m^{3}\right)$ statique	3.930	13.350	39.270	133.500	392.700

La forme de la courbe P-Y pour une charge statique qui est représentée sur la figure I.17 est déterminée à partir des équations suivantes :

$$0 \le Y \le Y_g \qquad P = (k_c z)Y \tag{I.45}$$

$$Y_g < Y \le 8Y_{50}$$
 $P = 0.5P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}}\right)^{\frac{1}{3}}$ (I.46)

$$8Y_{50} < Y \le 30Y_{50} \left\{ z < 12B \quad P = P_{ult} + \frac{P_{ult} \left[J + (1 - J) \frac{z}{12B} \right] - P_{ult}}{22Y_{50}} (Y - 8Y_{50}) \right.$$
(I.47)

$$z \ge 12B$$
 $P = P_{ult}$

(I.48)

$$z < 12B \quad P = P_{ult} \left[J + (1 - J) \frac{z}{12B} \right]$$
(I.49)
$$z > 30Y_{50} \qquad z > 12B \quad p = p$$

$$z \ge 12B \quad P = P_{ult} \tag{I.50}$$

Avec :

$$Y_g = \left(\frac{0.5P_{ult}}{k_c z}\right)^{1.5} (Y_{50})^{-0.5}$$
(I.51)

J: Une constante empirique, égale à 1.0 pour une argile molle et 0.5 pour une argile raide.



Figure I.17 : La courbe P-Y selon la méthode de Sullivan et Al pour une argile sous chargement statique

e) Méthode d'O'Neill et Gazioglu (1984)

O'Neill et Gazioglu (1984) ont développé des courbes P-Y applicable à toutes les argiles. Cette procédure est basée sur le résultat des 21 essais de charge latérale à 11 endroits différents.

Le calcul de la résistance ultime d'une argile se fait par les équations suivantes :

$$z \le D_c \qquad P_{ult} = F_s C_u B \left(3 + \frac{6z}{D_c} \right)$$
(I.52)

$$z \le D_c \qquad P_{ult} = 9F_s C_u B \tag{I.53}$$

 F_s : Facteur empirique représente la réduction de la résistance du sol donné par le tableau I.16.

La compression triaxial UU	< 0.02	0.02-0.06	> 0.06
Le facteur F_s statique	0.5	0.75	1.00

Tableau I.16 : Les valeurs représentatives de F_s pour les argiles

Le calcul de la profondeur critique D_c se fait par l'équation :

$$D_c = 0.25L_c$$
 (I.54)

La longueur critique du pieu L_c est mobilisée et calculée selon l'équation suivante :

$$L_{C} = 3 \left(\frac{E_{p} I_{p}}{E_{s} \sqrt{B}} \right)^{0.286}$$
(I.55)

 Y_{50} est le déplacement pour lequel 50 % de P_{ult} est mobilisé et calculé selon l'équation :

$$Y_{50} = 0.8\xi_{50}\sqrt{B} \left(\frac{E_p I_p}{E_s}\right)^{0.125}$$
(I.56)

Le module de sol E_s (tableau I.17) est évalué pour la cohésion moyenne non drainée entre la surface du sol et de la profondeur L_c .

La forme de la courbe P-Y pour une charge statique qui est représentée sur la figure I.18 est déterminée à partir des équations suivantes :

$$Y < 6Y_{50} \qquad P = 0.5P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}}\right)^{0.387}$$
(I.57)

$$Y > 6Y_{50} \qquad \begin{cases} z < D_c \quad P = P_{ult} \left[F_s + (1 - F_s) \frac{z}{D_c} \right] \\ z \ge D_c \quad P = P_{ult} \end{cases}$$
(I.58)
(I.59)

 $z \ge D_c$ $P = P_{ult}$ (I.59)

Tableau I.17 : Les valeurs recommandées de E, pour l'argile (D'après O'Neill et Gazioglu 1984)

C_{u} (kPa)	E_s (MPa)
< 25	0.35
25-50	0.35-1.0
50-100	1.0-3.0
100-200	3.0-10.0
200-400	10.0-35.0
> 400	> 35.0

Chapitre I Étude bibliographique du comportement des pieux isolés sous chargement latéral



Figure I.18 : La courbe P-Y selon la méthode d'O'Neill et Gazioglu pour une argile sous chargement statique

f) Méthode de Dunnavant et O'Neill (1989)

Dunnavant et O'Neill ont incorporé la rigidité pieu/sol pour développer des courbes P-Y applicable aux argiles raides saturées. Ce travail a exécuté des tests de chargement latéral des pieux circulaires de diamètre B = 0.273m, B = 1.22m et B = 1.83m et de longueur L = 11.4m et installé dans Houston, Texas. Le site est formé de l'argile raide saturée, ces caractéristiques du sol étaient différentes que celle utilisée par Reese et al. (1975).

Le calcul de la résistance ultime d'une argile raide se fait par les équations recommandées par Dunnavant et O'Neill. La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$P_{ult} = \left(2 + \frac{\gamma' z}{C_u} + 0.4 \frac{z}{B}\right) C_u B \tag{I.60}$$

$$P_{ult} = 9C_u B \tag{I.61}$$

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 :

$$P = 1.02P_{ult} \tanh\left[0.537\left(\frac{Y}{Y_{50}}\right)^{0.7}\right]$$
(I.62)

 Y_{50} est le déplacement pour lequel 50 % de P_{ult} est mobilisé et calculé selon l'équation :

$$Y_{50} = 0.0063\xi_{50} B \left(\frac{E_p I_p}{E_s L^4}\right)^{-0.875}$$
(I.63)

Les valeurs du module de sol E_s qui est évalué pour la cohésion moyenne non drainée sont représentées dans le tableau I.17.

Au-delà de $Y = 8 Y_{50}$, la valeur de *P* demeure constante (la figure I.19).



Figure I.19 : La courbe P-Y selon la méthode d'O'Neill et Dunnavant pour une argile raide sous chargement statique

I.2.4.2.2 Les courbes P-Y pour les sols pulvérulents (Sable)

a) Méthode de Parker et Reese (1970)

Parker et Reese (1970) ont exécuté un test de chargement latéral d'un pieu circulaire de diamètre B = 5.08 cm et de longueur L = 2.34m et installé dans Austin, Texas. Le site est formé d'un sable fin dense caractérisé par $\varphi = 40^{\circ}$.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols pulvérulents, précisément les sables sous chargement statique.

Le calcul de la résistance ultime d'un sable se fait par les équations recommandées par Reese. La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$P_{ult} = \varkappa \left[B \left(\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - K_a \right) + \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) (z \tan \beta' \tan \alpha') + z K_0 \tan \beta' (\tan \varphi - \tan \alpha') \right]$$
(I.64)

$$P_{ult} = Bz\gamma \left[\left(\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^3 + 2K_0 \tan \varphi \left(\tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \right)^2 + 2K_0 \tan \varphi - K_a \right]$$
(I.65)

avec :

$$\beta' = 45 + \frac{\varphi}{2} \tag{I.66}$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \tag{I.67}$$

Le coefficient de pression des terres au repos K_0 égale à 0.4 pour un sable lâche ou 0.5 pour un sable dense ou moyennement dense. L'angle α' est mobilisé et calculé selon l'équation : $\alpha' = \varphi/3$ pour un sable lâche ou $\alpha' = \varphi/2$ pour un sable dense ou moyennement dense.

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 :

$$P = P_{ult} \tanh\left(\frac{K_{py}}{P_{ult}}Y\right)$$
(I.68)

 K_{py} est le module initial de la courbe P-Y est mobilisé et calculé selon l'équation :

$$K_{py} = \frac{J' \chi}{1.35} \tag{I.69}$$

J': étant un facteur empirique égal à 200 pour un sable lâche, 600 pour un sable moyennement dense et 1500 pour un sable dense.

b) Méthode de Reese, Cox et Koop (1974)

Reese et Al (1974) ont exécuté à l'île Mustang, Texas, des tests de charges latérale qui emploient deux pieux circulaires de diamètre B = 0.61m et de longueur L = 21m. Le site est formé d'un massif de sable fin dense caractérisé par : $\gamma' = 10.4kN.m^{-3}$ et $\varphi = 39^{\circ}$.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols pulvérulents, sous chargement statique de courte durée. Le calcul de la résistance ultime d'un sable se fait par les équations recommandées par Reese et Al. La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$P_{st} = \chi \left[\frac{K_0 z \tan \varphi \sin \beta'}{\tan(\beta' - \varphi) \cos \alpha'} + \frac{\tan \beta'}{\tan(\beta' - \varphi)} (B + z \tan \beta' \tan \alpha') + K_0 z \tan \beta' (\tan \varphi \sin \beta' - \tan \alpha') - K_a B \right]$$
(I.70)
$$P_{st} = K_0 R_2 \chi \left[\tan^8 \beta' - 1 \right] + K_0 R_2 \chi \tan \varphi \tan^4 \beta'$$
(I.71)

$$P_{sd} = \mathbf{K}_a B z \gamma (\tan \beta - 1) + \mathbf{K}_0 B z \gamma \tan \phi \tan \beta$$
(1.71)

Les paramètres α' ; β' ; K_0 et K_a sont déterminés comme la méthode de Parker et Reese (1970).

On détermine le point w par les coordonnées suivantes :

$$P_{w} = \overline{A}_{s} P_{ult}$$

$$V = \frac{3B}{4}$$
(I.72)

$$I_{w} = \frac{1}{80}$$
 (1.75)

Le point v a les coordonnées suivantes :

$$P_{\nu} = \overline{B}_{s} P_{ult}$$

$$Y_{\nu} = \frac{B}{60}$$
(I.74)
(I.75)

 \overline{A}_s : Coefficient de l'ajustement sous chargement statique représenté par la figure I.20.

 \overline{B}_{s} : Coefficient non dimensionnel sous chargement statique représenté par la figure I.20.



Figure I.20 : le coefficient de l'ajustement et le coefficient non dimensionnel de la courbe P-Y sous chargement statique

La méthodologie des calculs est comme suit :

 Établir la première portion de la courbe P-Y (un segment droit passant par l'origine jusqu'à au point *j*) qui utilise l'équation suivante :

$$P = (k_s z)Y \tag{I.76}$$

Nous utilisons la valeur appropriée de k_s de tableau I.18 pour établissement le module de réaction de cette équation.

Les valeurs représentatives de k_s	Lâche	Moyen	Dense
(MPa / m)	$D_r \pi 35$	35 π D _r π 65	$D_r \neq 65$
Au-dessous de la nappe phréatique	5.43	16.30	33.90
Au-dessus de la nappe phréatique	6.79	24.43	61.00

Tableau I.18 : Les valeurs représentatives de k_s pour les sables

2) Établir la deuxième portion de la courbe P-Y (un segment parabolique du point *j* à un point *v*) qui utilise l'équation suivante :

$$P = \overline{C}Y^{\frac{1}{n}}$$
(I.77)

n est le pouvoir de la section parabolique définie par :

$$n = \frac{P_v}{mY_v} \tag{I.78}$$

Le coefficient \overline{C} est défini par :

$$\overline{C} = \frac{P_{\nu}}{Y_{\nu}^{1/n}} \tag{I.79}$$

3) Déterminer le point j par les coordonnées suivantes :

$$P_j = k_s z Y_j \tag{I.80}$$

$$Y_j = \left(\frac{\overline{C}}{k_s z}\right)^{n/n-1}$$
(I.81)

4) Établir la troisième portion de la courbe P-Y (un segment droit passant par le point *v* jusqu'à au point *w*) et de pente *m*.

$$m = \frac{P_{w} - P_{v}}{Y_{w} - Y_{v}}$$
(I.82)

5) Établir la dernière portion de la courbe P-Y (un segment de droite horizontale passant par le point *w*). La figure I.21 est représentée l'intersection entre les courbes P-Y.



Figure I.21 : La forme caractéristique de la courbe P-Y sous chargement statique dans le sable (d'après Reese et al. 1974)

c) Méthode d'O'Neill et Murchison (1983)

O'Neill et Murchison ont proposé une simple méthode de calcul de la courbe P-Y dans le sable basé sur le développement de la méthode proposée par Reese et al (1974). Cette modification a été acceptée par le règlement American (A.P.I). Des modifications ont été apportées après les travaux de Murchison et al (1984). À partir des essais de chargement latéral d'un pieu sur site, les relations semi empirique établies ont permis de donner l'allure générale des courbes P-Y. Celles-ci sont ensuite calées sur une banque de données d'essais sur sites.

La réaction latérale du sol pour le sable est définie comme étant une fonction non linéaire (tangente hyperbolique (figure I.24)), elle est approchée à toute profondeur z par l'expression suivante :

$$P = \mu A_s P_{ult} \tanh\left(\frac{k_s z}{\mu A_s P_{ult}}Y\right)$$
(I.83)

 $\mu = 1$ pour les pieux circulaires ou prismatiques et $\mu = 1.5$ pour les pieux coniques ou H-pieux.

 A_s : Facteur pour la prise en compte d'un chargement continu statique, la valeur retenue est celle étant le plus grand nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$A_{s} = Max\left\{ \left(3 - 0.8 \frac{z}{B} \right), 0.9 \right\}$$
(I.84)

Le module initial de la rection du sol k_s est déterminé par un abaque de figure I.23 en fonction de l'angle de frottement et de la densité relative du sable.

Le calcul de la résistance ultime d'un sable se fait par les équations recommandées par Murchison et al. La valeur retenue est celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de ces équations :

$$P_{us} = (C_1 z + C_2 B)\gamma' z \tag{I.85}$$

$$P_{ud} = C_3 B \gamma' z \tag{I.86}$$

 C_1, C_2 et C_3 : Les coefficients déterminés à partir d'abaques qui sont fonction de l'angle de frottement du sable (figure I.22) ou par les formules suivantes :

$$C_1 = 0.115 * 10^{0.0405\varphi} \tag{I.87}$$

$$C_2 = 0.571 * 10^{0.022\varphi} \tag{I.88}$$

$$C_3 = 0.646 * 10^{0.055\varphi} \tag{I.89}$$







Figure 1.22 : Les coefficients C_1, C_2 et C_3 en fonction de l'angle de frottement interne

Figure 1.23 : les valeurs de k_s en fonction de la densité relatif et de l'angle de frottement interne





d) Méthode de Georgiadis et Al (1992)

L'équipe a réalisé des essais sur un modèle réduit centrifugé de pieu dans un sable très dense compacté manuellement et de poids volumique $16.3 kN.m^{-3}$.

Le pieu est équipé de jauges sur leur fiche, les courbes de réaction P-Y en fonction du déplacement sont obtenues expérimentalement en effectuant pour obtenir les conditions aux limites et une double dérivation et une double intégration des courbes.

La forme des courbes P-Y obtenue est donnée par l'expression suivante :

$$P = \frac{Y}{\frac{1}{K} + \frac{Y}{P_{ult}}}$$
(I.90)

Pour les sables, en se basant sur la théorie de Terzaghi (1955), les auteurs établissent que la raideur *K* augmente proportionnellement avec la profondeur telle que :

$$K = n_h z \tag{I.91}$$

 n_h est un coefficient de réaction qui est déduit de la densité du sable.

Pour la résistance ultime du sol P_{ult} , la valeur est le minimum de deux équations (I.70 et I.71) établies par Reese et al (1974).

A : Un facteur de profondeur qui dépend du rapport z/D. Les auteurs choisissent ce coefficient entre 1 et 2, Resse et al. (1974) recommandent entre 0.9 et 3.

I.2.4.2.3 Les courbes P-Y pour les sols cohérents (C-\varphi)

a) Méthode d'Evans et Duncan (1982)

Selon Evans et Duncan, le comportement des sols cohérents $(C-\phi)$ est plus proche du sol pulvérulent que celui du sol purement cohérent. Il est à noter que les courbes P-Y des limons développés ont été basées sur des considérations théoriques seules sans toute validation par un essai en grandeur nature.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols cohérents, précisément les limons sous chargement statique. Le calcul de la résistance ultime du sol se fait par l'équation suivante :

$$P_{ult} = \overline{A}_s P_{u\varphi} + P_{uc} \tag{I.92}$$

La valeur retenue pour la composante du frottement $P_{u\phi}$ de la réaction ultime de sol P_{ult} à la profondeur z est la plus petit de deux équations (I.70 et I.71) établies par Reese et al (1974), et la valeur retenue pour la composante de la cohésion P_{uc} de la réaction ultime de sol P_{ult} à la profondeur z est la plus petit de deux équations (I.26 et I.27) celles établies par Matlock (1970).

Le point w est défini par les coordonnées suivantes :

$$P_{w} = P_{ult} \tag{I.93}$$

$$Y_w = \frac{3B}{80} \tag{I.94}$$

Le point v a les coordonnées suivantes :

$$P_{v} = \overline{B}_{s} P_{ult} \tag{I.95}$$

$$Y_{\nu} = \frac{B}{60} \tag{I.96}$$

Le coefficient de l'ajustement \overline{A}_s et le coefficient non dimensionnel \overline{B}_s de la courbe P-Y sous chargement statique sont représenté par la figure I.20.

La méthodologie des calculs est comme suit :

1) Établir la première portion de la courbe P-Y (un segment droit passant par l'origine jusqu'à au point *j*) qui utilise l'équation suivante :

$$P = (k_{py}z)Y = (k_c + k_{\varphi})zY$$
(I.97)

 k_c , k_{φ} : Les constantes initiales de module de réaction avec composants de la cohésion et du frottement respectivement, elles sont données par les deux graphes de la figure I.25.

2) Déterminer le point j par les coordonnées suivantes :

$$P_j = k_{py} z Y_j \tag{I.98}$$

$$Y_{j} = \left(\frac{\overline{C}}{k_{py}z}\right)^{n/n-1}$$
(I.99)

- 3) Établir la deuxième portion de la courbe P-Y (un segment parabolique du point *j* à un point *v*) qui utilise les équations (I.80) et (I.81) établies par Reese et al (1974) Avec *n* le pouvoir de la section parabolique et le coefficient \overline{C} déterminé par les équations (I.78) et (I.79) respectivement.
- 4) Établir la troisième portion de la courbe P-Y (un segment droit passant par le point v jusqu'à au point w) et de pente (-m) par les équations (I.72) et (I.73) pour le point w et l'équation (I.82) pour la pente m.
- 5) Établir la dernière portion de la courbe P-Y (un segment de droite horizontale passant par le point w

La figure I.26 représente un schéma de la courbe P-Y.



Figure 1.25 : La constante initiale de module de réaction (d'après Reese et Van Impe 2001) [00].



Figure I.26 : La forme caractéristique de la courbe P-Y sous chargement statique dans le sol (C-φ) (d'après Reese et Van Impe 2001)

b) Méthode d'Ismaïl (1990)

Ismaïl (1990) a exécuté au Koweït 12 tests de chargement latéral qui emploient deux types de pieu circulaire de diamètre B = 0.3m et de longueur L = 3.0m et L = 5.0m. Le site est formé d'un massif de sable limoneux cimenté moyennement dense. Les caractéristiques de ce sol sont comme suit :

Profondeur $(0-3.0)m$	$\gamma = 17.9 k N.m^{-3}$	C = 20kPa	$\varphi = 35^{\circ}$
Profondeur $(3.0-5.5)m$	$\gamma = 19.1 kN.m^{-3}$	C = 0kPa	$\varphi = 43^{\circ}$

Cette méthode permet de déterminer la courbe de réaction pour les sols cohérents (C- ϕ). Le calcul de la résistance ultime du sol se fait par les équations suivantes :

$$\varphi \leq 15^{\circ} \qquad P_{ult} = 1.5B\left(2C \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + \sigma_{v} \tan^{2}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)\right)$$
(I.100)

$$\varphi \neq \mathbf{15^{\circ}} \qquad P_{ult} = \frac{\varphi}{10} B \left(2C \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + \sigma_v \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \right)$$
(I.101)

Une fois P_{ult} calculée, il est possible d'obtenir une distribution de la charge appliquée P, tout en faisant varier le déplacement Y, selon l'équation suivante :

$$P = 0.5 P_{ult} \left(\frac{Y}{Y_{50}}\right)^{\frac{1}{3}}$$
(I.102)

 Y_{50} est le déplacement pour lequel 50 % de P_{ult} est mobilisé et calculé selon l'équation :

$$Y_{50} = 2.5\xi_{50}B \tag{I.103}$$

 ξ_{50} est la déformation, à la moitié du déviateur maximal ($\sigma_l - \sigma_r$), obtenue des courbes contraintesdéformations reliées au massif de sol étudié.

Au-delà de $Y = 8 Y_{50}$, la valeur de *P* demeure constante (la figure I.13).

La procédure proposée par Ismaël a montré que le sable limoneux cimenté est comporte en tant que le sol purement cohérent plus que le sol pulvérulent.

c) Méthode de Teng et Tian-lin (2009)

Teng et Tian-lin ont exécuté un test de chargement latéral d'un pieu circulaire de diamètre B = 89mm et de longueur L = 3.0m et installé dans la Chine. Le site est formé de limon du fleuve d'une couleur jaune caractérisée par : $C_{\mu} = 12.0kPa$ et $\varphi = 25^{\circ}$.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction P-Y pour les sols cohérents sous chargement statique. Le calcul de la résistance ultime du sol se fait par l'équation suivante :

$$P_{ult} = P_{u\varphi} + P_{uc} \tag{I.104}$$

La valeur retenue pour la composante du frottement $P_{u\varphi}$ de la réaction ultime de sol P_{ult} à la profondeur z celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de deux équations (I.85 et I.86) celles établies par O'Neill et Murchison (1983), et la valeur retenue pour la composante de la cohésion P_{uc} de la réaction ultime de sol P_{ult} à la profondeur z celle étant le plus petit nombre issu de l'une ou l'autre de deux équations (I.26 et I.27) celles établies par Matlock (1970).

La réaction latérale du sol pour le sol cohérent est définie comme étant une fonction non linéaire (tangente hyperbolique), elle est approchée à toute profondeur *z* par l'expression suivante :

$$P = 1.26P_{ult} \tanh\left(\frac{k_s z}{P_{ult}}Y\right)$$
(I.105)

I.2.4.2.4 Les courbes de réaction P-Y pour les roches

a) Méthode de Reese (1997)

Reese (1997) a présenté une courbe P-Y pour les pieux en roche tendre ($q_{ur} < 6.9$ MPa). Les courbes P-Y ont été générées en utilisant les données de test de chargement effectuées dans un milieu de grès à grains fins, près de San Francisco (Speer, 1992).

Reese a également fait des suggestions pour les courbes P-Y dans la roche tendre et fracturée. La résistance ultime pour le rock est donnée par les équations suivantes :

$$0 \le x_r < 3B \qquad P_{ult} = \alpha_r \sigma_{ci} B \left(1 + 1.4 \frac{x_r}{B} \right)$$
(I.106)

$$x_r \ge 3B \qquad P_{ult} = 5.2\alpha_r \sigma_{ci}B \qquad (I.107)$$

 x_r est la profondeur au-dessous de la surface de la roche.

 α_r est un facteur de réduction de la résistance à la fissuration à la surface de la roche qui réduit la résistance à la compression des échantillons de roches intactes en raison de la surface fractures en raison de petites déviations. La valeur de α_r est supposée être égale à 1/3 pour le rock ayant une RQD de 100 % et augmenter de façon linéaire à 1 pour un RQD de zéro.

Si RQD est nulle, la résistance à la compression peut être déterminée directement à partir d'une courbe pressiométrique ou soit à partir de la figure I.27.

La pente initiale K_{py} de la courbe P-Y, comme le montre la figure I.28, est établie par le module de déformation initial des massifs rocheux E_{ir} qui peut être obtenu à partir d'un essai pressiomètrique ou un essai dilatométrique et la constante sans dimension k_{ir} par l'équation suivante :

$$K_{py} \cong k_{ir} E_{ir} \tag{I.108}$$

$$x_r < 3B$$
 $k_{ir} = \left(100 + \frac{400x_r}{3B}\right)$ (I.109)

$$x_r \ge 3B$$
 $k_{ir} = 500$ (I.110)

La valeur Y_a à partir de la figure I.28 est déterminée par l'équation suivante :

$$Y_{a} = \left(\frac{P_{ult}}{2(k_{rm}B)^{0.25} K_{py}}\right)^{1.333}$$
(I.111)

 k_{rm} est une constante de déformation à 50 % de la charge ultime comprise entre 5×10^{-4} à 5×10^{-5} qui sert à établir la rigidité globale des courbes.



Figure I.27 : Propriétés mécaniques des roches intactes (Harvath et Kenney 1979 ; Peck 1976)

Après avoir établi les valeurs Y_a , K_{py} et P_{ult} la courbe P-Y complète est illustrée à la figure I.28 pour les roches tendres peut être construite par les équations suivantes :

$$Y < Y_a \qquad P = K_{py}Y \qquad (I.112)$$

$$Y \ge Y_a \text{ et } P \le P_{ult}$$
 $P = \frac{P_{ult}}{2} \left(\frac{Y}{k_{rm}B}\right)^{0.25}$ (I.113)

$$Y \ge 16(k_{rm}B) \text{ et } P > P_{ult} \qquad P = P_{ult}$$
(I.114)

b) Méthode de Reese et Nyman (1978)

Reese et Nyman (1978) ont présenté une courbe P-Y pour les pieux en roche dur ($q_{ur} \ge 6.9$ MPa). Les courbes P-Y ont été générées en utilisant les données de test de charge effectuées dans le calcaire vacuolaire de Floride.

Reese recommande d'effectuer des tests de charge si le déplacement horizontal prévu dépasse 0.04 % du diamètre du pieu. La figure I.29 montre les courbes P-Y pour une utilisation dans une roche.



Figure I.28 : La courbe P-Y de la roche tendre (Reese 1997)

La résistance ultime pour la roche est donnée par l'équation suivante :

$$P_{ult} = S_u B \tag{I.115}$$

La courbe P-Y illustrée à la figure I.29 pour les roches dures peut être construite par les équations suivantes :

Y < 0.0004B $P = 2000S_{u}Y$ (I.116)

 $Y \ge 0.0004 B$ $P = 100 S_u Y$ (I.117)



Figure I.29 : La courbe P-Y recommandé pour une roche dure (Reese et Nyman 1978)

I.2.4.3 Les courbes de réaction P-Y à partir des essais in-situ

I.2.4.3.1 Les courbes P-Y par l'essai pressiométrique (PMT)

a) Méthode de Fascicule 62 (1993)

La courbes P-Y décrite par le règlement Fascicule 62 est définie par deux paramètres, un module K_{py} et un palier de pression P_{ult} .

On définit un module K_{py} égal à deux fois le module de réaction exprimé par Ménard (1969), il est calculé par la formule suivante :

$$B > B_0 \qquad \qquad K_{py} = \frac{12E_M}{\frac{4B_0}{3B} \left(2.65\frac{B_0}{B}\right)^{\alpha} + \alpha}$$
(I.118)

$$B < B_0 K_{py} = \frac{12E_M}{\frac{4}{3}(2.65)^{\alpha} + \alpha} (I.119)$$

Avec $B_0 = 0.6m$, α étant un coefficient caractérisant le sol, donné par le tableau I.7.

L'attention est attirée sur le fait que le module K_{py} considéré ici est un module de réaction, contrairement au coefficient de réaction k_{py} considéré dans les errements traditionnels. Ces deux modules sont liés par la relation :

$$K_{py} = k_{py}B \tag{I.120}$$

On admet que le sol exerce en chaque section d'élément du pieu une réaction perpendiculaire à l'axe vertical, et fonction du déplacement transversal de la section considérée. Dans le cas des pieux de section carrées ou circulaires on considère que cette réaction se compose uniquement de pressions frontales. La pression frontale est modélisée par une pression uniforme s'exerçant sur la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement. La courbe de réaction est bilinéaire ou trilinéaire (figure I.30), elle est en fonction de la nature du chargement :

• Cas où les sollicitations permanentes en têtes sont dominantes :

On recommande d'utiliser la courbe de la figure I.30 (a) :

Un segment de droite passant par l'origine et de pente $\frac{K_{py}}{2}$;

Un palier $P_{ult} = p_f \cdot B$.

• Cas où les sollicitations dues aux poussées latérales du sol sont dominantes :

La sécurité est mieux assurée en prenant une courbe plus raide, avec possibilité d'atteindre la pression limite p_1 (figure I.30 (b)).

Un segment de droite passant par l'origine et de pente $\frac{K_{py}}{2}$ jusqu'à $p_f.B$;

Un segment de droite et de pente $\frac{K_{py}}{4}$ de $p_f.B$ jusqu'à $P_l.B$;

Un palier $P_{ult} = p_l . B$

En deçà d'une certaine profondeur critique relative au chargement horizontal, les caractéristique pressiométriques sont à réduire par un facteur empirique λ_z , afin de tenir compte d'un certain effet de surface sur les caractéristique pressiométriques, tel que :

$$z < D_c \qquad \qquad \lambda_Z = 0.5 \left(1 + \frac{z}{D_c} \right) \tag{I.121}$$

Ménard recommande de prendre une profondeur critique $D_c = 2B$ pour un sol cohérent et $D_c = 4B$ pour un sol pulvérulent.



Figure I.30 : Les courbes de réaction d'un pieu isolé sous charges latérales

b) Méthode de Frank (1999)

Des expérimentations en vraie grandeur ont en lieu sur des pieux sollicités horizontalement en tête, ou soumis à des pousses latérales. On passe de la courbe d'expansion au pressiomètre autoforeur (PAF) à la courbe de réaction P-Y du pieu par les chargements de variation suivant :

$$P = (p - p_0)B \tag{I.122}$$

$$Y = \frac{B}{\zeta} \frac{\Delta V}{V_0} \tag{I.123}$$

On prend souvent le coefficient ζ de chargement statique égal à 2.

La courbe de réaction est en fonction de la nature du chargement, par rapport à la courbe d'expansion au PAF prise sous la forme $\left(p - p_0, \frac{1}{2}\frac{\Delta V}{V_0}\right)$, les déplacements pour $P \le P_{ult}$ sont doublés.

• Cas où les sollicitations permanentes en têtes sont dominantes :

Dans les sols sableux

$$P_{ult} = 0.75(p_{20} - p_0)B \tag{I.124}$$

Dans les sols argileux ou limoneux

$$P_{ult} = 0.5(p_{20} - p_0)B \tag{I.125}$$

• Cas où les sollicitations dues aux poussées latérales du sol sont dominantes :

Quel que soit le sol

$$P_{ult} = (p_{20} - p_0)B \tag{I.126}$$

c) Méthode de Baguelin, Jézéquel, et Shields (1978)

Cette méthode a été proposée par Baguelin et Al. en 1978, basée sur le l'essai pressiométre (SBPMT), la courbe P-Y à une profondeur z du pieu est construite point par point à partir de la courbe d'expansion expérimentale PMT à même profondeur z comme suit :

$$P = \eta' p^* B \tag{I.127}$$

$$Y = \frac{B\Delta V}{4V_0} \tag{I.128}$$

 V_0 et ΔV sont respectivement le volume de forage PMT initial et l'augmentation du volume de forage sous la pression nette p^* , η' est le facteur de résistance latérale variant de 0.33 à 3.

d) Méthode de Robertson, Hughes, Campanella, Brown et McKeown (1986)

Robertson et Al (1986) ont proposé une méthode qui a utilisé les résultats d'essai pressiomètre de Pencel (PPMT) pour évaluer le déplacement de pieu par les courbes P-Y. Il a multiplié la composante de pression de la courbe PPMT par un facteur $\overline{\alpha}$ pour obtenir la courbe P-Y.

On détermine la réaction de sol par la relation suivante :

$$P = \left(p_{PPMT}\right)^* B\overline{\alpha} \tag{I.129}$$

Avec le facteur de la réduction $\overline{\alpha}$ donné dans le tableau I.19.

On détermine le déplacement du pieu par l'équation suivante :

$$Y = \frac{(V_{PPMT})^* B}{4\pi R_p^2 L_m}$$
(I.130)

 D_{cm} : La profondeur de la surface du sol jusqu'à au centre de la membrane d'essai pressiomètre de Pencel (PPMT).

Profondeur critique	Les sols pulvérulents	Les sols purement cohérents
$D_C \leq 4B$	$\overline{\alpha} = \frac{1.5D_{cm}}{4B}$	$\overline{\alpha} = \frac{2D_{cm}}{4B}$

 $\overline{\alpha} = 1.5$

 $\overline{\alpha} = 2$

Tableau I.19 : Le facteur de la réduction $\overline{\alpha}$ caractérisant le sol

e) Méthode de Briaud, Smith et Meyer (1983)

 $D_C \phi 4B$

Briaud et Al ont exécuté des tests de chargement latéral qui emploient dix pieux forés circulaires, 9 pieux dans un site argileux de diamètre entre B = 0.50m et B = 1.40m et de longueur entre L = 3.0m et L = 13.0m, un pieu dans un site sableux de diamètre B = 1.40m et de longueur L = 4.54m.

Cette méthode a été développée par Briaud, Smith et Meyer (1981) à partir des résultats de l'essai pressiométrique. Ils considèrent que la courbe P-Y est faite par une courbe de réaction frontale normale Q-Y et d'une courbe de réaction latérale du frottement F-Y. Les courbes Q-Y et F-Y peuvent être obtenues point par point à partir de la courbe pressiométrique. La réaction exercée par le sol sur le pieu est calculée par l'équation :

$$P = Q + F \tag{I.131}$$

Avec

$$Q = \frac{p^*}{\chi} S_f B \tag{I.132}$$

$$F = S_t B \tau_s \tag{I.133}$$

 S_f : Facteur de forme pour la réaction de pression est égal à $\pi/4$ pour piles circulaires et 1.33 pour les pieux carrés.

 S_t : Facteur de forme pour la réaction de pression est égal à 0.79 pour piles circulaires (1.0 compte tenu de la contre butée supplémentaire de cisaillement derrière le pieu) et 1.76 pour les pieux carrés (2.0 compte tenu de la contre butée supplémentaire de cisaillement derrière le pieu).

La contrainte de cisaillement du sol τ_s obtenu à partir de la courbe pressiométrique par le procédé sous-tangente.





Figure I.31 : Le mécanisme de la charge latérale

f) Méthode de Bouafia (2007)

Bouafia a interprété cinq tests de chargement horizontal des pieux isolés dans deux sols sableux. La forme des courbes P-Y obtenue est donnée par l'expression suivante :

$$P = \frac{Y}{\frac{1}{E_{ti}} + \frac{Y}{P_{ult}}}$$
(I.135)

Le module de réaction est défini en fonction de module pressiometrique telle que :

$$E_{ii}(z) = 0.28E_m(z)K_R^{-0.55}$$
(I.136)

 K_R : La rigidité latérale du pieu peut être définie comme suit :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_C D^4} \tag{I.137}$$

Où E_c est le module caractéristique du sol évalué comme une valeur moyenne du module pressiometrique E_m le long du pieu.

$$E_C = \frac{1}{D} \int_0^D E_m dz \tag{I.138}$$

Pour la résistance ultime du sol P_{ult} était corrélée à la pression limite nette comme suit :

$$P_{ult} = 3P_L^* B \sqrt{K_R} \tag{I.139}$$

I.2.4.3.2 Les courbes P-Y par l'essai dilatométrique (DMT)

a) Méthode de Robertson, Davies et Campanella (1989)

Robertson et Al (1989) ont proposé une simple méthode de calcul de la courbe P-Y qui utilise la même forme et l'équation (I.1) proposé par Matlock (1970). Pour les sols purement cohérents basés sur le développement de la méthode proposée par Matlock (1970) et dans les sols pulvérulents basés sur le développement de la méthode proposée par Reese et al (1974) avec des paramètres obtenus par l'essai dilatomètre DMT.

• Cas des sols purement cohérents :

D'après la méthode de Robertson (1989), la détermination des courbes P-Y pour les sols purement cohérents par l'essai dilatométrique est basée sur les mêmes étapes de la méthode de Matlock (1970) sauf que la cohésion du sol non drainé S_u est calculée à partir de la valeur de DMT comme :

$$S_{\mu} = 0.67 (p_{1})^{0.75}$$
(I.140)

Et la moitié de la résistance du sol ultime correspond à :

$$Y_{50} = \frac{23.67S_u \sqrt{B}}{F_c E_D}$$
(I.141)

Le facteur empirique F_c du sol cohérent est égal à 10.

• Cas des sols pulvérulents :

Pour les sols pulvérulents, la détermination des courbes P-Y par la méthode de Robertson (1989) avec l'essai dilatomètrique est basée sur les mêmes étapes de la méthode de Reese et al (1974) avec Y_{50} est le déplacement pour lequel 50 % de P_{ult} est mobilisé et calculé selon l'équation :

$$Y_{50} = \frac{4.17\gamma' z \sin\varphi}{F_{\varphi} E_D (1 - \sin\varphi)} B$$
(I.142)

Le facteur empirique F_{φ} du sol pulvérulent est égal à 2.

b) Méthode de Gabr et Borden (1988)

Gabr et Borden (1988) ont proposé une courbe de réaction P-Y basé sur la méthode de Murchison et O'Neill (1984) et sur des paramètres obtenus par l'essai DMT. L'équation de la courbe P-Y est une fonction tangente hyperbolique.

La résistance latérale ultime et les autres facteurs sont calculés par les équations recommandées par Murchison et O'Neill (1984), sauf que le module initial de la réaction du sol k_s est déterminé par l'équation suivant :

$$k_s = \frac{6.5(p_{0_{DMT}} - \sigma'_{h0})}{0.00685} \tag{I.143}$$

I.2.4.3.3 Les courbes P-Y par l'essai de pénétration statique (CPT)

a) Méthode de Kim, Park, Kyung, et Lee (2014)

Cette méthode permet de déterminer la courbe de réaction pour les sols purement cohérents, précisément les argiles sous chargement statique. Kim et Al ont proposé une courbe P-Y de Matlock (1970) modifiée par l'utilisation de l'essai de pénétration statique CPT.

La méthode du facteur de cône est une approche connue pour estimer la cohésion non drainée C_u à partir de la résistance de cône de l'essai CPT, la relation est donnée par l'équation suivante :

$$C_u = \frac{q_l - \sigma_{v0}}{N_k} \tag{I.144}$$

 N_k est le facteur de cône, prenant une valeur approximative de 14 pour les argiles saturées normalement consolidé et 22 pour les argiles surconsolidé (Bouafia, 2011).

La résistance latérale ultime et les autres facteurs sont calculés par les équations recommandées par Matlock (1970) sauf que la déformation $\xi_{50} \le 0.02$ est déterminée par l'équation suivante :

$$\xi_{50} = \xi_{CPT} = 0.185 \left(\frac{q_e}{100}\right)^{-1.124} \tag{I.145}$$

b) Méthode de Bouafia (2014)

Bouafia a proposé une simple méthode de calcul de la courbe P-Y dans des sols sableux basés sur l'essai CPT, cette méthode est basée sur le même principe de la méthode proposée basée sur l'essai PMT. La courbe P-Y est formulée en fonction hyperbolique caractérisée par un module de réaction initiale E_{ti} et une résistance latérale P_{ult} définie en fonction de la résistance pénétrométrique nette conformément aux équations (I.147) et (I.148) respectivement.

La résistance pénétrométrique nette est déterminée par l'équation suivante :

$$q_{c}^{*}(z) = q_{c}(z) - \sigma_{v0}(z)$$
(I.146)

$$E_{i} = K_F q_c^* \tag{I.147}$$

$$P_{ult} = K_C q_c^* B \tag{I.148}$$

Avec :

$$K_{r} = \begin{cases} 0.1K_{R}^{-1.1} & K_{R} > 2.1x10^{-2} \\ K_{R} = 1 \end{cases}$$
(I.149)

$$K_{\mu} \le 2.1 \times 10^{-2} \tag{I.150}$$

$$K_{c} = \begin{cases} 1.4K_{R}^{0.83} & K_{R} > 2.1x10^{-2} \\ K_{C} = \end{cases}$$
(I.151)

$$K_R \le 2.1 \times 10^{-2} \tag{I.152}$$

La rigidité latérale du pieu peut être définie comme suit :

$$K_{R} = \frac{E_{p}I_{p}}{q_{ce}^{*}D^{4}}$$
(I.153)

 q_{ce}^* est la résistance pénétrométrique équivalente nette évaluée comme suite :

$$q_{ce}^{*} = \frac{1}{D_{e}} \int_{0}^{D_{e}} q_{c}^{*} dz$$
(I.154)

c) Méthode de Dyson et Randolph (2001)

Dyson et Randolph ont réalisés une modélisation par centrifugeuse de la réponse des pieux incorporés dans un sable calcaire sous charge latérale monotone. L'étude a conduit des recommandations pour les courbes P-Y liée à la résistance du cône.

Cette méthode permet de déterminer les courbes de réaction pour les sables calcaires par l'expression suivante :

$$P = \gamma' BR \left(\frac{q_c}{\gamma' B}\right)^{0.72} \left(\frac{Y}{B}\right)^m \tag{I.155}$$

R est une constante égale à 2.84 pour un pieu libre en tête et 2.56 pour un pieu encastré, et m est une constante égale à 0.64 pour un pieu libre en tête et 0.52 pour un pieu encastré.

I.2.4.3.4 Les courbes P-Y par l'essai de pénétration standard (SPT)

a) Méthode de Simpson et Brown (2003)

Simpson et Brown ont réalisé des tests de chargement latéral statique qui emploient six pieux circulaires de diamètre B = 0.914m et de longueur L = 10.97m. Les pieux sont installés dans Alabama, dans la province sud du Piedmont. Le sol du site est formé de limon argileux ou sableux.

Ils ont proposé une méthode pour le développement des courbes P-Y dans les sols résiduels basée sur les essais in situ (DMT, CPT, SPT et PMT).

Le calcul de la résistance ultime du sol se fait par l'équation suivante :

$$P_{ult} = BY(1 - 3.624\varsigma) \tag{I.156}$$

 ς une constante égale à -0.23.

La forme de la courbe P-Y pour une charge statique est représentée sur la figure I.32, et déterminée à partir des équations suivantes :

$$Y < 0.001B \qquad P = E_s BY \tag{I.157}$$

$$0.001B < Y < 0.0375B \qquad P = E_s \left[1 - \zeta \ln \left(\frac{Y/B}{0.001} \right) \right]$$
(I.158)

$$Y > 0.0375 B$$
 $P = P_{ult}$ (I.159)

Le module de réaction E_s de la courbe P-Y est calculé selon les équations présentées au tableau I.20.

Tableau I.20 : Les valeurs	recommandées de module de	e réaction E	de la courbe P-Y

Les essais in-situ	PMT	DMT	CPT	SPT
E_{s}	$E_{s} = 0.235 E_{M}$	$E_{s} = 0.076 E_{D}$	$E_{s} = 0.118q_{c}$	$E_s = 22N_{SPT}$



Figure I.32 : La forme caractéristique de courbe P-Y d'après Simpson et Brown (2003)

b) Méthode de Kubo (1965)

La méthode de Kubo a proposé une forme parabolique pour les courbes de réaction dans le sable comme suit :

$$P = K_s B z \sqrt{Y} \tag{I.160}$$

Le coefficient K_s , exprimé ci-après en MN/m^{3.5}, a été corrélé à N_{spt} à la base de l'interprétation des essais de chargement de pieux en vraie grandeur, comme suit :

$$K_s = 2.52 (N_0)^{0.57} \tag{I.161}$$
N_0 est la pente du profil de N_{spt} supposé linéaire en fonction de la profondeur comme suit :

$$N_{spt} = N_0.z \tag{I.162}$$

Cette relation a ensuite été confirmée par des travaux réalisés avec la centrifugeuse du PHRI (Port and Harbour Research Institute) portant sur un pieu isolé chargé latéralement dans le sable.

c) Méthode d'Anderson, Townsend et Grajales (2003)

Anderson et al (2003) ont analysé des tests sur des pieux chargés latéralement en comparant les courbes P-Y standard dont les paramètres requis ont été définis sur la base de corrélations classiques. Cette approche corrélative peut être utile chaque fois que les données des essais SPT ou CPT sont disponibles, mais nécessite un certain jugement d'ingénierie en raison de la diversité des corrélations.

I.3 Comportement du pieu aux grands déplacements

Les méthodes de calcul des pieux aux grands déplacements consistent à considérer le sol comme entièrement à l'état de rupture et le dimensionnement des pieux sous charges latérales se fait à l'état limite ultime (ELU). Il existe une diversité des méthodes de calcul, classées dans l'une des catégories principales ci-après :

- Les méthodes théoriques ;
- Les méthodes semi-empiriques ;
- Les méthodes empiriques.

I.3.1 Les méthodes théoriques

Elles sont basées sur un mécanisme de rupture par coin, telles que celles de Blum (1932) et Brinch Hansen (1961). La résistance horizontale du sol est assimilée à un profil de pression composée en partie supérieure d'une butée et en partie inferieure d'une contre butée, avec passage discontinu d'une zone à l'autre (centre de rotation).

a) Méthode de Blum (1932)

C'est la plus ancienne méthode qui a été développée ; Blum considère la rupture du sol pulvérulent à partir du coin vers la surface (figure I.33), la distribution de la pression du sol est déterminée par la théorie de coulomb.



Figure I.33 : Mécanismes de rupture selon Blum

$$q_{z} = \gamma' z \left(1 + \frac{z}{2B} \right) \frac{\cos^{2} \varphi}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin\varphi}{\cos \delta}} \right)^{2}}$$
(I.163)

b) Méthode de Brinch Hansen (1961)

Brinch Hansen a proposé une méthode pour calculer la résistance ultime latérale d'un pieu court (rigide) dans un sol cohérent $(C - \varphi)$, il juge que la rupture se produit non seulement à partir du coin mais qu'elle est aussi profonde et se localise autour du pieu (figure I.34).

Dans cette méthode, les paramètres inconnus sont la profondeur du centre de rotation z_R et la valeur de l'effort ultime H_{ult} , qui se déterminent à partir des deux conditions d'équilibres (les forces horizontales et les moments).

L'auteur a proposé une expression de la réaction ultime à une profondeur quelconque z, et cela pour un sol cohérent ou un sol pulvérulent comme suit :

$$P_u(z) = \sigma'_v K_{qz} + C' K_{cz}$$
(I.164)

La profondeur du centre de rotation z_R : $z_R = 0.5 \left(\frac{H_{ult}}{P_u B} + L \right)$ (I.165)

 K_{qz} et K_{cz} : Coefficient de la résistance latérale dépendent du rapport de la profondeur sur le diamètre de pieu (la profondeur relative) $\frac{z}{B}$, et l'angle de frottement interne φ (figure I.35).



Figure I.34 : Modèle de calcul d'un pieu rigide (d'après Brinch Hansen 1961)



Figure I.35 : Les coefficients de la résistance latérale (d'après Brinch Hansen 1961)

I.3.2 Les méthodes semi-empiriques

Elles comportent un ajustement des résultats des essais sur pieux, par une méthode théorique telle que Broms (1964), Dembicki (1977) et Prasad et Chari (1999).

a) Méthode de Broms (1964 a-b)

Elle est basée sur le même mécanisme de rupture que Brinch Hansen, sauf qu'elle s'appuie sur des hypothèses simplificatrices quant à la répartition de la pression ultime le long de pieu.

Cette méthode a l'avantage d'offrir une solution rapide sous forme d'abaques tout en tenant compte des conditions aux limites et de la rigidité de pieu dans les sols pulvérulents et cohésion (voir annexe A).

b) Méthode de Prasad et Chari (1999)

La résistance latérale ultime H_{ult} d'un pieu rigide à la force horizontale en tête peut être obtenue par :

$$H_{ult} = \int_{0}^{L} p_{ult} B dz = \int_{0}^{L} (\eta p_{\max} + \vartheta \tau_{\max}) B dz$$
(I.166)

$$H_{ult}e = \int_{0}^{L} p_{ult}Bzdz = \int_{0}^{L} (\eta p_{\max} + \vartheta \tau_{\max})Bzdz$$
(I.167)

La profondeur de rotation z_R est définie comme suite :

$$z_{R} = \frac{\left(5.307L^{2} + 7.29e^{2} + 10.541eL\right)^{0.5} - \left(0.567L + 2.7e\right)}{2.2}$$
(I.168)

Les facteurs de forme sont donnés par le tableau I.21 :



Tableau I.21 : Les valeurs de η et ϑ (d'après Briaud et Smith 1983)



Figure I.36 : Pieu rigide dans un milieu pulvérulent (d'après parasad et chari 1999)

I.3.3 Les méthodes empiriques

Elles sont basées en départ sur l'observation du comportement des pieux en essais de chargement latéral, telles que la méthode de Ménard (1962).

Méthode de Ménard (1962)

Ménard a établi une méthode pratique très simple basée sur une certaine similitude entre l'expansion cylindrique de la sonde pressiométrique et le déplacement horizontal d'une section du pieu dans le sol pour déterminer la capacité portante horizontale ultime H_{ult} et le moment de renversement M_{ult} applicables à un pieu rigide.

Ménard a adopté le schéma de rupture de la figure I.37 et substitue au diagramme des réactions limites de butée et de contre butée le diagramme simplifie de la figure I.38.

Chapitre I Étude bibliographique du comportement des pieux isolés sous chargement latéral



Figure I.37 : Schéma de rupture (d'après Ménard, 1962)



Figure I.38 : Profile de réaction horizontale limite (d'après Ménard, 1962)

• Cas du sol homogène

Ménard montré que la réaction limite dans un sol homogène est caractérisé par la pression limite nette p_l^* et la profondeur critique D_c comme la figure I.38.

Une zone neutre de passage de la butée à la contre butée, épaisse de 10 % de la fiche, est à introduire pour tenir compte de la faible mobilisation des pressions dans cette zone. Les pressions doivent être corrigées à proximité de la surface par un coefficient λ_z donné par la formule :

$$\lambda_z = 0.5 \left(1 + \frac{z}{D_c} \right) \tag{I.169}$$

La profondeur D_c sur laquelle s'applique cette réduction, comptée à partir de la surface du sol, est prise égale à : $D_c = 2B$ dans le cas des sols cohérents et $D_c = 4B$ dans le cas des sols pulvérulents.

• Cas du sol non homogène

Dans ce cas du sol, la pression limite nette équivalente P_{le}^* est estimée par la moyenne analytique des différentes valeurs de pression nette $(P_l - P_0)$.

En supposant que la pointe est libre et en négligeant la zone neutre, l'écriture des équations de la statique permet d'établir aisément les formules suivant (Bouafia, 2011) :

Cas de chargement	Capacité portante	Zone neutre
Pieu chargé par un effort seul $\left(\boldsymbol{M}_{0}=0 ight)$	$H_{ult} = \alpha_1 B L P_{le}^*$	$\frac{Z_r}{L} = \sqrt{\frac{\left(\frac{D_c}{L}\right)^2}{12} + 0.5}$
Pieu chargé par un moment seul $(H_0 = 0)$	$M_{ult} = \alpha_2 B L^2 P_{le}^*$	$\frac{Z_r}{L} = \frac{D_C}{8L} + 0.5$
Pieu chargé par un effort à une cote par rapport à la surface du sol.	$H_{ult} = \alpha_1 B L P_{le}^*$	$\left(\frac{Z_r}{L}\right)^2 + \frac{2e}{L}\left(\frac{Z_r}{L}\right) + \delta = 0$ $\delta = \frac{D_c}{12L^2}\left(3L - D_c\right) - \left(\frac{e}{L} + 1\right)\left(\frac{D_c}{4L} + 1\right) + 0.5$

Tableau I.22 : Les équations pour le calcul de H_{ult} dans un sol non homogène (d'après Bouafia, 2011)

$$\alpha_{1} = 2\frac{Z_{r}}{L} - \frac{D_{c}}{4L} - 1$$
(I.170)
$$\alpha_{2} = \frac{\left(\frac{D_{c}}{L}\right)^{2}}{12} - \frac{\left(1 + \frac{D_{c}}{4L}\right)^{2}}{4} + \frac{1}{2}$$
(I.171)

I.4 Analyse comparative

Nous avons vu dans les deux paragraphes précédents (I.2 et I.3) que de nombreuses méthodes de calcul ont été proposées afin d'analyser le problème des pieux chargés latéralement en petits déplacements et à la rupture.

Une comparaison des solutions obtenue par les différentes méthodes est faite à travers l'analyse de deux essais de chargement statique de pieux.

Nous avons comparé les résultats du calcul par les différentes méthodes avec les données expérimentales provenant d'essai sur modèles centrifugés dans un sol sableux homogène. L'essai du pieu 7A a été publié par Bouafia (1999) et menés sur la centrifugeuse du centre de Nantes du LCPC (France) pour la modélisation des fondations profondes sollicitées horizontalement.

Le passage du modèle centrifuge au prototype se fait à travers les conditions de similitude, résultant de la conservation des équations décrivant le phénomène. Ces conditions imposent qu'un modèle centrifuge à l'échelle 1/N soit soumis à une force massique de N fois celle de la gravité terrestre.

Le pieu est un tube foncé. Le modèle été instrumenté par 12 paires de jauges équidistantes de 25 mm et placées sur deux génératrices diamétralement opposées, l'échelle N = 17.85. Le sol est un sable siliceux jaune, propre et mal gradue, provenant du site expérimental du Rheu (Rennses) de classe SP selon le système USCS. L'effort horizontal est applique au modèle durant 3 minutes pour chaque incrément et le déplacement en tête résultant est mesure à l'aide de deux capteurs LVDT. Les caractéristiques du modèle au prototype ainsi que les caractéristiques du sol sont résumées dans le tableau I.23. Les résultats considérés sont ceux présentés par Bouafia et extrapolés à l'échelle du pieu prototype.

Les caractéristiques du pieu	Les caractéristiques du sol	Les caractéristiques du chargement
$B = 0.50m$ $D = 5.00m$ $D / B = 10$ $E_p I_p = 56.65MN.m^2$	$\gamma_d = 16.5 kN.m^{-3}$ $I_d = 95\%$ $S_r = 0\%$ $\varphi = 42^\circ$	$e = 1.00m$ $H_{1} = 49.14kN$ $H_{2} = 97.25kN$ $H_{3} = 147.78kN$ $H_{4} = 198.49kN$

Tableau I.23 : Les caractéristiques du modèle prototype et du sol (d'après Bouafia, 1999)

La courbe de chargement est présentée à la figure I.39. Elle montre une allure non linéaire prononcée, où on constate un comportement linéaire au voisinage de l'origine, c'est-à-dire dans le domaine des petits déplacements. La courbe admet une asymptote horizontale pour les grands déplacements. Ces deux aspects peuvent être décrits par une loi hyperbolique de la forme :

$$H_{0} = \frac{Y_{0}}{\frac{1}{K_{H0}} + \frac{Y_{0}}{H_{u}}}$$
(I.172)

 K_{H0} est la pente initiale de la courbe de chargement. Elle permet d'estimer les petits déplacements par :

Chapitre I Étude bibliographique du comportement des pieux isolés sous chargement latéral

$$H_0 = K_{H0} Y_0 (I.173)$$

 H_u est effort horizontal ultime ou capacité portante latérale.

Un ajustement par moindres carres a donné $K_{H0} = 6.14$ MN/m et $H_u = 595.6$ kN avec un bon coefficient d'ajustement R = 99 %.



Figure I.39 : Courbe de chargement du modèle prototype (d'après Bouafia, 1999)

Pour les méthodes d'élasticité linéaire, on applique les méthodes de Poulos (1971) et Davis et Budhu (1987) donnant les expressions du déplacement en tête d'un pieu fiché dans un sol de Gibson et soumis à l'action d'un effort latéral H_0 et d'un moment $M_0 = H_0 e$.

Le calcul de déplacement est donne par l'équation suivante :

$$Y_{0} = I'_{UH} \left(\frac{H_{0}}{n_{h}L^{2}}\right) + I'_{UM} \left(\frac{M_{0}}{n_{h}L^{3}}\right)$$
(I.174)

Les facteurs d'influence I'_{UH} , I'_{UM} sont formulés et récapitulés par Poulos et Hull (1992) par les équations suivantes :

$$I'_{UH} = 13.10 + 11.09 \log_{10} \left(\frac{D}{B}\right)$$
(I.175)

$$I'_{UM} = 34.63 + 18.03 \log_{10} \left(\frac{D}{B}\right)$$
(I.176)

Le module de réaction N_h déterminé expérimentalement par l'auteur à partir des courbes P-Y obtenues des mesures de flexion le long du pieu, a une variation linéaire avec la profondeur. Un ajustement par une droite passant par l'origine selon la loi $E_s = N_h z$ donne une pente de $N_h = 9.14 MPa / m$. On considère généralement que le rapport du module de réaction au module de déformation du sol est proche de 1. En effet Terzaghi a suggéré un rapport de 0.74 pour les sols sableux et Poulos a trouvé un rapport de 0.82.

Pour les méthodes des éléments finis on applique la méthode de Randolph (1981). Randolph a établi une expression plus générale pour l'évaluation du déplacement dans un sol ayant une rigidité quelconque, et a simplifié l'équation pour un pieu fiché dans un sol de Gibson comme suit :

$$Y_{0} = \frac{0.54H_{0}}{m^{*}r_{0}^{2}} \left(\frac{E_{pe}}{m^{*}r_{0}}\right)^{-\frac{3}{9}} + \frac{0.60M_{0}}{m^{*}r_{0}^{3}} \left(\frac{E_{pe}}{m^{*}r_{0}}\right)^{-\frac{5}{7}}$$
(I.177)

Pour les méthodes des courbes de réaction P-Y, on applique les méthodes dans un site sableux de Parker et Reese (1970), Reese et Al (1974), O'Neill et Murchison (1983) et Georgiadis et al (1992).

Les courbes P-Y sont construites au milieu de ces tranches et introduites dans le logiciel de calcul SPULL.

Une comparaison entre les déplacements mesurés et calculés par ces méthodes sont illustrés dans la figure I.40.

Le calcul par la méthode de Poulos (1971) donne la pente $K_{H0} = 5.346 MN / m$ qui donne un rapport égal à 0.87. En effet Poulos a suggéré un rapport par l'équation (I.1) égale à 0.82 pour les sols sableux, et la méthode de Davis et Budhu (1987) prévoit une pente $K_{H0} = 3.99 MN / m$, ce qui donne un rapport égal à 0.65.

Le résultat trouvé par la méthode de Randolph (1981) donne la pente initiale $K_{H0} = 22.57 \text{ MN} / m$ avec un rapport égal à 3.67. En prenant $m = N_h$.

On trouve que la méthode de Georgiadis et al (1992) est caractérisée par un rapport de 2.01 et une pente initiale $K_{H0} = 12.35 MPa / m$, alors que la méthode de Reese et Al (1974) est caractérisée par un rapport de 2.16 et une pente $K_{H0} = 13.24 MPa / m$, et la méthode de Parker et Reese (1970) paraît plus optimiste, caractérisé par un rapport de 2.27 et une pente $K_{H0} = 13.955 MPa / m$. Enfin, la

méthode d'O'Neill et Murchison (1983) est la plus optimiste, caractérisé par un rapport de 2.82 et une pente $K_{H_0} = 17.333 MPa / m$.



Figure I.40 : Comparaison entre les déplacements calcul et mesures du Pieu 7A.

I.5 Conclusion

Les fondations sur pieux peuvent être soumises à des efforts latéraux d'origines diverses, ce qui mobilise des réactions latérales dans le sol qui s'opposent au mouvement latéral du pieu. Il existe plusieurs méthodes pour modéliser le comportement d'un pieu sous une charge latérale.

Ce chapitre est une synthèse bibliographique des méthodes analytiques et numériques appliquées au problème des pieux chargés horizontalement. Elles se subdivisent en deux grandes catégories : la première est celle du calcul aux petits déplacements, la seconde est celle de calcul aux grands déplacements ou à la rupture.

La méthode du module de réaction est aujourd'hui à la base de toutes les réglementations géotechniques. Elle décrit l'interaction sol-pieu par une loi de réaction du sol en fonction du déplacement horizontal (loi P-Y).

Le principal avantage de cette méthode est qu'en tout point le long du pieu, l'interaction sol-pieu peut être définie par une formulation simple basée sur des paramètres mécaniques facilement définies à partir des résultats d'essais géotechniques courants.

CHAPITRE II

PRÉSENTATION DE LA BASE DE DONNÉES D'ESSAIS DE CHARGEMENT DES PIEUX

II.1 Introduction

Une base de données des essais de chargement des pieux est un ensemble structuré et organisé des données qui représente les résultats des essais des pieux en vraie grandeur sous chargements latéraux. Les essais des pieux en vraie grandeur ont été utilisés pour étudier le comportement de l'interaction sol-pieu aussi bien en petites déformations qu'en grandes déformations sous chargements latéraux.

On présente dans ce qui suit une base de données des essais de chargement horizontal en vraie grandeur des pieux instrumentés et non instrumentés qui a été construite suite à la collecte des résultats d'essai publiés en littérature.

II.2 Les pieux instrumentés

Nous avons quinze pieux en vraie grandeur sous chargement latéral menés dans 9 différents sites à travers le monde. Les essais des pieux instrumentés sont décrits pour mesurer les déformations et pour déduire les profils des moments. Plusieurs types d'instruments (les jauges de contrainte, inclinomètres, capteurs de charge, et potentiomètres linéaires) ont été installés sur ces pieux pour mesurer leurs réponses sous chargement latéral. Une série d'essais de charge latéraux ont été réalisés sous une charge statique pour évaluer le comportement latéral des pieux.

a) Site de San Diego (Californie) :

Le premier site est noté S_1 . Il est situé à l'Université de Californie (San Diego), et connu comme Campus UCSD Orient. Il est situé au sud-ouest de Parking Lot 702 et au sud-est d'un terrain de baseball. Le site expérimental est relativement plat.

Ce site est constitué d'un sable cimenté argileux et limoneux de couleur marron clair et gris à marron foncé, moyennement dense à très dense. Selon le système de classification des sols unifiée : ASTM D2487-93 (ASTM 1998), le sol a été classé comme SC et SM. Les valeurs $(N_1)_{60}$ de l'essai SPT varient de 16 à 50 pour les 6 premiers mètres. En dessous de cette couche, les valeurs $(N_1)_{60}$ sont supérieures à 50. Le sol du site d'essai est caractérise de poids volumique $20kN/m^3$ le long du pieu sans présence de la nappe phréatique.

Quatre pieux forés en béton coulés sur place CIDH (Cast-In-Drilled-Hole) ont été installés sur le site S_1 , un de diamètre 0.4 m noté P_1 , un pieu de diamètre 0,6 m noté P_2 et les deux autres pieux de

diamètre 1.2 m notés P_3 et P_4 . Le pieu de 0.4 m a 4.5 m de long et tous les autres sont de 12 m de longueur.

Un ferraillage longitudinal de 2 % (le rapport volumétrique de l'acier longitudinal) et un renforcement transversal de 0.6 % (le rapport volumétrique de l'acier transversal) ont été utilisés. L'enrobage du béton de chaque pieu est d'environ 50 mm. Les détails des sections de chaque pieu sont présentés à la figure II.1.



c) Diamètre 1.2 m

Figure II.1 : Coupe transversale des pieux P_1 , P_2 , P_3 et P_4 (d'après Juirnarongrit et Ashford, 2005)

La séquence de test est illustrée sur la figure II.2. Un ou deux vérins hydrauliques de 2200 kN sont connectés entre deux pieux pour fournir la force latérale suffisante pour le test. La charge a été mesurée par des cellules de charge dans les vérins. Plusieurs capteurs LVDT (potentiomètres linéaires) étaient attachés à chaque pieu pour mesurer les déplacements des pieux ainsi que les courbes de chargement. Les emplacements des potentiomètres linéaires pour chaque test sont présentés avec les emplacements des autres instruments (jauges de contrainte et inclinomètres).

Des jauges de contrainte ont été instrumentées le long de quatre barres longitudinales de chaque pieu pour obtenir le moment de flexion le long du pieu. Deux barres longitudinales instrumentées ont été alignées approximativement avec la direction de chargement. Les deux autres ont été régulièrement espacés entre eux. Les emplacements des barres de jauge de contrainte pour chaque pieu sont présentés à la figure II.1. Des jauges de contrainte sont attachées le long de la longueur du pieu avec un espacement plus rapproché dans la partie supérieure et l'espacement plus large dans la partie inférieure. Une série d'inclinomètres ont été installés le long de chaque pieu pour surveiller la rotation du pieu pendant l'essai de chargement latéral.

La procédure de chargement a été maintenue soit de 10 minutes où de 20 minutes en fonction du niveau de charge pour faire stabiliser le déplacement du pieu avant l'incrément suivant de

Chapitre II

chargement. Ensuite, la prochaine augmentation de la charge a été appliquée et répétée de la même procédure. Le pieu a été chargé à 12,5 %, 25 %, 37,5 %, 50 %, 62,5 %, 75 % et 85 % de la charge élastique idéalisée. Après cela, le pieu a été déchargé à 75 %, 50 % et 25 % du rendement de charge, et à chaque étape de déchargement, la charge a été maintenue pendant 10 minutes. Ensuite, le pieu a été déchargé à zéro.



Figure II.2 : L'essai de charge des pieux dans le site S_1 (d'après Juirnarongrit et Ashford, 2005)

b) Site de la Baie de San Francisco :

Un projet de recherche dans le Baie de San Francisco, portant l'acronyme TILT (The Treasure Island Liquefaction Test) comporte des tests des pieux chargés latéralement à grande échelle dans trois sites de sols liquéfiés et non liquéfiés. Des études géotechniques spécifiques aux trois sites ont été réalisées dans le cadre de cette étude. Le poids volumique du sol au-dessus de la nappe est égal à $19.5kN/m^3$ et au-dessous de la nappe égal à $11.1kN/m^3$.

Chapitre II

Le profil du sol sur le site S₂ se compose de remblai qui est généralement constitué de sable fin lâche ou sable limoneux intercalent de minces couches d'argile à une profondeur de 6 m. La surface du sol excavé était d'environ 1 m sous la surface du sol d'origine et la nappe d'eau était généralement 0.5 m sous la surface du sol excavé pendant l'essai. Le sable est typiquement classé comme matériau SP-SM selon le système de classification des sols. Les valeurs $(N_1)_{60}$ dans le sable varient généralement de 7 à 16.

Le profil de sol du site S₃ se compose d'une couche de sable fin lâche étendant à partir de la surface du sol à une profondeur de 7.50 m, posé sur une couche d'argile limoneuse grise était située à 7.5 m sous la surface du sol excavé sur ce site. Le site S₃, a un niveau de l'eau au moment de l'essai de 0.3 m sous la surface du sol excavé. Les valeurs $(N_1)_{60}$ dans le sable varient généralement de 4 à 20.

Le profil de sol du site S₄ se compose d'une couche de sable lâche étendant à partir de la surface du sol à une profondeur de 8.10 m, surmontant une couche d'argile grise de 8.10 m à 9.90 m. En outre, les valeurs $(N_1)_{60}$ sont indiquées et sont typiquement d'environ 10 dans la couche de sable propre supérieure à 7 m. La nappe d'eau lors de ce site était d'environ 0.10 m sous la surface du sol.

Dans ce projet de recherche quatre pieux ont été installés, deux dans le site S_2 , et les deux autres pieux dans les deux autres sites S_3 et S_4 .

Le test des deux pieux métallique du site S_2 comportait un pieu de section circulaire de forme de tubulaire, et un pieu de section H (HP 12x53) note P_5 et P_6 respectivement.

Le pieu en acier de section circulaire avait un diamètre extérieur de 0.324 m, une épaisseur de paroi de 9.5 mm et une profondeur de 11.5 m sous la surface du sol excavé. Le moment d'inertie de pieu était de $1.16 \times 10^8 \text{ mm}^4$. Une cornière est soudée aux deux côtés du pieu dans la direction de chargement pour protéger les jauges de déformation, ce qui augmentait le moment d'inertie à $1.43 \times 10^8 \text{ mm}^4$.

Le pieu H, qui a également une fiche de 11.5 m, a un moment d'inertie de $1.64 \times 10^8 \text{ mm}^4$ qui a augmenté à $1.89 \times 10^8 \text{ mm}^4$ lorsque les cornières ont été fixées. Par conséquent, le pieu H à peu près la même largeur que le pieu circulaire et un moment d'inertie qui est environ 30 % plus grand.

Un pair de jauges de contrainte à résistance électrique a été placé sur la face extérieure des deux pieux P_5 et P_6 à un intervalle de 0.38 m d'une profondeur de 0.30 à 2.6 m, et ensuite à 0.76 m d'intervalles jusqu'à une profondeur de 9.45 m. Une jauge supplémentaire a été placée à 11.0 m de profondeur.

La charge a été appliquée à une hauteur de 0.69 m au-dessus de la surface du sol, on utilisant un vérin hydraulique de capacité de 2200 kN. Les capteurs de charge ont été fixés au vérin pour mesurer la force appliquée et les capteurs LVDT ont été utilisés pour mesurer le déplacement absolu. Les pieux d'essai étaient espacés d'environ 6.10 m de distance de centre à centre et le vérin a été attaché à chaque pieu avec une connexion épinglée pour créer un état libre en tête.

Le vérin se déplaçait à une vitesse de 19 mm/s de sorte que le déplacement maximal sur un pieu est atteint aux environs de 4 secondes.



Figure II.3 : Vue en plan de l'installation des deux pieux du site S₂ (d'après Ashford et Rollins, 2001)

Le pieu en béton foré tubé CISS (Cast-in-Steel-Shell) noté P_7 est installé dans le site S_3 . Il a 0.60 m de diamètre à l'extérieur avec une épaisseur de paroi de 13 mm et une fiche de 13.80 m.

Le tube a été installé par battage. Le sol à l'intérieur du tube en acier de 0.60 m a été nettoyé par une tarière ; une cage d'armature composée de neuf barres de 28.7 mm espacées de 143 mm sur le centre, et de 9.5 mm avec un espacement de 114 mm en spirale a été ensuite placée à l'intérieur du tube, ensuite le béton est coulé.

Un test de chargement latéral du pieu P_7 a été effectué par un vérin hydraulique de 2.2 MN placé entre un groupe de quatre pieux et le pieu P_7 CISS, (voir la figure II.4). Le pieu est instrumenté par des jauges de contrainte le long de la fiche du pieu et des capteurs de déplacement à la tête du pieu.

Dans le site S_4 le même type de pieu a été installé noté d'ailleurs P_8 . Il a 0.90 m de diamètre à l'extérieur avec une épaisseur de paroi de 11 mm et une fiche de 14.80 m.

L'installation est faite comme le pieu P_7 avec une cage d'armature composé de treize barres de 35.8 mm espacées de 169 mm sur le centre et de 15.9 mm avec un espacement de 165 mm en spirale.

Le pieu P_8 est instrumenté par des jauges de contrainte le long du pieu et des capteurs de déplacement placé à la tête du pieu. Un test de chargement latéral sur le pieu P_8 a été effectué par un vérin hydraulique de 2.2 MN placé entre un groupe de neuf pieux et le pieu P_8 CISS, (voir la figure II.5).

c) Site de Taipao, Chiayi, (Taïwan) :

Le site d'essai est situé à Taipao, et noté S_5 . Le site d'essai du pieu consiste généralement en des couches d'argile limoneuses et sables argileux. Le profil de forage du sol et le profil des valeurs N_{SPT} sont présentés (d'après Chen, 1997).

Les couches du sol sont une couche d'argiles GL. (0 à 3 m), une couche de sable fin de GL. (3 à 7 m) et une couche d'argile molle de GL. (7 à 12 m). Le niveau d'eau du sol est à peu près 1.0 m sous la surface du sol.



Figure II.4 : Vue en plan de test du pieu P_7 dans le site S_3 (d'après Ashford et Rollins, 2001)



Figure II.5 : Vue en plan de test du pieu P_8 dans le site S_4 (d'après Ashford et Rollins, 2001)

Parmi les différents pieux d'essai, on note le pieu P₉. Il s'agit d'un pieu en béton précontraint creux ayant un diamètre extérieur de 80 cm, épaisseur de 12 cm et une longueur de 34 m. L'armature du pieu est composée de 38 barres d'acier d'un diamètre de 9 mm. La partie creuse du pieu a été rempli par un béton armé après que le pieu a été installés dans le sol. La composition de matière globale de la section de pieu, y compris du béton précontraint et de béton armé rempli est schématisées à la figure II.6.



Figure II.6 : Coupe transversale de pieu P_9 (d'après Chiou et Al., 2008)

Le sol autour du périmètre de pieu P₉ a été excavé à 1.0 m et les charges latérales ont été appliquées à 0.50 m. Le test de chargement latéral a suivi les critères japonais (JGS, 1983); la procédure de chargement se composait de sept cycles de chargement déchargement, chacune avec une charge de pointe de 98.1, 196.2, 294.3, 441.5, 588.6, 735.8 et 882.9 kN, respectivement. Au dernier cycle de chargement, la charge de pointe de 882.9 kN était une charge ultime causant à une rupture du pieu.

Dans chaque cycle, la charge a été augmentée à la charge de pointe en plusieurs incréments, dans lequel chaque charge appliquée a été maintenue pendant trois minutes. Lorsque la charge de pointe a été atteinte, la charge a été maintenue constante pendant au moins une heure. Puis la charge a été réduite à zéro pour mesurer les déplacements résiduels.

Un inclinomètre avec une longueur de 33 m et 14 jauges de contrainte à huit profondeurs spécifiées ont été installés dans le béton armé pour mesurer le comportement du pieu. Les jauges de contrainte étaient soudées aux barres d'armature pour mesurer les contraintes axiales des barres d'armature. Les instruments sont représentés sur la Figure II.7.

d) Site du Nouvelle Zélande :

Le sixième site noté S_6 , situé à Hutt River à peu près 1 km au débit du fleuve en Wellington port. Le sol est un sable limoneux lâche à moyennement dense de colleur gris de 1.0 m à 8.0 m en dessous du niveau actuel du sol. Une excavation d'une couche de 0.50 m a été retirée avant l'installation.

Les résultats des essais in-situ de terrain effectué sur le site S_6 , comprennent des essais de pénétration standard SPT. Le profil montre des sables relativement uniformes avec différentes teneurs en limon et du gravier le long du pieu.

Deux essai triaxial consolidé non drainé avec la mesure de la pression interstitielle $(C_u + u)$ ont donné C = 0kPa, $\varphi = 35^{\circ}$.



Figure II.7 : Les instruments du pieu P₉ (d'après Chiou et Al., 2008)

Deux pieux tubulaires en acier d'un diamètre de 450 mm (épaisseur de paroi de 10 mm) et de 8.25 m de long ont été inclus à 6.75 m dans le sol. L'un des pieux est installé à l'ouest du site S_6 et autre à l'est. Ils sont notés P_{10} et P_{11} respectivement. La construction des pieux se fait par forage de 400 mm de diamètre à une profondeur de 6 m. Après nettoyage et déshydratation, une cage d'armature, constituée de 8 barres de 24 mm de diamètre ont été placés dans les tubes en acier et après le béton est coulés. Les propriétés structurales des matériaux des pieux sont résumées comme suit :

Le module d'Young de l'acier $E_a = 200 GPa$.

Le module d'Young de béton $E_b = 26GPa$.

La résistance à la compression du béton $f'_c = 57 MPa$.

La limite d'élasticité de l'acier $f_v = 300 MPa$.

Avant l'installation des deux pieux P_{10} et P_{11} dans le site, ces pieux ont été instrumentés avec des jauges de contrainte à des endroits diamétralement opposés. Les jauges ont été protégées avec cornière en acier soudé au tube du pieu et remplies d'une résine époxy.

Les rotations et les déplacements au niveau du sol et le déplacement au niveau de la charge appliquée ont été enregistrés en utilisant des capteurs de déplacement monté sur un cadre de référence à distance soutenu. La disposition générale pour les pieux d'essai et le positionnement de l'instrumentation est indiquée dans la Figure II.8.

Les deux pieux ont été soumis à des chargements cycliques lents. Les charges cycliques lentes ont été appliquées au moyen d'une pompe hydraulique attachée aux pieux à un niveau de 1.35 m audessus du niveau du sol. Un chargement cyclique lent des pieux se faisait à raison d'environ un cycle par heure.



Figure II.8 : Le test de chargement des pieux P_{10} et P_{11} (d'après Jennings et Al., 1985)

e) Site de comté d'Ashe, (Caroline du Nord) :

Le septième site, note S_7 , Le site d'essai est situé à Comté d'Ache près de la Caroline du Nord. Le profil du sol est construit d'un sable fin limoneux moyennement dense d'environ 1.50 m posé sur un autre sable fin limoneux moyennement dense à dense d'épaisseur de 1.50 m avec des trace de gravier. Ci-dessous, un substratum d'une roche cristalline de gneiss.

Les caractéristiques de sol sont un angle de frottement moyen estimé = 35 degrés, le poids volumique $17.3kN/m^3$ et module de réaction du sol $6800kN/m^3$. La roche a une résistance moyenne estimée d'environ 200 MPa basé sur l'expérience RQD.

Les deux micropieux P_{12} et P_{13} a été installé par forage, ils ont 273 mm de diamètre avec 13 mm d'épaisseur de paroi et 6.0 m de long. Les propriétés estimées des matériaux des micropieux étaient :

 $f'_c = 28MPa$ et $E_b = 13790MPa$ pour le coulis et fy = 550MPa et $E_a = 206850MPa$ pour la coque.

Les essais de chargement des micropieux P_{12} et P_{13} ont été menés d'une manière conforme à la norme ASTM D3966. La force appliquée en tête des micropieux a été contrôlée en utilisant une paire des capteurs de force, Deux vérins hydrauliques identiques de 265 kN ont été utilisés dans ce test. Les déplacements aux têtes des micropieux ont été mesurés à l'aide des LVDT et l'inclinomètre a été installé dans le centre de chaque micropieu.

Les micropieux ont été instrumentés avec deux jauges continues de type (rebar strain meters) fabriquées par Geokon. Les jauges étaient de 1.22 m de long, avec 4 barres d'armature avec jauges de contrainte dans le centre. Elles sont liées ensemble de sorte que les jauges sont placées à un intervalle 0.76 m sur la longueur des micropieux. Ensuite, les barres ont été attachées pour assurer leur position. Les descriptions des deux micropieux avec leurs instruments sont schématisées dans la figure II.10.



Figure II.9 : Schéma du micropieu (d'après Anderson et Al., 2011)



Figure II.10 : Le test de chargement des deux micropieux P_{12} et P_{13} (d'après Anderson et Al., 2011)

f) Site de l'île Mustang, (Texas) :

Le huitième site, noté S_8 , est un terrain sableux situé à l'île Mustang, étudié par Reese et Al (1974), avant l'excavation du sol et l'installation du pieu, deux sondages ont été faites sur le site. L'essai de pénétration standard (SPT) a été réalisé. Les propriétés de sable entre 0.0 à 6.0 m le classant comme moyennement dense, de 6.0 à 12.0 m dense, et de 15.0 à 21.0 m aussi dense. Avant l'installation des pieux, une tranche de profondeur de 1,68 m a été excavée pour atteindre la nappe phréatique.

Reese et Al (1974) ont exécuté à l'île Mustang, des essais de chargement latéral qui utilisent emploient deux pieux métalliques en acier de diamètre B = 0.61m et de longueur L = 21.0m. L'un des pieux testé sous chargement statique, et l'autre sous chargement cyclique. Dans cette recherche, nous nous intéressons au pieu qui est sous chargement statique et noté P₁₄.

Le P_{14} comporte des jauges de contrainte avec un pas de 0.305 m sur une longueur de 3.05 m ensuite et le long de 9.75 m avec un pas de 0.61 m. Un schéma du pieu et de matériel instrumenté est indiqué dans la Figure II.11. Le capteur de charge et le vérin hydraulique ont été placés en série entre le cadre de la réaction. Le point d'application de la charge a été situé de 0.30 m dessus de la surface. Les capteurs de charge ont été utilisés pour mesurer le déplacement du pieu en deux points de la tête du pieu.



Figure II.11 : Le croquis de test du pieu P₁₄ sous chargement latéral à l'île Mustang (d'après Reese et Al., 1974)

g) Site de Salt Lake City, (Utah) :

Le profil de sol du neuvième site, noté S₉, est principalement composé des couches d'argile ou argile limoneuses et des couches minces de sable. Une couche d'argile molle a été rencontrée entre 5.50 et 10.5 m sous la surface du sol excavé. La nappe phréatique a été rencontrée à une profondeur de 1.06 m sous la surface du sol excavé. Pour les sols entre 1.7 à 10 mètres de profondeur, le poids volumique sec variait de 9.8 kN/m^3 à $15.4 kN/m^3$ et poids volumique saturé variait de 15.9 kN/m^3 à $19.9 kN/m^3$ avec une moyenne de $18.5 kN/m^3$. Deux essais de pénétration (SPT) ont été réalisés dans les couches de sable situé entre 3 et 5 m en dessous de la surface du sol. Dans les deux cas, la valeur non corrigée de N_{SPT} était 7. Après correction, la valeur $(N_1)_{60}$ a été 14 à 3.2 m et 10 à 4.4 m.

Un pieu tubulaire en acier a été installé dans le site, et noté P_{15} . Il a 610 mm de diamètre extérieur, 12.7 mm d'épaisseur de paroi et de longueur de 11.2 m. Le sol à l'intérieur du pieu est resté en place pendant le test. Le module d'élasticité de l'acier était de 200 GPa, et le moment d'inertie du pieu était de 1.06x10⁹ mm⁴. Une cornière de 38.1 mm a été soudée sur chaque côté du pieu pour protéger les jauges de contrainte. Ces cornières ont augmenté le moment d'inertie à 1.15x10⁹ mm⁴.



Figure II.12 : La coupe avec la cornière du pieu P₁₅ (d'après Rollins et Al., 2003)

Le pieu isolé P_{15} a été instrumenté pour mesurer la charge, le déplacement, la rotation à la tête du pieu et le moment le long du pieu. La charge a été mesurée en utilisant un capteur de force. Des capteurs de déplacement ont été utilisés pour mesurer les déplacements du pieu. La charge latérale est appliquée à une hauteur de 0.495 m au-dessus du sol à l'aide d'un vérin hydraulique de capacité de 1.34 MN.

Le pieu P_{15} a été instrumenté avec des jauges de contrainte, 24 jauges de contrainte ont été placées sur la face externe du pieu. Ces jauges ont été placées à douze intervalles de profondeur sur les deux côtés opposés comme représenté sur la figure II.13.

On résume au tableau II.1 les propriétés des sols des sites, les géométries des pieux instrumentés utilisé dans les essais de chargement latéraux dans le tableau II.2, et les instrumentations des pieux dans le tableau II.3.



Figure II.13 : Les endroits des jauges de contrainte le long de la longueur du pieu P₁₅ (d'après Rollins et Al., 2003)

No :	No : Site		Descriptions du sol	Épaisseur de la couche	GWT	γ
		Couche	r i i i i i i i i i i i i i i i i i i i	(m)	(m)	(kN/m^3)
S	S. Son Diago Colifornia	1	Sable argileux et limoneux moyennement dense	6.00	Na	20
51	San Diego, Caillornie	2	Sable limoneux faiblement cimenté 12.00			20
		1	Sable fin	0.50	0.50	19.5
G	Le Baie de San	2	Sable lâche	7.00		11.1
S_2	Francisco	3	Argile limoneuse grise	1.75		9.5
		4	Sable lâche	7.00		11.1
		1	Sable fin	0.30	0.30	19.5
G	Le Baie de San	2	Sable lâche	5.20		11.1
S ₃	Francisco	3	Argile limoneuse grise	2.60		9.5
		4	Sable lâche	5.00		11.1
		1	Sable fin	0.10	0.10	19.5
G	Le Baie de San	2	Sable lâche	7.40		11.1
S_4	Francisco	3	Argile limoneuse grise	1.70		9.5
		4	Sable lâche	7.00		11.1
		1	Argiles	3.00	0.00	10
S_5	Taipao, Chiayi,	2	Sables fins	4.00		10
	Taiwaii	3	Argiles molles	5.00		10
		1	Gravier sableux jaune	1.00	1.00	15
S_6	Nouvelle Zélande	2	Sable limoneux lâche à moyenne dense	2.00		9
		3	Sable limoneux lâche à moyenne dense	6.75		9
	Comté d'Asho	1	Sable limoneux fin et gravier	0.60		17.30
S_7	Caroline du Nord	2	Sable argileux et limoneux	1.50	No	17.30
		3	Roche résistant	6.00		
S ₈	l'île Mustang, Texas	1	sable moyennement dense à dense	21.00	0.00	10.4
		1	Argile raide	1.34	1.07	14.93
		2	Sable limoneux	0.31		4.93
S 9	Salt Lake City, Utah	3	Argile raide	1.37		
		4	Sable limoneux	0.46		
		5	Argile raide	0.61		

Tableau II.1	: Les	propriétés	des sites	des pie	ux instrume	entés
rabicaa mit		proprietes	465 51165	aco pic	an moti ann	

		Longueur	Diamètre	Epaisseur	$E_P I_P$
No :	Type de pieu	D (<i>m</i>)	B (<i>m</i>)	t (<i>mm</i>)	$(kN.m^2)$
P ₁		12	0.6	/	238000
P ₂	Pieux forés en béton coulés sur	4.5	0.4	/	40000
P ₃	CIDH (Cast-In-Drilled-Hole)	12	1.2	/	3530000
P ₄		12	1.2	/	3530000
P ₅	Pieu métallique tubulaire (Steel Pipe Pile)	11.5	0.324	9.5	28600
P ₆	H-pieu (HP 12x53)	11.5	0.299	11	37800
P ₇	Pieu en béton avec moulage en	13.8	0.6	13	291800
P ₈	acter CISS (Cast-in-steel-shell)	14.8	0.9	11	1019358
P ₉	(Hollow Pretensioned Spun Concrete Pile)	33	0.8	120	790000 *
P ₁₀	Pieu avec coque en acier (Ouest Pieu)	6 75	0.45	10	110571 12 *
P ₁₁	Pieu avec coque en acier (Est Pieu)	0.75	0.45	10	110371.12
P ₁₂	Micropieu #10	55	0.27	13	21126 *
P ₁₃	Micropieu #11	2.2	0.27	15	21120
P ₁₄	Pieu métallique tubulaire (Steel Pipe Pile)	21.03	0.61	9.53	168367
P ₁₅	Pieu métallique tubulaire (Steel Pipe Pile)	11.5	0.61	12.7	230000

Tableau II.2 : Les	géométries	des pieux	instrumentés
--------------------	------------	-----------	--------------

* Le pieu est matériau composite dont il faut calculer la rigidité flexionnelle d'une section transversale par homogénéisation, c'est-à-dire calculer la rigidité $(E_P I_P)_{equi}$ d'un pieu homogène « équivalent » ayant la même rigidité et le même diamètre extérieur que le pieu réel.

Comme le schématise la figure II.14, on considère une section homogène constituée du coulis, de module d'Young égale a E_b et de moment d'inertie I_b , tel que :

$$I_{b} = \frac{\pi}{64} B^{4} - I_{a} + \frac{E_{a}}{E_{b}} I_{a}$$
(II.1)

En notant par E_a et I_a le module d'Young de l'acier et son moment d'inertie respectivement, le pieu homogène équivalent a une rigidité telle que :

$$\left(E_{P}I_{P}\right)_{equi} = E_{b}I_{b} = E_{b}\left(\frac{\pi}{64}B^{4} - I_{a} + \frac{E_{a}}{E_{b}}I_{a}\right)$$
(II.2)



Figure II.14 : Schéma de la section homogène équivalente

Pieu	Site	Point d'application de la charge e(m)	Les jauges de contrainte	L'inclinomètre	
P ₁		1.09			
P ₂	S	0.66	Oui	Oui	
P ₃	\mathbf{s}_1	0.83	Oui		
P ₄		0.95			
P ₅	S	0.69	Oui	Non	
P ₆	\mathbf{S}_2	0.69	Oui	Non	
P ₇	S_3	1.00	Oui	Non	
P ₈	S_4	1.00	Oui	Non	
P 9	S_5	0.50	Oui	Oui	
P ₁₀	S	1.35	Oui	N	
P ₁₁	56	1.35	Oui	INOII	
P ₁₂	S	0.00	Oui	Oui	
P ₁₃	37	0.10	Uui	Uui	
P ₁₄	S ₈	0.30	Oui	Non	
P ₁₅	S 9	0.495	Oui	Non	

Tableau II.3 : Instrumentation des pieux

On dispose ainsi de 15 essais de chargement latéral effectués dans neuf sites. Les pieux instrumentés expérimentaux ont été réalisés à partir de béton armé coulés sur place, des tubes en acier vide ou remplié de béton, des pieux en H ou des micropieux, et ont été installés dans le sol selon différentes techniques telles que le forage simple, le forage avec tubage ou le battage. L'intervalle des diamètres B, des fiches, des élancements D/B, et celui de la rigidité relative pieu/sol K_R pour les pieux instrumentés analysés sont respectivement de 0.3 - 1.2 m, 4.5 - 33.0 m, 10 - 60 et 10^{-4} - $2x10^{-1}$.

La lithologie des sites expérimentaux se compose principalement de dépôts multicouches de sable limoneux et/ou argileux dont le profil N_{spt} est le plus souvent assez hétérogène le long du pieu. Dans certains sites, une nappe phréatique a été détectée (Laouedj et Boufia, 2017).

Des jauges de contrainte ont été instrumentées le long de chaque pieu pour obtenir le moment de flexion le long du pieu. Dans certains pieux, les inclinomètres ont été installés le long de pieu pour mesurer la rotation du pieu pendant l'essai de chargement latéral.

II.3 Les pieux non instrumentés

La base de données des essais sur pieux non instrumentés a été construite à partir des résultats expérimentaux publies en littérature. L'instrumentation des pieux est simple et comporte seulement des capteurs de force et de déplacement, destinés à étudier le comportement de la tête du pieu. De tels pieux sont souvent appelés pieux non instrumentés. Cette base de données contient dix sites différents avec 34 essais de chargement latéral.

a) Site de San Diego, (Californie) :

Le premier site est le site S_1 , situe à l'Université de Californie, San Diego, déjà un dans les pieux instrumentés, un pieu noté P_1 , a un diamètre 0.40 m et l'autre pieu de diamètre 0.90 m, noté P_2 . Le pieu de 0.40 m a 4.50 m de long et l'autre de 12.00 m de long. Ce site consiste d'un sable cimenté argileux et limoneux de couleur marron clair et gris à marron foncé, moyennement dense à très dense.

La séquence de test est illustrée sur la figure II.2. Un ou deux vérins hydrauliques de 2200 kN sont connectés entre deux pieux pour fournir la force latérale suffisante pour le test. La charge a été mesurée par des capteurs de charge. Plusieurs LVDT étaient attachés à chaque pieu pour mesurer les déplacements des pieux ainsi que les courbes de chargement.

b) Site de Lock and Dam 26, (Rivière Mississippi) :

Un programme d'essai de chargement latéral a été effectué sur deux pieux H dans le site S_2 . Le site est situé dans le nouveau Lock and Dam 26 sur la rivière Mississippi. Le sol consistait en 3.50 m de dépôts alluviaux de sables mal gradué (SP) avec passage de gravier. Au-dessous de cela, il y avait environ 13.70 m de dépôts glaciaires, principalement de sable moyen à grossier avec du gravier et des cailloux. Une couche d'argile dure avec du sable et du gravier (till glaciaire, CL) d'environ 1.0 m d'épaisseur se trouve entre le sable et le socle roche calcaire.

Un programme d'essai in situ a été réalisé, consistant en quatre sondages d'essai de pénétration, au cône (CPT), douze essais pressiomètre (PMT) et quatre sondages d'essai de pénétration standard (SPT).

Des essais de charge latérale ont été effectués sur les deux pieux H (HP 14x73) P_3 et P_4 , avec une fiche de profondeur de 20.44 m. Le chargement et le déplacement latéral de chaque pieu ont été mesurés. La charge a été appliquée à 0.17 m au-dessus de la surface du sol et les déplacements ont été mesurés au même point. Le programme de chargement consistait en un chargement monotone à une déflexion de 12.7 mm, suivi de 25 cycles de 0 à 14 tonnes, puis à une déflexion de 50.8 mm.

c) Site de la Vallée Alluviale, (Rivière de Mississippi) :

Le projet consistait en la construction d'une centrale électrique à vapeur dans l'est du Missouri. Le site S_3 est situé sur la rive ouest et dans la vallée alluviale de la rivière de Mississippi.

Sur la base des sondages, le sol du site se compose de deux couches distinctes. La couche supérieure était composée d'argile et de limon, d'environ 3 à 9 m d'épaisseur, reposant sur une

couche de sables fins à grossiers d'environ 13.7 à 17.0 m d'épaisseur. Le substratum rocheux a été rencontré à des profondeurs d'environ 36.60 à 42.60 m de la surface du sol existante.

Les sols supérieurs aux emplacements des structures, y compris la centrale électrique et les pieux, nécessitaient un terrassement pour leur construction. La couche supérieure du sol sur le site d'essai a été enlevée et remblayée avec du sable. Une section généralisée à travers le site d'essai est illustrée à la figure II.15. Le remplissage du sable a été mené avec des couches successives dans environ 1.5 à 2 m d'épaisseur.



Figure II.15 : Section généralisée à travers le site d'essai (d'après Kumar et Al., 2000)

Les trois types de pieux suivants ont été testés sur le site pour déterminer la courbe de chargement latérale :

Le pieu P_5 est un pieu en béton préfabriqué, de diamètre de 0.41 m et de 18.29 m de long.

Le pieu P_6 est un pieu métallique circulaire rempli en béton de diamètre de 0.41 m et de 19.81 m de long.

Le pieu P7 est un pieu carré en béton préfabriqué, de 0.41 m et de 18.29 m de long.

La charge a été appliquée près de la surface du sol. Les charges latérales ont été appliquées par incréments à raison de 2.5 tonnes par minute. Chaque charge a été maintenue jusqu'à ce que le mouvement de la tête du pieu soit stabilisé.

d) Site de Pont de Roosevelt, (Florida) :

Le site S_4 du pont de Roosevelt, Floride, se compose d'une couche de sable de 4 mètres de large, recouvrant une épaisse couche de sable très cimenté et très dense. Le site est submergé dans l'eau jusqu'à 2 m au-dessus du niveau du sol.

Le pieu P_8 , en béton précontraint, carré de côte 0.76 m et d'une fiche de 16.0 m, a été installé et testé jusqu'à fissuration du béton sous une charge de 200 kN et une rupture de béton sous une charge de 320 kN.

e) Site de la rivière Hampton, (Virginie) :

Pando (2003) a réalisé un programme d'essai des pieux composés pour les fondations des ponts. Dans le cadre de cette recherche, l'auteur a installé trois pieux d'essai sur le site S_5 près du passage à niveau de la route 351 de la rivière Hampton en Virginie.

La stratigraphie générale du sol à ce site d'essai était constituée d'un remblai du sable fin et limon, d'environ d'une épaisseur de 1.0 m, reposant sur une couche de sable limoneux fin moyennement dense à dense d'une épaisseur de 13.0 m. Le sable fin est bas sur une couche d'argile sableuse rigide à une profondeur de 15.5 m. Sous l'argile, on a rencontré un sable argileux et limoneux moyennement dense à dense à une profondeur de 30.6 m. Le niveau de l'eau a été trouvé de 0.9 à 1.5 m au-dessous de la surface du sol au moment de l'essai sur le terrain. Une excavation du terrain d'environ d'un mètre de profondeur a été réalisée avant l'installation des pieux.

Les trois pieux d'essai utilisé dans ce test comprenaient un pieu d'essai P_9 en béton précontraint carré (PSC), un pieu P_{10} composite tubulaire remplie en béton (FRP) et un pieu P_{11} composite à matrice plastique (PPI). Les détails de la section transversale des trois pieux d'essai sont présentés à la figure II.16.



Figure II.16 : Le détail de la coupe transversale des pieux d'essai (d'après Pando, 2003)

f) Site de Houston, (Texas) :

Little et Briaud ont analysé six tests des pieux sous un chargement latéral monotone dans un terrain sableux. Le site d'essai S_6 est situé au nord du tunnel de Baytown sur la route 146 près de Houston, au Texas. Le sol était principalement composé du sable fin lâche à moyennement dense à profondeur de 22.265 m surmontant sur une couche d'argile raide à très raide. La nappe phréatique est à une profondeur de 1.10 m.

Les six pieux ont été disposés dans un schéma triangulaire, les côtés du triangle ont une longueur de 6.28 m de long. Au milieu de chaque côté, il y a un autre pieu (figure II.17). Les six pieux testés sont trois pieux forés en béton armée de diamètre 1.07 m, un pieu foré en béton armé de diamètre 0.91 m, un pieu métallique tubulaire de diamètre 0.61 m, et enfin un pieu en béton précontraint carré.

Les propriétés du sol et des six pieux sont indiquées respectivement dans les tableaux II.4 et II.5.



Figure II.17 : Plan d'arrangement des pieux (d'après Little et Briaud, 1988)

g) Site de Campus de l'Université de Houston, (Texas) :

Brown et al ont réalisé un essai en vraie grandeur d'un groupe des pieux et un pieu isolé sous chargement latéral. Le site d'essai S_7 est situé à l'Université de Houston, Texas.

Les sols du site d'essai consistent en des argiles sur-consolidées rigides. Après l'installation des pieux, la couche superficielle d'argile autour du groupe des pieux et du pieu isolé a été enlevée à une profondeur de 2.90 m et remplacée par un sol sableux. Les pieux ont été testés dans le sol argileux naturel avant l'excavation et le remblayage en plaçant le sable autour des pieux. Le sable a été placé dans un état relativement sec et compacté en couches de 15 cm jusqu'à une densité relative d'environ 50 % à l'aide d'un compacteur à plaque vibrante.

Le pieu isolé P_{18} est un pieu métallique tubulaire de diamètre extérieur de 27.7 cm avec une épaisseur de paroi de 9.27 mm. La charge a été appliquée à l'aide d'un vérin hydraulique. À l'aide de deux capteurs LVDT montés sur une trame indépendante à différentes hauteurs au-dessus du point d'application de la charge, on mesure les déplacements en tête du pieu.

h) Mohan et Shrivastava (1971)

Mohan et Shrivastava ont réalisé une série d'essais de chargement des sept pieux en vraie grandeur. Les sept pieux sont des pieux circulaires métalliques de différente rigidité et d'élancement. Le tableau II.4 représente les propriétés des sept pieux.

Le site d'essai S_8 se compose d'une couche de sable limoneux dense d'épaisseur de 3.30 m sous une couche d'argile de 2.25 m et la nappe phréatique est à une profondeur de 2.10 m.

i) Site de Bailly :

Bergstrom (1974) a réalisé un essai de chargement en vraie grandeur de deux Pieux en H 14BP89. Le site d'essai S_9 est situé dans la station de production, Centrale Électrique Nucléaire à Bailly. Le sol sur le site était un sable fin lâche à moyennement dense.

Les deux Pieux HP-14x89 ont été installés à 17,08 m dans le sol. Les charges latérales ont été appliquées à 0.46 m au-dessus de la surface du sol. Les pieux d'essai P_{26} et P_{27} ont été chargés de

manière incrémentale jusqu'à une charge maximale de 174 kN, déchargées à 0 kN, puis cycles 25 fois à 98 kN.



Figure II.18 : Information des pieux testent à Bailly (d'après Bergstrom, 1974)

j) Site de la rivière Arkansas

Alizadeh et Davisson (1970) ont réalisé un programme d'essai des différents pieux sur la rivière Arkansas.

Le site d'essai S_{10} comporte une épaisse couche de 5.50 m de sable mal gradué avec du gravier, et les couches des sols plus profonds étaient des sables fins avec du limon organique. La nappe phréatique était à une profondeur de 0.61 m. Le poids volumique total au-dessus de la nappe phréatique était de 18.4 kN/m³ et inférieur à 10.1 kN/m³. Les paramètres du sol sont présentés dans le tableau II.4.

Dans le cadre de cette recherche, on utilise seulement les sept pieux installés verticalement sous chargement latéral statique. Les sept pieux sont : trois pieux tubes en acier de 0.406 m de diamètre, deux pieux en béton précontraint carré de 0,406 m et deux pieux en H 14BP73. Les propriétés de ces pieux d'essai sont présentées dans le tableau II.5.

				Fnaisseur		
		N 0		de la	GWT	γ
No :	Site		Descriptions du sol	couche	0.01	,
		Couche	-	(m)	()	(1)
				(m)	(m)	(KIN/m^3)
		1	Sable argileux et limoneux	6	No	20
S ₁ San Diego, Californie			moyennement dense			
~1		2	Sable limoneux faiblement	12		20
			cimente			
		1	Depots alluviaux de sables	2.00	No	10.00
		1	(Alluvial déposait)	5.00	INO	18.22
			Dánôte glaciaires, sable			
			moven à grossier avec du			
	Lock and Dam 26 sur	2	gravier et des cailloux	13.70		18.22
S_2	la rivière Mississippi		(Glacial déposait)			
	FF-		Argile dure avec du sable			
		3	et du gravier (till glaciaire,	1.00		
			CL)			
		4	Roche de calcaire dur			/
		4	(Hard Limestone)	~		/
		1	Remplacement par un	4.57 ^{a,b}	4.57 ^{a,b}	19.66
	La rivière de	1	sable dragué	1.22 °	1.22 °	17.00
S_3	Mississinni	2	Sable dragué immergé	1.60 ^{a,b}		9.86
	mississippi	_	Suble urugue minerge	4.94 °		2100
		3	Sables fins à grossiers	12.13		9.86
	Pont de Roosevelt	1	Eau	2.00	2.00	/
S_4	Florida	2	Sable limoneux fin	4.00		8.9
		3	Sable limoneux fin cimenté	10.00		11.1
	La rivière Hampton	1	Sable limoneux fin	12.00	0.00	10
S_5	Virginie	2	Argile sableuse rigide	2.50		10
	,8	3	Sable argileux et limoneux	∞		10
		1	Sable fin moyennement	1.10	1.10	19.8
			dense			
		2	Sable fin moyennement	7.00		10
G	La route 146 près de	2	Cable fir lâshe	7.()		10
S_6	Houston, Texas	3	Sable fin lache	/.02		10
		4	donso	4.50		10
		5	Sable fin dense	3.12		10
		6	A roile très rigide	15.00		10
	Campus à		Sable fin movennement	10.00		IV
S-	l'Université de	1	dense	2.90	No	15.76
57	Houston, Texas	2	Argile très rigide	œ		
		1	Sable limoneux dense	2.10	2.10	20.5
Se		2	Sable limoneux dense	1.20	2.10	10.2
~8		3	Aroile	2.70		10.2
	Centrale Electrique		Sable fin lâche à			
S ₉	Nucléaire. Bailly	1	movennement dense	∞	6.1	18.4
<u> </u>			Sable mal gradué et	0.51		16.1
		1	gravier	0.61	0.61	18.4
S10	La rivière d'Arkansas	_	Sable mal gradué et	4.00		10.1
10		2	gravier	4.90		10.1
		3	Sable fin limoneux	00		10.1

^a Le Pieu P₅

			Diamètre	Epaisseur	D/B	$E_P I_P$	e
No	Type de pieu	(m)	(m)	(mm)		$(kN.m^2)$	(m)
P ₁	Pieux forés en béton coulés sur place	4.5	0.4	/	11.25	40000	0.66
P ₂	CIDH (Cast-In-Drilled-Hole)	12	0.9	/	13.33	1217000	1.1
P ₃		20.435	0.356	/	57.47	61000	0.17
P ₄	H-Pieu HP-14x73	20.435	0.356	/	57.47	61000	0.17
P ₅	Pieu en béton préfabriqué	18.29	0.41	/	44.61	58163	0.00
P ₆	Pieu métallique circulaire rempli en béton	19.81	0.41	4.78	48.32	78268	0.00
P ₇	Pieu carré en béton préfabriqué	18.29	0.41	/	44.61	98740	0.00
P ₈	Pieu en béton précontraint carré	16.00	0.76	9.50	21.05	958500	2.08
P ₉	Pieu en béton précontraint carré	15.97	0.61	/	26.18	355610	0.69
P ₁₀	Pieu composite tubulaire remplie en béton (FRP)	16.16	0.62	10.70	25.98	186510	1.36
P ₁₁	Pieu composite à matrice plastique (PPI)	16.36	0.59	/	27.64	71705	0.72
P ₁₂	Pieu forés en béton armée	29.59	0.91	/	32.35	487900	0.09
P ₁₃	Pieu métallique circulaire	36.60	0.61	15.88	60.04	261170	0.21
P ₁₄	Pieu en béton précontraint carré	29.89	0.51	/	58.84	45920	0.25
P ₁₅	Pieu forés en béton armée	39.04	1.07	/	36.60	516600	0.09
P ₁₆	Pieu forés en béton armée	39.04	1.07	/	36.60	516600	0.21
P ₁₇	Pieu forés en béton armée	39.04	1.07	/	36.60	516600	0.25
P ₁₈	Pieu métallique circulaire	13.12	0.273	9.27	48.06	13708.00	0.31
P ₁₉		2.00	0.1		20.00	610.00	0.00
P ₂₀		3.00	0.1		30.00	610.00	0.00
P ₂₁		4.00	0.1		40.00	610.00	0.00
P ₂₂	Pieu métallique circulaire	5.00	0.1		50.00	610.00	0.00
P ₂₃		5.25	0.038		138.16	31.00	0.00
P ₂₄		5.25	0.076		69.08	241.20	0.00
P ₂₅		5.25	0.10	9.00	52.50	313.8	0.00
P ₂₆		17.08	0.356	/	48.03	28068.60	0.46
P ₂₇	H-Pleu HP-14x89	17.08	0.356	/	48.03	28068.60	0.46
P ₂₈	Pieu tuyaux en acier	16.17	0.41	7.90	39.78	69877	0.03
P ₂₉	Pieu tuyaux en acier	16.17	0.41	7.90	39.78	69016	0.00
P ₃₀	Pieu en béton précontraint carré	15.56	0.41	/	38.28	94600	0.00
P ₃₁	Pieu en béton précontraint carré	15.56	0.41	/	38.28	94600	0.00
P ₃₂	H-Pieu HP-14x73	12.20	0.36	/	34.31	61698	0.00
P ₃₃	H-Pieu HP-14x74	13.73	0.36	/	38.60	71225	0.15
P ₃₄	Pieu tuyaux en acier	16.20	0.41	7.90	39.86	69877	0.11

Tableau II.5 : Les gé	ométries des	pieux non	instrumentés
-----------------------	--------------	-----------	--------------

Chapitre II

On dispose ainsi de trentaine essais de chargement latéral effectués dans dix sites. Les pieux non instrumentés expérimentaux ont été réalisés à partir de béton armé ordinaire ou précontraint, des tubes en acier, des pieux en H ou des matériaux composites, et ont été installés dans le sol selon différentes techniques telles que le forage simple, le forage avec tubage ou le battage. L'intervalle des diamètres B, des fiches, des élancements D/B, et celui de la rigidité relative pieu/sol K_R pour les pieux non instrumentés analysés sont respectivement de 0.04 - 1.10 m, 2.0 - 39.0 m, 10 - 140 et 10⁻⁴ - $2x10^{-1}$ (Laouedj et Boufia, 2017).

II.3 Conclusion

Les essais de chargements latéraux statiques sur pieux isolés ont été réalisés pour obtenir les résultats expérimentaux décriant le comportement des différents pieux d'essais. La procédure de chargement a été effectuée conformément à des normes d'essai.

Un total de quinze pieux instrumentés en vraie grandeur, de différents types ont été installés dans neuf différents sites pour étudier l'interaction sol-pieu, ainsi que les courbes P-Y sous chargement latéral statique. Une base de données de 34 pieux non instrumentés en vraie grandeur, de différents types, ont été installés dans dix différents sites, et utilisés pour développer les courbes P-Y sous chargement latéral statique par une analyse inverse basée sur l'essai de pénétration standard SPT. Les sites d'essai sont en général constitués des sols sableux avec ou sans la présence de la nappe phréatique.

CHAPITRE III ANALYSE INVERSE DES ESSAIS DE CHARGEMENT

III.1 Introduction

Les pieux chargés latéralement sont habituellement analysés en utilisant la méthode des courbes P-Y. La courbe P-Y décrit une relation locale à une profondeur donnée le long du pieu entre la réaction de sol latérale P effectuée par un ressort à l'interface sol / pieu, et le déplacement latéral de pieu Y à la même profondeur. Comme représenté sur la figure III.1, la courbe P-Y à une forme non linéaire et elle est caractérisée par une pente initiale notée E_{ti} appelé module de réaction latéral, et une asymptote horizontale P_{ult} correspondant à la résistance latérale du sol.

L'essai de pénétration standard (SPT) est aujourd'hui largement utilisé dans les projets géotechniques pour caractériser les sols sans cohésion en raison de sa simplicité et de sa rentabilité par rapport aux tests de laboratoire. Cet essai est approprié pour estimer la résistance et la densité des sols pulvérulents et malgré le grand nombre d'applications, il n'existe pas de publications mettant en évidence la contribution de l'essai à la définition des paramètres des courbes P-Y directement.



Figure III.1 : Flexion d'un pieu sous des efforts horizontaux

On présente ci-après les résultats de l'analyse inverse d'une base de données d'une quarantaine d'essais de chargement horizontal en vraie grandeur de pieux isolés, installés dans des sols sableux, à l'aide d'un logiciel de calcul des pieux, ce qui a abouti à la définition des paramètres courbes P-Y, en l'occurrence le module de réaction latérale et la résistance latérale du sol.
III.2 Description de la méthodologie d'analyse inverse

III.2.1 Concept de courbe de réaction P-Y

Sous l'effet d'un effort horizontal et/ou d'un moment de flexion en tête du pieu, une section courante du pieu à une profondeur z manifeste une déflexion Y (z) suite à un équilibre des efforts entre les efforts en tête du pieu et la réaction P (z) du sol autour du pieu (Figure III.1-a).

La formulation de l'équilibre statique du pieu dépend de la rigidité relative pieu/sol et de la loi de comportement de l'interface pieu/sol, liant la déflexion Y (z) du pieu à la réaction P (z) du sol, appelée couramment courbe P-Y. La loi la plus courante est du type élastoplastique, comme le schématise la figure III.1-b, caractérisée par une variation pratiquement linéaire dans le domaine des petits déplacements et la convergence vers une asymptote horizontale dans le domaine des grands déplacements, relative à un état d'équilibre limite du sol autour du pieu.

La notion du module de réaction a été introduite par Winkler (1867) qui a assimilé le sol en une infinité de ressorts élastiques indépendants de raideur E_{ti} sur lesquels s'appuie le pieu au cours de son déplacement. À une profondeur z donnée, la section du pieu se déplace de Y et le sol réagit par une réaction P (force par unité de longueur) telle que :

$$P(z) = E_{i}(z)Y(z)$$
(III.1)

 $E_{ti}(z)$ est le module de réaction latérale à la profondeur étudiée, défini dans la figure III.1-b comme étant la pente initiale de la courbe P-Y aux petits déplacements.

L'équilibre d'une tranche d'épaisseur infinitésimale d'un pieu flexible se traduit par l'équation différentielle suivante caractérisant la déformation d'une poutre fléchie :

$$E_{p}I_{p}\frac{d^{4}Y(z)}{dz^{4}} + E_{s}(z)Y(z) = 0$$
(III.2)

En vue de tenir compte d'une part de la variabilité spatiale du module de réaction E_s et d'autre part de la non-linéarité des courbes P-Y, il est nécessaire d'effectuer un calcul itératif de l'équilibre du pieu sous les efforts en tête et la réaction du sol le long du pieu conformément à l'équation (III.2). En pratique, le pieu est découpé en tranches suffisamment minces pour considérer que le module E_{ti} est constant dans chaque tranche, les courbes P-Y sont construites au milieu de ces tranches, et introduites dans un logiciel de calcul non linéaire de transfert de charges.

La courbe de réaction latérale P-Y à une profondeur donnée z, telle que schématisée à la figure III.1-b, est décrite par la fonction hyperbole suivante :

$$P(z) = \frac{Y(z)}{\frac{1}{E_{ii}(z)} + \frac{|Y(z)|}{P_{ult}(z)}}$$
(III.3)

III.2.2 Méthodologie d'analyse

À partir de la figure III.1-a, considère à la profondeur z une section courante du pieu, celui-ci étant caractérisé par une fiche D dans le sol, un diamètre B (plus généralement, il s'agit de la dimension perpendiculaire à la direction de l'effort latéral en tête du pieu) et une rigidité à la flexion E_pI_p , E_p et I_p étant respectivement le module d'élasticité du matériau du pieu et le moment d'inertie de la

section étudiée du pieu. À cette même profondeur, le sol autour de cette section est caractérisé par une contrainte $\sigma_{v0}(z)$ due au poids des terres, et un nombre de coups $N_{spt}(z)$.

Les paramètres E_{ti} et P_{ult} de la courbe P-Y forment avec les grandeurs mentionnées ci-dessus l'équation générale suivante :

$$f(\sigma_{v0}, N_{spt}, E_p I_p, D, B, P_{ult}, E_{ti}) = \mathbf{0}$$
(III.4)

L'application du théorème des π de Vashy-Bukingham de l'analyse dimensionnelle permet de simplifier le problème, en étudiant une équation équivalente décrite par un nombre réduit de paramètres (4 au lieu de 7), et sous forme adimensionnelle :

$$g(\frac{E_{ti}}{N_{spt}\sigma_{v0}}, \frac{P_{ult}}{\sigma_{v0}B}, \frac{D}{B}, \frac{E_p I_p}{\sigma_{v0} N_{spt} D^4}) = \mathbf{0}$$
(III.5)

Le premier terme est noté K_E et appelé nombre modulaire, le second est noté K_N et appelé coefficient de résistance latérale, le troisième est l'élancement du pieu, et le dernier est la rigidité pieu/sol qu'on notera K_R .

Les termes K_E et K_N étant indépendants, puisque le premier correspond à des petits déplacements de la section du pieu et le second aux grands déplacements, l'équation précédente peut se découpler en deux équations :

$$K_E = \frac{E_{ti}}{N_{spt}\sigma_{v0}} = h(N_{spt}, K_R, \frac{D}{B})$$
(III.6)

$$K_{N} = \frac{P_{ult}}{\sigma_{v0}B} = j(N_{spt}, K_{R}, \frac{D}{B})$$
(III.7)

Il s'agit donc de déterminer les fonctions **h** et **j** en vue de formuler le module de réaction et la résistance latérale du sol à une profondeur donnée en fonction de K_R et D/B.

Dans ce qui, on définit plutôt la rigidité latérale globale pieu/sol K_R en faisant intervenir un module de déformation caractéristique du sol le long du pieu et noté E_c , telle que :

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_c D^4} \tag{III.8}$$

 E_c est défini comme étant la moyenne pondérée (ou analytique) le long de la fiche effective D_e du pieu comme suit :

$$E_{c} = \frac{1}{D_{e}} \int_{0}^{D_{e}} N_{spt}(z) \sigma_{v0}(z) dz$$
(III.9)

 D_e est la fiche effective du pieu, c'est-à-dire la longueur du pieu se déformant sous les charges latérales et au-delà de laquelle les sections du pieu sont au repos. La fiche effective D_e est la plus petite des deux valeurs suivantes : la fiche réelle D (cas d'un pieu semi-rigide où D < 3L₀), ou la longueur minimale du même pieu considéré comme infiniment long dans un sol homogène, soit 3L₀. Ainsi :

$$D_e = \min\left\{\mathbf{D}, 3\mathbf{L}_0\right\} \tag{III.10}$$

L₀, appelée longueur élastique ou longueur de transfert, est calculée par :

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p}{E_{ii}^c}}$$
(III.11)

 E_{ii}^{c} est appelé module de réaction caractéristique (ou module de réaction moyen) le long de la fiche effective du pieu, et donné par :

$$E_{ti}^{c} = \frac{1}{D_{e}} \int_{0}^{D_{e}} E_{ti}(z) dz$$
(III.12)

III.2.3 Construction des courbes P-Y

Une analyse inverse est menée séparément pour chaque essai de chargement, en cherchant les valeurs de K_E et K_N donnant un meilleur calage de la courbe de chargement simulée en tête du pieu avec celle obtenue expérimentalement. Autrement dit, il s'agit de trouver le couple (K_E , K_N) donnant le meilleur de coefficient de régression R au sens des moindres carrés.

L'outil de calcul est le logiciel SPULL (Single Pile Under Lateral Laods), basé sur les courbes de réaction P-Y, développé à l'Université de Blida. Pendant ce processus, on introduit un ensemble des courbes P-Y en forme hyperbolique le long du pieu, (voir l'équation (III.3)), et les coefficients K_E et K_N varient en fonction des variables D/B, K_R et N_{spt} apparaissant dans les équations (III.6) et (III.7) respectivement. Le processus de tâtonnement poursuit jusqu'à ce qu'un excellent accord soit trouvé entre les déplacements expérimentaux et ceux prédits. Par conséquent, le coefficient R doit être aussi proche que possible de 100 %, avec un seuil d'acceptation fixé à 95 %.

Par la suite, on déterminera par ajustement les fonctions **h** et **j** en ajustant respectivement K_E et K_N en fonction des variables intervenant dans les équations (III.6) et (III.7).

III.3 Description de la base de données d'essais de pieux

Une base de données a été construite, suite à la collecte des résultats des essais de chargement latéral en vraie grandeur des pieux isolés effectués dans des sols sableux, à partir de la littérature des pieux instrumentés et non instrumentés. On dispose de 44 essais de chargement latéral effectués dans 15 sites. Les pieux expérimentaux ont réalisé à partir de béton armé ordinaire ou précontraint, des tubes en acier, de pieux en H ou de matériaux composites, et ont été installés dans le sol selon des différentes techniques telles que le forage simple, le forage avec tubage ou le battage. L'intervalle des élancements D/B et celui de la rigidité relative pieu/sol K_R pour les pieux analysés sont respectivement de 10-60 et $10^{-4} - 2x10^{-1}$. Notons que 70 % des pieux d'essais sont caractérisés par K_R inférieure à 10^{-2} , ce qui correspond habituellement à des pieux souples (Laouedj et Bouafia, 2017). La figure III.2 illustre la disposition typique d'un pieu expérimental.

III.4 Présentation des résultats

L'analyse inverse de l'ensemble des pieux installés a permis de conclure que l'élancement D/B a un effet négligeable sur les paramètres K_E et K_N . Il a été remarquablement constaté que tous les pieux étudiés sont plutôt souples ($D \ge 3L_0$), ce qui limite les résultats présentés ci-après à cette catégorie des pieux. En outre, les valeurs trouvées de K_E et K_N dépendent de la position de la courbe P-Y par rapport au niveau de la nappe d'eau.



Figure III.2 : Configuration typique de l'essai de chargement latérale

De telles valeurs permettent de définir directement les courbes P-Y en fonction de la profondeur à la base des équations (III.3), (III.6) et (III.7). Ces dernières équations aboutissent finalement à la définition du module de réaction initial et de la résistance latérale respectivement comme suit :

$$E_{ti}(z) = K_E N_{spt}(z) \sigma_{v0}(z)$$
(III.13)

$$P_{ult}(z) = K_N \sigma_{v0}(z) B \tag{III.14}$$

III.5 Formulation du module de réaction et de la résistance latérale

III.5.1 Formulation du module de réaction

Des histogrammes typiques du nombre de modulaire sont illustrés à la figure III.3 et font dégager des valeurs caractéristiques de ce coefficient, résumé en fonction de la position de la courbe P-Y par rapport à la nappe phréatique (Tableau III.2). De telles valeurs permettent de définir directement le module de réaction initial de la courbe P-Y en fonction de la profondeur à la base d'équation (III.13). Cette dernière équation aboutit finalement à la définition du module de réaction initial comme suit :

(III.18)

(III.19)

• Au-dessus de la nappe phréatique

$$E_{ti}(z) = 318.0 N_{spt}(z) \sigma_{v0}(z)$$
(III.16)

• En dessous de la nappe phréatique

$$E_{ti}(z) = 171.4N_{spt}(z)\sigma_{v0}(z)$$
(III.17)

Tableau III.1 : Valeur de paramètre K_E des pieux souples ($D \ge 3L_0$)

Au-dessus de la nappe	En dessous de la
phréatique	nappe phréatique
$K_{\rm E} = 318.0$	$K_{\rm E} = 171.4$

Il se dégage du tableau III.1 que la présence d'une nappe phréatique a pour effet de réduire le module de réaction de 46 %. Le tableau I.9 montre que, toutes choses étant par ailleurs égales, cet effet se traduit par une réduction de 33-41 % selon Terzaghi, et de 21-44 % selon Reese. Nous utilisons la valeur appropriée de k_s de tableau I.18, ce qui est en bon accord avec la valeur trouvée par analyse inverse.

III.5.2 Formulation de la résistance latérale

Des histogrammes typiques du facteur de résistance latérale sont illustrés à la figure III.4 et font dégager des valeurs caractéristiques de ce facteur, résumées en fonction de la position de la courbe P-Y par rapport à la nappe phréatique (Tableau III.3). On aboutit finalement à la définition de la résistance latérale comme suit :

• Au-dessus de la nappe phréatique

$$P_{ult}(z) = 25.3\sigma_{v0}(z)B$$

• En dessous de la nappe phréatique

$$P_{ult}(z) = 16.0\sigma_{v0}(z)B$$

Au-dessus de la nappe
phréatiqueEn dessous de la
nappe phréatique $K_N = 25.3$ $K_N = 16.0$

Tableau III.2 : Valeur de paramètre K_N des pieux souples ($D \ge 3L_0$)

Il se dégage du tableau III.2 que cette analyse a abouti à une réduction de la résistance latérale du sol en dessous de la nappe de 37 %. Or, les équations (I.70) et (I.71) de Reese montrent que la résistance latérale est directement proportionnelle à la contrainte σ_{v0} . Ainsi, en admettant que l'angle de frottement interne du sable est peu influencé par son degré de saturation, les coefficients C_1, C_2 et C_3 (voir figure I.22), dépendant uniquement, selon la théorie de Reese, de l'angle de frottement, seront par conséquent pratiquement les mêmes en dessous ou au-dessus de la nappe.



Au-dessus de la nappe phréatique



En dessous de la nappe phréatique





Au-dessus de la nappe phréatique



En dessous de la nappe phréatique

Figure III.4 : Un histogramme typique de paramètre K_N

De ce fait, on peut développer le rapport $P_{ult}^{sat} / P_{ult}^{sec}$ comme suit :

$$\frac{P_{ult}}{P_{ult}}^{sec} = \frac{\gamma' z}{\gamma_d z} = \frac{\gamma'}{\gamma_d} = \frac{1 - \gamma_w}{\gamma_s} \cong \frac{1 - 10}{26.5} = 0.62$$
(III.20)

 γ_{w} et γ_{s} étant respectivement les poids volumiques de l'eau et des grains.

On constate une réduction de P_{ult} à cause de la présence de la nappe de 37.8 %. Ce raisonnement confirme ainsi clairement la valeur trouvée ci-dessus.

Il est à noter enfin que les données géotechniques disponibles de la base de données comportent en grande majorité des valeurs mesurées de N_{SPT} et non pas celles du $\left(N_{SPT}^{1}\right)_{60}$, l'analyse inverse étant ainsi faite avec le premier paramètre.

Couramment, le dimensionnement géotechnique à l'aide de l'essai SPT (capacité portante des fondations superficielles et des pieux, analyse de liquéfaction, etc.), se base sur une valeur normalisée N_{SPT}^1 au lieu de la valeur N_{SPT} mesurée brute. Selon la norme ASTM, le coefficient de normalisation C_N est donné par l'équation (III.21).

$$N_{SPT}^{1}(z) = N_{SPT}(z)C_{N} = N_{SPT}(z)\sqrt{\frac{\sigma_{ref}}{\sigma_{v0}(z)}}$$
(III.21)

 σ_{ref} est une référence de contrainte conventionnellement égale à 100 kPa, et le coefficient C_N devrait être limité à la marge de 0.5 - 2. Il est suggéré de reformuler l'équation (III.13) afin de prendre en compte N_{SPT}^1 plutôt que N_{SPT} comme suit :

$$E_{ti}(z) = K_E N_{SPT}^1(z) \sqrt{\frac{\sigma_{v0}^3(z)}{\sigma_{ref}}}$$
(III.21)

III.6 Méthodologie de calcul à partir des courbes P-Y

1. Découper le sol autour du pieu en N tranches suffisamment minces pour que le nombre de coups N_{spt} de l'essai SPT puisse être considéré variant linéairement au sein d'une tranche, la valeur au milieu d'une tranche étant alors une moyenne représentative de toute la tranche.

2. Supposer que la fiche effective $D_e = D$.

3. Calculer le module de déformation caractéristique du sol E_c le long du pieu à partir de l'équation (III.9). Pour des raisons pratiques, le calcul de l'intégrale peut être approché par la méthode de sommation des trapèzes.

4. Calculer la rigidité relative K_R à partir de l'équation (III.8).

5. Déterminer le nombre modulaire K_E^{i} de chaque tranche i en fonction de la position de la nappe d'eau dans la tranche, à partir de tableau III.2.

6. Calculer le module de réaction caractéristique E_{ti}^{c} à partir de l'équation (III.12), qui peut d'ailleurs se transformer comme suit :

$$E_{ti}^{c} = \frac{1}{D_{e}} \int_{0}^{D_{e}} E_{ti}(z) dz = \frac{1}{D_{e}} \int_{0}^{D_{e}} K_{E} N_{spt} \sigma_{v0}(z) dz$$
(III.22)

7. Calculer la longueur élastique L_0 à partir de l'équation (III.11).

8. Si la fiche $D > 3L_0$, calculer la fiche effective D_e à partir de l'équation (III.10), et répéter alors les étapes 3 à 8 selon un processus itératif en introduisant à chaque itération la valeur de D_e jusqu'à la convergence. Si par contre $D < 3L_0$, le pieu est plutôt non flexible et la méthode est non applicable.

En cas d'un pieu flexible, le calcul des modules E_c et E_{ti}^c doit faire intervenir les valeurs de N_{spt} des tranches dans la fiche effective D_e et non pas le long du pieu.

9. Calculer les paramètres E_{ti} et P_{ult} respectivement à partir des équations (III.13) et (III.14) en fonction de K_E et K_N extraits des tableaux III.2 et III.3.

10. Utiliser un programme de calcul du pieu isolé sous forces latérales à la base des courbes de réactions P-Y, tel que SPULL.

En cas d'un pieu flexible, on considère dans les calculs que la pointe du pieu est encastrée.

III.7 Validation de la courbe P-Y

La courbe hyperbolique P-Y proposée avec les deux paramètres E_{ti} et P_{ult} en fonction de N_{spt} , mesuré à l'essai SPT, a été sujet à un processus de validation interne en recalculant les pieux d'essais qui ont servi à l'élaboration de ces courbes P-Y. On introduit les courbes P-Y ainsi construites dans un calcul avec le logiciel SPULL.

La courbe de chargement du pieu obtenu par le calcul SPULL est confrontée à celle de l'expérience. On présente les principaux résultats de comparaison de la courbe de chargement pour la base de données de 44 pieux. Pour ne pas alourdir le texte, les résultats graphiques sont regroupés en annexe B de la thèse.

Dans chaque essai, on définit le rapport $x_c = Y_0^{cal} / Y_0^{mes}$ pour tous les efforts appliqués, comme une variable aléatoire dont l'histogramme est illustré à la figure III.5. On constate que la population étudiée a une taille de 309 valeurs est bien décrite par une fonction de probabilité normale (de Gauss), caractérisée par une valeur modale (ou caractéristique) x_c égale à 1.07, écart type σ égale à 0.43. Ainsi le rapport Y_0^{cal} / Y_0^{mes} est pratiquement proche de 1, ce qui implique que la formulation de la courbes P-Y permet de prédire correctement les déplacements mesurés.



Figure III.5 : La valeur représentative du rapport relatif des courbes de chargement

III.8 Étude comparative

L'objectif d'une telle étude est d'évaluer la qualité de prévision du comportement d'un pieu isolé sous des forces latérales par les différentes méthodes exposées ci-dessus. Ces méthodes ne permettant pas une construction directe de la courbe P-Y en corrélation avec l'essai SPT, il a été alors procédé par corrélation des paramètres géotechniques sur lesquels se basent ces méthodes, telles que la densité et l'angle de frottement interne du sable, avec le nombre N_{spt} .

La densité relative des sols sableux a été estimée en utilisant la corrélation empirique présentée par Kulhawy et Mayne (1990) :

$$D_{r} = \left[\frac{\left(N_{SPT}^{1}\right)_{60}}{40}\right]^{0.5}$$
(III.23)

En outre, l'angle de frottement ϕ peut être estimé en fonction de la densité relative par l'équation suivante, D_r étant exprimée par rapport à l'unité :

$$\varphi = \mathbf{16}D_{r}^{2} + \mathbf{0.17}D_{r} + \mathbf{28.4}$$
(III.24)

On dispose au niveau de la base de données de 9 pieux où les valeurs $(N_{SPT}^1)_{60}$ étaient disponibles, ce qui a permis de construire les courbes P-Y et les introduire dans un calcul en déplacements par le logiciel SPULL. Les caractéristiques des pieux sont regroupées au tableau III.3. Les méthodes de l'API, de Reese et de Georgiadis sont les méthodes utilisées pour la comparaison.

Réf.	No :	Installation	Longueur	Diamètre	D/B	$E_P I_P$
			(m)	(m)		$(MN.m^2)$
Juirnarongrit et Ashford (2004, 2005)	1	Foré simple	4.5	0.4	11.25	40
	2	Foré simple	12	0.6	20	238
	3	Foré simple	12	0.9	13.33	1217
	4	Foré simple	12	1.2	10	3530
	5	Foré simple	12	1.2	10	3530
Ashford et Rollins (2002)	6	Tube battu	11.5	0.324	35.5	28.6
	7	H battu	11.5	0.309	38.46	37.7
	8	Fore tubé	13.8	0.6	23	291.8
	9	Fore tubé	14.8	0.9	16.44	1019.4

Les résultats graphiques décrivant les prévisions du comportement des neuf pieux par les différentes méthodes sont présentés aux figures ci-dessous. Ils montrent que les méthodes sont de moins en moins bonnes lorsque l'effort latéral augmente.

En outre, ces prévisions sont optimistes et peuvent atteindre respectivement un excès de 13, 17, 36 et 49 % pour les méthodes de calcul inverse, de l'API, de Reese et de Georgiadis pour l'effort maximum.



Figure III.6 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 1



Figure III.7 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 2



Figure III.8 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 3



Figure III.9 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 4



Figure III.10 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 5



Figure III.11 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 6



Figure III.12 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 7



Figure III.13 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 8



Figure III.14 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 9

Les figures III.15, III.16, III.17 et III.18 regroupent les histogrammes du rapport $Y_0^{\text{calc}}/Y_0^{\text{mes}}$ pour les différentes méthodes : la méthode proposée par analyse inverse, l'API, de Reese et de Georgiadis respectivement. On remarque que la méthode proposée par analyse inverse est caractérisée par un rapport de 1.01 et une probabilité pour cette valeur de 29 %, alors que la méthode de l'API est caractérisée par un rapport de 1.07 et une probabilité pour cette valeur de 30.8 %, et la méthode de Reese paraît plus optimiste, caractérisé par un rapport de 1.26 et une probabilité correspondante de 26.5 %. Enfin, la méthode de Georgiadis est la plus optimiste, avec une probabilité dans ses prévisions de 26 %.



Figure III.15 : Histogramme de prévision des déplacements Y₀ des neuf pieux par Calcul inverse



Figure III.16 : Histogramme de prévision des déplacements Y₀ des neuf pieux par API-2014



Figure III.17 : Histogramme de prévision des déplacements Y₀ des neuf pieux par Reese



Figure III.18 : Histogramme de prévision des déplacements Y₀ des neuf pieux par Georgiadis

III.9 Conclusion

L'étude du comportement des pieux isolés sous charges latérales dans le cadre de la théorie des courbes P-Y a été entamée à la base d'une analyse inverse d'une base de données d'essais de chargement de pieux grandeur nature, en vue de définir les paramètres de la courbe P-Y, en l'occurrence le module de réaction initial et la résistance latérale, en corrélation avec le nombre de coups N_{spt} de l'essai au carottier SPT.

L'analyse d'essais de chargement a montré la non influence de l'élancement des pieux étudiés, et a montré aussi que les pieux étudiés sont plutôt souples. Les coefficients K_E et K_N ont été déterminés en fonction du nombre de coups N_{spt} et de la position de la section étudiée du pieu par rapport à la nappe phréatique.

Enfin, une étude comparative a montré que le comportement en petits déplacements du pieu peut être raisonnablement prédit par les méthodes courantes des courbes P-Y, mais elles manifestent un optimisme dès que l'effort latéral en tête du pieu augmente.

CHAPITRE IV

CONSTRUCTION DES COURBES DE RÉACTION P-Y

IV.1 Introduction

Pendant longtemps, les ingénieurs ont hésité à prendre en compte la résistance latérale des terrains vis-à-vis des efforts horizontaux pour la conception et le calcul des fondations sur pieux. Actuellement, la méthode de la courbe P-Y est largement utilisée pour l'analyse des pieux soumis à des charges latérales. Cette méthode relie la réaction du sol (P) au déplacement du pieu (Y) sous un chargement latéral statique le long du pieu.

Les essais de chargement latéral des pieux en vraie grandeur présentent un intérêt scientifique évident puisqu'ils fournissent un outil d'analyse du phénomène de chargement latéral des pieux. On expose dans ce qui suit, les différentes méthodes d'interprétation des essais de chargement selon le type des résultats obtenus de chaque essai. Ensuite on présente les résultats d'interprétation de la base de données. À la fin, on fait une validation des formules proposées par une validation interne et externe de la base de données.

IV.2 Description de la méthodologie de construction des courbes P-Y

Construction expérimentale des courbes P-Y à l'aide des lectures des jauges de contrainte à partir des essais de chargement des pieux en vraie grandeur sous un effort latéral donné, et ce en trois étapes :

• La détermination des profils du moment en fonction de la profondeur à partir du profil expérimentale de la déformation axiale $\varepsilon(z)$ pour un effort donné.

$$M(z) = \frac{2E_p I_p \varepsilon(z)}{B}$$
(IV.1)

• La détermination des profils du déplacement en fonction de la profondeur à l'aide de technique de la double intégration des profils de moment M(z) par rapport à la profondeur.

$$Y = \frac{1}{E_{p}I_{p}} \int \left(\int M(z) dz \right) dz + Y_{0}' z + Y_{0}$$
(IV.2)

• La détermination des profils de la réaction du sol en fonction de la profondeur, en utilisant la technique de la double dérivation des profils du moment.

$$P = -\frac{d^2M}{dz^2} \tag{IV.3}$$

La principale difficulté dans ce type d'analyse est l'interprétation des profils de moment fléchissant et la définition des conditions aux limites. Un mauvais lissage des moments fléchissant entraînera d'importantes perturbations lors de la double dérivation et un mauvais choix des conditions limites influencera fortement la précision de la double intégration.



Figure IV.1 : Le développement méthodologie dans les courbes P-Y (d'après Reese et Van Impe 2001)

IV.2.1 La détermination des profils du déplacement

Les déplacements latéraux des pieux en fonction de la profondeur, pour chaque effort latéral appliqué à la tête du pieu, peuvent être déduits à partir des lectures des jauges de contrainte à l'aide de l'équation (IV.2) ou obtenus à partir des instruments de l'inclinomètre à l'aide de l'équation (IV.4). Donc, Les déplacements peuvent être obtenus en double intégration de moment M(z) en fonction de la profondeur ou par une seule intégration de la rotation Y'.

$$Y = \int Y' dz + Y_0 \tag{IV.4}$$

Deux conditions aux limites sont nécessaires pour déterminer les deux constantes C_1 et C_2 impliquées dans la double intégration.

$$\begin{cases} Y(D) = C_2 + C_1 D + \int_0^D \int_0^D (\phi(z) dz) dz \\ Y'(D) = C_1 + \int_0^D (\phi(z)) dz \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Y(D) = y_0 + y_0' D + \frac{1}{EI} \int_0^D \int_0^D (M(z) dz) dz \\ Y'(D) = y_0' + \frac{1}{EI} \int_0^D (M(z)) dz \end{cases}$$

Où C_1 est la rotation du pieu en surface Y'_0 et C_2 est le déplacement du pieu en surface Y_0 .

Du fait que les pieux étudiés sont plutôt souples $D \ge 3L_0$, on suppose que la pointe est au repos, c'està-dire que le déplacement et la rotation en point sont nuls.

IV.2.2 La détermination des profils de la réaction du sol

Après avoir obtenu les profils du moment en fonction de la profondeur, la réaction du sol est calculée par double dérivation des données de moment par rapport à la profondeur en utilisant l'équation (IV.3).

Mathématiquement, les doubles intégrations de profil de moment par rapport à la profondeur n'auront pas à induire des erreurs numériques, par contre, la double dérivation de profil de moment se traduirait par une amplification des erreurs, ce qui donne P grossière.

Par conséquent, plusieurs techniques ont été proposées pour minimiser les erreurs numériques, comme l'ajustement de courbe polynomiale globale d'ordre élevé (Reese et Welch, 1975), Ajustement de la courbe polynomiale par morceaux (Matlock et Ripperger, 1956), Spline cubique (Dou et Byrne, 1996), Spline quantique (Bouafia et Garnier, 1991), méthode des résidus pondérés (Wilson, 1998).

IV.2.2.1 L'ajustement de la courbe de moment par polynomial ordre élevé

L'ajustement de profil de moment par polynomiale de degré élevé a été utilisé par Reese et Welch (1975). L'équation d'ajustement par polynomiale en fonction de la profondeur z est :

$$M(z) = \sum_{i=1}^{n+1} p_i z^{n+1-i}$$
(IV.7)

Où *n*+1est l'ordre du polynôme, *n* est le degré du polynôme, et $3 \le n \le 16$ le nombre de coefficients pour être en forme, et le degré la plus grande puissance de la variable prédictive.

Par exemple, un troisième degré (cubique) polynôme est donné par l'équation suivant :

$$M(z) = p_1 z^3 + p_2 z^2 + p_3 z + p_4$$
(IV.8)

IV.2.2.2 L'ajustement de la courbe de moment par polynôme de cinquième degré

Selon Wilson (1998), un polynôme d'ordre cinq avec un exposant de 2.5 plutôt que 2 sur le terme quadratique, comme indiqué dans l'équation (IV.9), à condition que le profil du P plus raisonnable. La forme non entière du polynôme donnera une résistance zéro à la surface du sol. La valeur du P peut alors être obtenue en double différenciation de l'équitation (IV.9) en fonction de la profondeur z.

$$M(z) = a + bz + cz^{2.5} + dz^{3} + ez^{4} + fz^{5}$$
(IV.8)

Où a, b, c, d, e, f sont des constants inconnus de la courbe.

L'avantage de la méthode est la simplicité d'application. Cependant, la technique inapplicable que si la tendance du profil de moment peut être capturée, en particulier les points de données du profil du moment près de la surface du sol.

IV.2.2.3 L'ajustement de la courbe de moment par courbe polynomiale par morceaux

L'ajustement de la courbe polynomiale par morceaux cubiques a été utilisé pour les données de moments discrets par Matlock et Ripperger (1956) et Dunnavant (1986). Le mode opératoire décrit

par Dunnavant (1986) est présenté dans la figure IV.2 où un polynôme par morceaux cubiques dans une case de cinq points de profil de moment mesuré successifs est employé pour l'ajustement et en utilisant la technique des moindres carrés. C'ajustement est tous les cinq points de données successifs de moment le long de la longueur de pieu sont interpolés à une courbe polynomiale cubique.

La réaction de sol des trois points supérieurs et trois points inférieurs sont obtenus à partir d'ajustement de la courbe polynomiale par morceaux cubiques locaux du moment en utilisant l'ajustement de cinq points haut, et de cinq points bas, respectivement. Le point d'application de la charge ou une valeur connue de moment au-dessus de la surface du sol sont également inclus dans l'ajustement du profil du moment. Cette méthode nécessite au moins cinq points des jauges de contrainte employés au cinq différentes profondeurs dans le pieu.



Figure IV.2 : Procédure pour réduire le profil de moment pour P utilisant polynomiale par morceaux (d'après Dunnavant, 1986).

IV.2.2.4 L'ajustement de la courbe de moment par Séries d'équation polynomiale

Les données expérimentales du moment fléchissant sont ajustées avec une série des équations polynomiales. Randolph (2001) a utilisé trois polynômes distincts, liés par la continuité des première et seconde dérivés, ils ont été approchés par utilisation de la régression des moindres carrés à des valeurs discrètes le déplacement dans la tête du pieu.

La longueur libre du pieu au-dessus de la surface du sol a été ajustée par une fonction linéaire, ce qui a entraîné une pression nulle. La fiche du pieu a été ajustée par deux polynômes de quatrième degré, comme le montre la Figure IV.3.



Figure IV.3 : L'ajustement du profil de moment par trois équations polynomiales (d'après Randolph, 2001).

IV.2.2.5 L'ajustement de la courbe de moment par Polynômes Rationnels

L'ajustement de profil de moment par polynomiale rationnel est donne par l'équation d'ajustement (IV.9) en fonction de la profondeur z.

$$M(z) = \frac{\sum_{i=1}^{n+1} p_i z^{n+1-i}}{z^m + \sum_{i=1}^m q_i z^{m-1}}$$
(IV.9)

Où *n* est le degré du polynôme de numérateur et $1 \le n \le 5$, tandis que *m* est le degré du polynôme dénominateur et $1 \le m \le 5$. On note que le coefficient associé à z^m est toujours égal à 1. Cela rend le numérateur et le dénominateur unique, lorsque les degrés de polynômes sont les mêmes.

L'ajustement par rationnels est décrit en termes de degré du numérateur / le degré du dénominateur. Par exemple, une équation rationnelle quadratique / cubique est donnée par :

$$M(z) = \frac{p_1 z^2 + p_2 z + p_3}{z^3 + q_1 z^2 + q_2 z + q_3}$$
(IV.10)

IV.2.2.6 L'ajustement de la courbe de moment par Séries de Fourier

La série de Fourier est une somme des fonctions sinus et cosinus qui décrit un signal périodique. Il est représenté soit par la forme trigonométrique ou la forme exponentielle. L'équation d'ajustement par série de Fourier en fonction de la profondeur z est :

$$M(z) = a_0 + \sum_{i=1}^{n} a_i \cos(nwz) + b_i \sin(nwz)$$
(IV.11)

Où les modèle a_0 un (intercepter) le terme constant dans l'ajustement, w est la fréquence fondamentale du signal, n est le nombre de termes (harmoniques) de la série, et $1 \le n \le 8$.

En 2006, Lin et Liao ajustées les données avec l'utilisation d'une série de Fourier. Lin et Liao utilisé les données d'inclinomètre pour déterminer expérimentalement le profil de déplacement de pieu. Chaque point de données de déplacement a été combiné avec un terme en cosinus pour arriver à une série de Fourier avec un certain nombre de termes égal au nombre de points des données. Cependant, la différenciation de cette série peut conduire à des fonctions mal conditionnées pour les

profils du moment, d'effort tranchant et de la réaction du sol. Ce problème est évité en utilisant une technique de somme Césaro dans la série de Fourier qui garantira la convergence.

IV.2.2.7 L'ajustement de la courbe de moment par Somme des Sines

L'ajustement de profil de moment par le modèle du somme des sinus s'adapte à des fonctions périodiques, et il est donné par l'équation suivant :

$$M(z) = \sum_{i=1}^{n} a_{i} \sin(b_{i}z + c_{i})$$
(IV.12)

Où *a* est l'amplitude, *b* est la fréquence et *c* est la constante de phase pour chaque période de l'onde sinusoïdale, *n* est le nombre de termes dans la série et $1 \le n \le 8$. Cette équation est étroitement liée à la série de Fourier. La principale différence est que la somme de l'équation sinus comprend la constante de phase, et ne comprend pas un terme constant (interception).

IV.2.2.8 L'ajustement de la courbe de moment par Modèles Gaussienns

La fonction gaussienne est rencontrée dans nombreux domaines de la science et de l'ingénierie. Par exemple, les pics gaussiens peuvent décrire les spectres d'émission de ligne et des essais de concentration chimiques. L'ajustement de profil de moment par le modèle gaussien correspond des fonctions des pics et il est donné par l'équation suivant :

$$M(z) = \sum_{i=1}^{n} a_i \exp\left[-\left(\frac{z-b_i}{c_i}\right)^2\right]$$
(IV.13)

Où *a* est l'amplitude, *b* est le centriole (emplacement), *c* est liée à la largeur du pic, *n* est le nombre de pics à poser et $1 \le n \le 8$.

IV.2.2.9 L'ajustement de la courbe de moment par Spline

L'ajustement par Spline cubique est peut-être l'interpolation la plus simple des données de moment. La Spline cubique naturelle est simple à mettre en œuvre, a dérivées deux fois avec une continuité par morceaux, et prend la seconde dérivée nulle aux extrémités des données. Mais puisque la Spline s'adapte à chaque point exactement, elle est sujette à des bruits de haute fréquence lors de la différenciation.

Dou et Byrne (1996) ont utilisé Splines cubiques pour obtenir des relations de P-Y lors des essais dynamiques du modèle réduit sous gradient hydraulique. Une Spline quantique a été employée par Bouafia et Garnier (1991) pour interpoler les points du profil de moment pour calculer P.

IV.2.2.10 L'ajustement de la courbe de moment par Hermite

Interpolation Hermite ou PCHIP (Piecewise cubic Hermite interpolating polynomial) est développée en assimilant les valeurs dérivées de la fonction d'interpolation et les valeurs dérivées données aux points données.

$$f(x_i) = y_i, \quad f'(x_i) = y'_i, \quad f''(x_i) = y''_i, \dots, \quad f^{(m)}(x_i) = y^{(m)}_i$$

La fonction est calculée une fois que les données de la première dérivée sont égales aux valeurs données. L'interpolant Hermite cubique est donnée par :

$$M_i(z) = \sum_{k=0}^3 a_k^i (z - z_i)^k$$
(IV.13)

(IV.14)

Figure IV.4 : L'ajustement du profil de moment par Hermite

IV.2.2.11 L'ajustement de la courbe de moment par Méthode de Résidus Pondérés

La méthode de Résidus pondérés WR (Weighted Residuals) a été introduite par Wilson (1998) pour calculer la dérivée P. Cette méthode n'est pas une méthode d'interpolation ; il s'agit plutôt d'une méthode de dérivation numérique basée sur la minimisation de résidus pondérés, comme cela est souvent utilisé dans le procédé d'éléments finis.

L'idée principale de la méthode WR est de trouver une fonction approximative d'un a(z) pour représenter la fonction réelle u(z) sur certains intervalles z = [0, l]. Généralement, $u(z) \neq a(z)$, et la différence peut être définie comme résidu par l'équation a(z) - u(z) = R(z). Alors que R(z) ne peut pas être égal à zéro quel que soit le rang de z, a(z) peut être choisi de telle sorte qu'est de zéro au sens moyen de l'application de la condition suivante :

$$\int_{0}^{1} R(z)\psi(z)z = 0$$
 (IV.15)

 $\psi(z)$ est une fonction de pondération. Cela pourrait être considéré comme u(z) = a(z)« Faiblement ».



Figure IV.5 : Fonctions de forme linéaires (d'après Wilson, 1998).

La méthode de WR est utilisée pour obtenir un profil d'effort tranchent en dérivant le profil de moment. Ensuite, une autre dérivée sur le profil d'effort tranchent obtenu les résultats de profil de P. Comme décrit par Wilson (1998), le pieu peut être considéré comme des éléments finis discrétisés. Si M(z) représente la distribution réelle de moment de flexion de pieu en fonction de la profondeur, alors M(z) est connu au niveau des nœuds d'élément. Ensuite, T(z) comme la première dérivation de la distribution de moment de flexion peut être obtenue comme suit :

$$\int_{0}^{1} [T(z) - M'(z)]\psi(z)z = 0$$
 (IV.16)

Les deux fonctions M(z) et T(z) peuvent être écrite comme des combinaisons formées des fonctions linéaires du type éléments finis, comme la fonction linéaire montrée dans la figure IV.5. Pour chaque nœud long de pieu, la fonction de pondération $\psi(z)$ est prise pour la forme de fonction linéaire pour générer un système d'équations linéaires pour obtenir les coefficients de T(z). Cela peut s'écrire :

$$M(z) = \sum_{i=0}^{n} M_i \psi(z)$$
(IV.17)

$$T(z) = \sum_{i=0}^{n} T_i \psi(z)$$
(IV.18)

Où i est le numéro des nœuds et $0 \le i \le n$; M_i est le moment mesurée ; z est la profondeur ; et $\psi(z)$ est la fonction de forme pour les nœuds i. En substituant les équations (IV.17) et (IV.18) dans l'équation (IV.16), Wilson (1998) mis au point un système d'équations qui peut être utilisé pour résoudre les valeurs de T(z) à chaque nœud. Après le profil d'effort tranchent est obtenu, une autre dérivation sur les résultats de ce profil fait pour obtenu le profil de réaction du sol.

IV.2.2.12 L'ajustement de la courbe de moment par B-Spline

Coutinho (2006) a ajusté le profil de moment avec l'utilisation de B-Spline par morceaux pour obtenir un profil de déplacement, et résolu une intégrale de Volterra pour une forme fonctionnelle pour obtenir le profil de la réaction du sol. L'intégrale de Volterra à résoudre, comme montre Coutinho (2006), est sous la forme suivante :

$$H(e+z) - M(z) = \int_{0}^{z} P(\xi)(z-\xi) d\xi$$
 (IV.19)

H est la force appliquée sur le pieu, *e* est la cote de la force appliquée, M(z) est le moment à la profondeur z, et $P(\xi)$ est la réaction du sol par unité de longueur de la profondeur ξ comme montre la figure IV.6. Cette équation peut être résolue en intégrant approximativement par l'utilisation d'un développement en série.

Étant donné que le processus d'ajustement par Spline emploie une régression des moindres carrés pour minimiser les résidus, les points de données pour le profil peuvent être minimisés en utilisant un seul résiduel cumulé.



Figure IV.6 : La relation entre la force appliquée et la réaction du sol (d'après Coutinho, 2006).

IV.3 Construction des courbes de réaction P-Y

Les procédures de double dérivation et double intégration précédemment décrites permettent de calculer, à chaque incrément de chargement latéral $(H)_k$, un couple $(P(z_i), Y(z_i))$ relatif à une profondeur de mesure z_i . Les courbes P-Y sont donc définies le long du pieu à chaque couche de profondeur z_i . Le principe de cette construction est présenté par la figure IV.7 et la figure IV.8.

Pour que les courbes P-Y aient une signification physique, il faut que les points Y = 0 et P = 0 de changement de signe se trouvent à la même profondeur. De plus, dans le cas d'un sol de densité constante on doit obtenir une augmentation du module sécant avec la profondeur. La cohérence physique des courbes de réaction obtenues de l'essai de chargement latéral d'un pieu isolé est assurée. Par la suite, les courbes P-Y ainsi construites à partir des essais de chargement latéral seront appelées courbes expérimentales.

Vu le caractère laborieux des procédures d'ajustement, d'intégration et de dérivation, On utilise des programmes développés pour chaque méthode d'ajustement pour obtenir une minimisation des

écarts ou des erreurs des courbes théoriques par rapport aux données expérimentales. Les programmes sont par exemple : Le Programme Origine Pro, le logiciel Matlab, Microsoft Office Excel et l'application PIEU93 pour l'interpolation par Spline.

IV.3.1 Procédure d'interprétation des essais

Douze méthodes numériques ont été utilisées pour dériver la réaction du sol P à partir des données de moment. Ces méthodes incluent la méthode de polynomiale d'ordre élevé, la méthode de polynôme de cinquième degré de Wilson (1998), la courbe polynomiale par morceaux, la Séries d'équation polynomiale de Randolph (2001), la méthode de polynômes Rationnels, les séries de Fourier, la méthode des Somme des Sines, la méthode de Gaussiennes, la méthode de Résidus Pondérés, la méthode de Spline cubiques, la Spline quantique et enfin la fonction B-Spline.

Pour déduire les courbes de réaction P-Y, les profils du déplacement en fonction de la profondeur sont d'abord obtenus par double intégration des profils du moment où par une seule intégration de profil de rotation d'inclinomètre. Les profils de déplacement sont peu sensibles à la variation du profil de moment et peu sensibles au choix de la fonction d'ajustement des moments.

Les profils de la réaction du sol sont très sensibles à la variation du profil de moment et la valeur de P dépend sensiblement de la fonction retenue pour ajuster les valeurs expérimentales M(z). Une comparaison des réactions du sol calculée par l'ajustement des profils des moments montre une différence significative selon la technique numérique utilisée.

La validation du choix de réaction du sol se fait par une vérification, après la double dérivation. On doit défini des critères pour choisir la fonction d'ajustement $M^*(z)$ des points expérimentaux.

IV.3.2 Le critère d'allure

Il y a des oscillations dans le calcul des réactions du sol en utilisant les différentes méthodes d'ajustement. L'effort tranche calculé en fonction de la profondeur, montre que les changements de pente de point à point au moment des données conduisent des oscillations dans l'effort calculé. Ces oscillations sont amplifiées encore d'avantage sur la seconde dérivée.

Se base sur les résultats tels que ceux de la figure IV.9, les méthodes d'interpolation ajustent aux données de moment sont apparus pour fournir l'estimation la plus raisonnable de résistance du sol pour les profils des moments.

IV.3.3 Le critère d'équilibre statique

Un autre critère plus objectif est l'équilibre statique des pieux sous l'effort latéral. Il a été proposé par Bouafia (1991), comme suit :

$$M(z) = M * (z) - M(0) + H.e$$
 (IV.20)

Donc le bilan des forces horizontales donne :

$$\frac{H - \frac{dM^*}{dz}}{H} \le \varepsilon_1 \tag{IV.21}$$

Le bilan des moments donne :

$$\frac{H.e - M^{*}(0)}{H.e} \le \varepsilon_{2}$$
(IV.22)



Figure IV.7 : Schéma de principe de la procédure d'interprétation de l'essai de chargement latéral d'un pieu isolé.



Figure IV.8 : Les courbes P-Y des couches de sol construites à partir des données expérimentales



Figure IV.9 : Les comparaisons des méthodes d'ajustement pour calcul la résistance latérale

IV.3.4 Le critère de l'allure de réaction du sol au niveau du sol

Dans le cas d'un sol pulvérulent on doit avoir une réaction du sol à la surface du sol égale à zéro. On ne trouve jamais P(0) = 0, mais on fixe une tolérance pour des faibles valeurs.

$$\frac{P(0)}{P_{\max}} \le \varepsilon \tag{IV.23}$$

 $\varepsilon = 5 ou 10 \%$

Dans le cas d'un sol cohérent (argiles saturées), ce critère n'est pas applicable.

IV.4 Présentation des résultats des pieux instrumentés

L'utilisation d'un pieu isolé instrumenté soumis à un chargement latéral nous permet d'acquérir un nombre très important de données brutes. Elles se présentent sous la forme de l'évolution du moment fléchissant en fonction de la profondeur, du déplacement en deux points sur la partie émergée du pieu en fonction de la charge appliquée.

Nous présenterons les diverses procédures pour transformer les données expérimentales en courbe P-Y, ainsi que la procédure utilisée pour les interpréter.

IV.4.1 Comparaison des différentes courbes de moments interpolés

Le profil de l'évolution des moments, en fonction de la profondeur, est interpolé par méthodes différentes, par interpolation Polynomiale de degré 7, par Série de Fourier, par Polynôme Rationnel de degré 4/3 et par modèles Gaussiens.

Il peut être intéressant de comparer ces méthodes par rapport aux valeurs théoriques pour vérifier le fait qu'il n'y a pas d'écart important sur la valeur des moments qui va en découler (figure IV.10).

La figure IV.10 permet de constater qu'il n'y a que très peu de différence entre les ces méthodes d'interpolation des moments. Cependant, on observe un léger écart au niveau du moment maximum.

Les méthodes d'interpolation donnent quasiment les mêmes valeurs du moment maximum. Il existe un écart de l'ordre de 1.5 % entre le moment maximum expérimental et les moments maximums interpolés. La double dérivation pourra produire des valeurs légèrement inférieures à cet endroit puisque la courbure est très légèrement diminuée.





Figure IV.10 : Les Comparaison des moments mesurés, des moments interpolés par différentes ajustements

IV.4.2 Double intégration

Nous avons vu (équation IV.2) qu'il faut effectuer une double intégration du profil des moments pour obtenir l'évolution des déplacements en fonction de la profondeur. Mathématiquement, la double intégration revient à calculer la surface bornée par la courbe des moments.

Il existe de nombreuses méthodes d'intégration numérique (méthode des trapèzes, de Simpson, de Newton Côtes, intégration analytique...) (Nougier, 2001). Chaque méthode présente des avantages et des inconvénients, la méthode des trapèzes est la plus simple, alors que la méthode de Simpson ou de Newton-Côtes sont plus précises. Cependant, le résultat de l'intégration numérique est peu sensible à la qualité du lissage. Il est possible dans notre cas d'interpoler le nombre fini de points de mesures des moments par un polynôme. L'approximation sera faite par la méthode des moindres carrés et ensuite, nous effectuerons une intégration analytique.

L'évolution des moments en fonction de la profondeur comporte deux extremums. Pour interpoler une courbe présentant cette caractéristique, il est nécessaire d'utiliser un polynôme de degré impair. Un polynôme de degré au moins égale à 7 permet d'obtenir une bonne précision lors de l'interpolation.

Les conditions aux limites nous permettent de déterminer les deux constantes d'intégration. Une attention particulière sera portée aux conditions limites retenues, car elles peuvent avoir une influence importante sur la précision de la double intégration.

La première constante d'intégration sera prise égale au déplacement en tête ; au niveau du point d'application de la charge déduite de la mesure obtenue par les deux capteurs de déplacement. La seconde constante sera prise égale à zéro ce qui correspond au déplacement en pied nul.

IV.4.3 Double Dérivation

Les profils de réaction du sol, en fonction de la profondeur, seront obtenus en effectuant une double dérivation de la courbe des moments (équation IV.3). Toutefois, la double dérivation est plus délicate. Mathématiquement, cela revient à calculer la courbure de la courbe.

Cependant, nous n'avons accès qu'à une courbe de moment discrète, c'est à dire composée de plusieurs points distincts. L'interpolation du nombre fini de points de mesure doit répondre à plusieurs critères. La fonction d'interpolation doit être dérivable deux fois. La dérivée seconde de cette fonction doit pouvoir modéliser une fonction relativement complexe et ne pas être perturbée par de légères variations de courbure.

Le choix du paramètre d'ajustement est validé en vérifiant l'équilibre statique. Le pieu est soumis à deux efforts, la charge latérale appliquée en tête de pieu et/ou un moment en tête, et les réactions latérales presque nulle en surface du sol sableux (équation IV.23). Ces dernières sont calculées après avoir dérivé deux fois la courbe des moments lissée. On considère que les profils des réactions du sol sont validés si les erreurs relatives sur l'équilibre statique des moments et des efforts tranchants sont inférieures à 10% (les équations IV.21 et IV.22).



Figure IV.11 : Courbe de l'évolution de la réaction du sol en fonction des méthodes d'ajustement

IV.4.4 Les courbes de réaction P-Y

La double intégration permet d'obtenir, à partir de la courbe des moments, l'évolution du déplacement du pieu en fonction de la profondeur, et la double dérivation permet d'obtenir le profil des réactions du sol. Grâce à ces données, il est possible, pour une profondeur z_i donnée et un incrément de charge H_j , d'obtenir la réaction du sol et le déplacement du pieu associé ($P_{i,j}$, $Y_{i,j}$). La courbe P-Y à une profondeur z_i sera composée de plusieurs couples ($P_{i,j}$, $Y_{i,j}$). La construction des courbe P-Y peut être résumée par la figure IV.12.

L'interprétation des données expérimentales pour chaque pieu a permis de construire les courbes de réaction à différentes profondeurs. L'ensemble des courbes P-Y des pieux instrumentés et les profils des moments avec la double intégration et la double dérivation sont présentés à l'annexe C. une non linéarité prononcée se manifeste même aux petits déplacements avec augmentation du module de réaction du sol avec la profondeur. En outre, au-delà d'un déplacement de 1% de B environ, on constate l'apparition d'une asymptote horizontale de réaction du sol.



Figure IV.12 : Courbe P-Y à différentes profondeur

IV.5 Interprétation des courbes P-Y

L'étude générale d'un pieu chargé latéralement consiste à déterminer les efforts internes d'un pieu isolé ayant une fiche D, un diamètre B et une rigidité a la flexion E_PI_P , fiché dans un sol non homogène formé de N tranches, chaque tranche est caractérise par une courbe de réaction latérale P=f(Y). L'ensemble des courbes de réaction ont été ajustées par une fonction hyperbolique, cette formulation est souvent utilisée pour décrire le comportement élastoplastique du sol ainsi que les courbes de réaction latérale. La forme de la fonction est la suivante :

$$P = \frac{Y}{\frac{1}{E_{ti}} + \frac{Y}{P_{ult}}}$$
(IV.24)

La fonction hyperbolique peut être exprimée en termes du module de réaction initial E_{ti} et de la réaction du sol ultime P_{ult} .


Figure IV.13 : La forme de la fonction hyperbolique des courbes P-Y

Le paramètre E_{ti} , représente le module de la tangent initial de la courbe P-Y et peut être figuré à partir des valeurs mesurées sur le terrain. Cependant, la résistance ultime P_{ult} sera estimée à partir de la courbe extrapolation appropriée, en raison de l'incapacité à obtenir des déformations suffisamment importantes pour développer une résistance ultime dans le domaine. La figure IV.13 montre la forme typique d'une courbe hyperbolique. La forme de la fonction est la suivante :

$$P = \frac{Y}{a+bY} \tag{IV.25}$$

Où,

$$\left. \frac{dP}{dY} \right|_{Y=0} = E_{ii} \Longrightarrow a = \frac{1}{E_{ii}}$$
(IV.26)

$$\lim_{z \to +\infty} P(z) = P_{ult} \Longrightarrow b = \frac{1}{P_{ult}}$$
(IV.27)

L'équation IV.25 de la fonction hyperbolique peut être réarrangée sous le formulaire suivant :

$$\frac{Y}{P} = a + bY \tag{IV.28}$$

La fonction IV.28 indique une fonction linéaire qui coupe l'axe des ordonnées en "a" et a une pente "b", comme montrée à la figure IV.14.



Figure IV.14 : La courbe hyperbolique transformée

Pour les résultats des pieux expérimentaux instrumentés, nous avons les résultats des 13 pieux sur 15 pieux car les courbes P-Y des deux pieux P_2 et P_{15} ne coïncident pas avec la profondeur de mesure du nombre de coups de l'essai SPT.

IV.5.1 Formulation du module de réaction

L'interprétation des résultats pour obtenir le module de réaction initial E_{ti} du courbe P-Y pour les pieux en vraie grandeur dans le sable a montré l'effet non négligeable de la position de la nappe. On divise les résultats en deux : au-dessus et en dessous de la nappe d'eau.

• Au-dessus de la nappe d'eau

Nous avons sept pieux dans trois sites qui donnent 13 résultats du module de réaction initial. On regroupe les résultats du rapport du module de réaction initial sur la contrainte verticale du sol pour obtenir la relation avec le nombre de coup de l'essai SPT. La figure IV.15 illustré une telle variation. La relation entre le module de réaction initial de la courbe P-Y et le nombre de coup de l'essai SPT est :

$$E_{ii}(z) = 180 \sigma_{v0}(z) N_{SPT}$$
 (IV.29)

N_{SPT} est le nombre de coup de l'essai SPT non corrigé.

• En dessous de la nappe d'eau

Nous avons huit pieux dans six sites qui donnent 12 résultats du module de réaction initial. La figure IV.16 illustré une telle variation. La relation entre le module de réaction initial de la courbe P-Y et le nombre de coup de l'essai SPT est :

$$E_{ii}(z) = 135 \sigma_{v0}(z)N_{SPT}$$
 (IV.30)

N_{SPT} est le nombre de coup de l'essai SPT non corrige.

Dans cette figure nous avons deux points qui sont exclus de l'ajustement, car singuliers.



Figure IV.15 : La relation entre le module de réaction et le nombre de coup de l'essai SPT au-dessus de la nappe d'eau



Figure IV.16 : La relation entre le module de réaction et le nombre de coup de l'essai SPT au-dessous de la nappe d'eau

IV.5.2 Formulation de la résistance latérale

On dispose de 13 pieux dans huit sites, ce qui donne 25 valeurs de réaction ultime P_{ult} .

On regroupe les résultats du rapport du la réaction du sol ultime sur la contrainte verticale du sol multiplié par le diamètre, pour étudier sa relation avec le nombre de coup de l'essai SPT. Dans cette figure nous avons trois points qui sont exclus de l'ajustement, car singuliers.



Figure IV.17 : La relation entre la réaction du sol et le nombre de coup de l'essai SPT

On remarque dans la figure IV.17, que la relation entre la réaction de sol ultime et le nombre de coup de l'essai SPT n'est pas évidente.

Des histogrammes typiques de la réaction du sol ultime sont illustrés à la figure IV.18 en fonction de la position de la courbe P-Y par rapport à la nappe phréatique. De telles valeurs permettent de définir directement la réaction du sol ultime de la courbe P-Y en fonction de la profondeur à la base des deux équations suivantes :

• Au-dessus de la nappe phréatique

$$P_{ult}(z) = 18 \sigma_{v0}(z)B$$
 (IV.31)

• En dessous de la nappe phréatique

$$P_{ult}(z) = 15 \sigma_{v0}(z)B \tag{IV.32}$$



Au-dessus de la nappe phréatique



En dessous de la nappe phréatique

Figure IV.18 : La valeur représentative pour la réaction du sol ultime au-dessus et au-dessous de la nappe d'eau

IV.6 Validation des formules proposées

III.6.1 Validation interne de la courbe P-Y avant calibration

On mènera un calcul de validation interne ayant pour objectif de vérifier la courbe hyperbolique P-Y proposée. Dans ce calcul, on exclut les 3 pieux (P₉, P₁₂ et P₁₃) car le profil du sol n'est pas un terrain sableux sur la profondeur du pieu, c'est à dire que le site n'est pas un sol sableux sur toute la profondeur effective du pieu. Les résultats de comparaison de la courbe de chargement pour les dix pieux sont représentés dans l'annexe D.

Le rapport Y_0^{cal}/Y_0^{mes} pour la population étudiée a une taille de 51 valeurs dont l'histogramme est illustré à la figure IV.19. La fonction de probabilité normale (de Gauss) est caractérisée par une valeur caractéristique x_c égale à 1.15 et un écart type σ égal à 0.20. La valeur de calibration est donc égale à 1.15.

III.6.2 Validation interne de la courbe P-Y après calibration

La courbe hyperbolique P-Y proposées a été calibrée par la valeur de calibration (1.15)

• Au-dessus de la nappe phréatique

$$E_{ii}(z) = 1.15 \times 180 \ \sigma_{v0}(z) N_{SPT} = 207 \ \sigma_{v0}(z) N_{SPT}$$
(IV.33)

$$P_{ult}(z) = 1.15 \times 18 \sigma_{v0}(z)B = 21 \sigma_{v0}(z)B$$
(IV.34)

• En dessous de la nappe phréatique

$$E_{ii}(z) = 1.15 \times 135 \sigma_{v0}(z) N_{SPT} = 156 \sigma_{v0}(z) N_{SPT}$$
(IV.35)

$$P_{ult}(z) = 1.15 \times 15 \sigma_{v0}(z)B = 17 \sigma_{v0}(z)B$$
(IV.36)



Figure IV.19 : L'histogramme représentatif du rapport relatif des déplacements avant calibration



Figure IV.20 : L'histogramme représentatif du rapport relatif des déplacements après calibration

Afin de valider la nouvelle représentation des courbes P-Y hyperboliques, un calcul avec le logiciel SPULL est réalisé en utilisant les courbes P-Y ainsi pour prédire le comportement de dix pieux expérimentaux à la comparaison des courbes de chargement. Les résultats de comparaison de la courbe de chargement pour les dix pieux sont représentés en annexe D de la thèse. Le rapport Y_0^{cal}/Y_0^{mes} est représenté par un histogramme avec l'interpolation par la fonction de répartition de Gauss (figure IV.20). Le rapport est pratiquement proche de 1. Ce qui permet de conclus que les paramètres décrites par les équations (IV.33 à IV36), introduits dans une courbe P-Y hyperbolique, permettent de bien prédire le comportement des pieux expérimentaux étudiés.

On fait une comparaison entre la méthode d'analyse inverse développée au chapitre III et la méthode des courbes P-Y développée dans ce chapitre, en comparant les valeurs des coefficients K_E et K_N . On remarque qu'au-dessus de la nappe phréatique les deux termes K_E et K_N pour les deux méthodes donne un écarte de 35% et 17% respectivement. Les valeurs des paramètres K_E et K_N montrent une bonne concordance entre les résultats d'analyse inverse et les résultats des courbes P-Y expérimentales en dessous de la nappe phréatique avec un écarte de 8%.

III.6.3 Validation externe de la courbe P-Y

La courbe P-Y développée sur la base de la méthodologie proposée peut ainsi prédire la réponse des pieux sous chargement latéral pour tous les pieux. Donc, on utilise les courbes P-Y hyperboliques calibrées pour une validation externe en étudient la base de données des pieux non instrumentés. On présente les résultats en termes des courbes de chargement pour chaque pieu non instrumentés dans l'annexe D. Le résultat est représenté par un histogramme ajusté la fonction de répartition de Gauss (figure IV.21).



Figure IV.21 : Histogrammes de prévision des déplacements Y₀ les pieux non instrumentés

On remarque que l'histogramme est caractérisé par un rapport de 1.25 et une probabilité pour cette valeur de 42.95 %. On peut conclure, à la base de ce calcul que la méthode P-Y basée sur l'essai SPT estime par un léger excès des déplacements calculés en tête du pieu, soit de 25 %.

IV.7 Conclusion

Les essais des pieux en vraie grandeur sous un chargement latéral statique sont réalisés pour l'étude expérimentale de l'interaction sol-pieu. Pour développer une courbe P-Y basée sur l'essai SPT, on a utilisé une base de données de quinze pieux instrumentés en vraie grandeur installés sur neuf différents sites. À partir des mesures des déformations du pieu en cours d'essai de chargement latéral, on détermine les profils de moment fléchissant en fonction de l'effort latéral appliqué. Dans un deuxième temps, les profils de moment sont interpolés par une des fonctions d'interpolation. Les profils de déplacement peuvent être obtenus en double intégration et les profils de réaction du sol obtenus en double dérivation. Enfin, les courbes P-Y de l'essai de chargement latéral sur pieu isolé sont construites.

L'analyse d'essais de chargement a montré la non influence de l'élancement des pieux étudiés, et a montré aussi que les pieux étudiés sont plutôt souples.

L'étude du comportement des pieux isolés sous charges latérales dans le cadre de la théorie des courbes P-Y a été entamée à la base des profils de moment d'une base de données d'essais de chargement de pieux grandeur nature, en vue de définir les paramètres de la courbe P-Y, en l'occurrence le module de réaction initial et la résistance latérale, en corrélation avec le nombre de coups N_{spt} de l'essai SPT. Les coefficients K_E et K_N ont été déterminés en fonction du nombre de coups N_{spt} et de la position de la section étudiée du pieu par rapport à la nappe phréatique.

Enfin, une validation externe des pieux non instrumentés montre que le comportement en petits déplacements du pieu peut être bien prédit par la courbe P-Y hyperbolique ainsi proposée.

CHAPITRE V

ETUDE PARAMETRIQUE

V.1 Introduction

Ce chapitre présente une étude paramétrique du comportement des pieux isolés dans des sols pulvérulents par la méthode de module de réaction à l'aide du programme SPULL (Single Pile Under Lateral Loads), développé en 2011 à l'université de Blida. On a pu analyser l'interaction sol/pieu en abordant les problèmes suivants :

- Effet de l'élancement du pieu,
- Effet de niveau de la nappe phréatique,
- Effet de la densité de sable.

On fait varier chaque fois le paramètre à étudier, et son effet est présenté par une courbe de chargement.

V.2 Analyse dimensionnelle du problème

Le comportement du pieu chargé latéralement est influencé par de nombreux paramètres qui sont liés à la fois aux caractéristiques géométriques du pieu et aux caractéristiques physiques et mécaniques du sol et du pieu, notamment la fiche D dans le sol, le diamètre B (plus généralement, la dimension perpendiculaire à la direction de l'effort latéral en tête du pieu), la rigidité à la flexion E_pI_p , E_p et I_p étant respectivement le module d'élasticité du matériau du pieu et le moment d'inertie de la section étudiée du pieu. À cette même profondeur, le sol autour de cette section est caractérisé par une contrainte σ_{v0} due au poids des terres, et un nombre de coups N_{SPT} .

L'analyse dimensionnelle selon le théorème de Vashy-Bukingham se fait à partir de l'équation générale suivante :

$$f(\sigma_{v0}(D), N_{spt}, E_p I_p, D, B, H, M_0, Y_0) = 0$$
(V.1)

Ce qui aboutit à l'équation adimensionnelle suivante :

$$g(\frac{Y_0}{B}, \frac{H}{\sigma_{v0}(D)BD}, \frac{D}{B}, N_{spt}) = \mathbf{0}$$
(V.2)

Où M_0 est le moment de flexion appliqué au niveau du sol et pris égal à H_0xe dans cette étude.

Le premier terme est appelé le déplacement normalisé, le second est la charge latérale normalisé, le troisième est l'élancement du pieu, et le dernier est le nombre de coups de l'essai SPT.

L'étude paramétrique présentée ci-après étudie l'influence des paramètres suivants : Effet de l'élancement du pieu, effet de niveau de la nappe phréatique, et effet de la densité de sable.

V.3 Les caractéristiques du modèle

Dans cette étude paramétrique, on étudie le comportement d'un pieu isolé dans un sol sableux de différentes densités (sable lâche, sable moyennement dense, et sable dense).

Les pieux étudiés sont d'un diamètre B = 0.5 m, et de longueur D = 5, 7.5, 10, 15, 20 et 25 m ; avec une rigidité à la flexion $E_pI_p = 50$ MN.m². L'intervalle des élancements D/B pour les pieux analysés sont de 10-50.

La fiche du pieu (m)	Le diamètre du pieu	D/B	La rigidité à la flexion
D = 5.0		10	
D = 7.5		15	
$\mathbf{D} = 10$	B = 0.5 m	20	$E_{\rm L} = 50000 {\rm JrN} {\rm m}^2$
D = 15		30	$E_{\rm P}I_{\rm P} = 30000 {\rm kin.m^2}$
D = 20		40	
D = 25		50	

Tableau V.1 : Les caractéristiques géométriques du modèle du pieu

L'état de densité du sable correspond à un intervalle des valeurs de N_{SPT} , comme le suggère Terzaghi (1955) au tableau V.2. Dans cette étude, le sol est considéré comme homogène vis-à-vis du nombre de coups N_{SPT} . Le tableau V.3 résume les caractéristiques de la couche du sable utilisées dans les analyses.

Tableau V.2 : Intervalle de corrélation de N_{SPT} et la densité du sable (d'après Terzaghi, 1955)

N _{SPT}	Densité du sable	
04 - 10	Sable lâche	
10 - 30	Sable moyennement dense	
30 - 50	Sable dense	

Tableau V.3 : Les caractéristiques du modèle du sol sableux

$N_{SPT} = 5$	$\gamma_{\rm d} = 13.16 \ {\rm kN/m^3}$	$\gamma' = 8.20 \text{ kN/m}^3$
$N_{SPT} = 10$	$\gamma_{\rm d} = 13.57 \ {\rm kN/m^3}$	$\gamma' = 8.45 \text{ kN/m}^3$
$N_{SPT} = 20$	$\gamma_{\rm d} = 14.35 \ {\rm kN/m^3}$	$\gamma' = 8.93 \text{ kN/m}^3$
$N_{SPT} = 40$	$\gamma_{\rm d} = 15.74 \text{ kN/m}^3$	$\gamma' = 9.80 \text{ kN/m}^3$

On étude quatre niveaux possible de nappe phréatique :

- Sable sec sans présence d'eau.
- Sable submergé (sol sature d'eau).
- Sable avec niveau d'eau sur une profondeur de D/2.
- Sable avec niveau d'eau sur une profondeur de D/4.

Dans cette étude, le pieu est chargé latéralement par une charge appliquée en tête sur 1 m au-dessus de la surface du sol (e = 1.0 m). Comme conditions en pointe du pieu, on fixe un déplacement en pointe du pieu égale à zéro et une rotation en pointe du pieu égale à zéro, parce que le pieu étudié est considéré souple.

V.4 Résultats de l'étude paramétrique

V.4.1 L'influence de l'élancement

L'élancement est un paramètre géométrique adimensionnel qui présente le rapport entre la fiche du pieu D et son diamètre B. Nous avons limité notre étude au cas suivant : D/B =10, 20 et 50. L'effet de l'élancement du pieu est étudié avec différentes valeurs citées précédemment.

Les deux figures V.1 et V.2 montrent l'influence des valeurs de l'élancement du pieu sur le comportement de système sol/pieu pour un sable lâche sec et un sable lâche saturé respectivement. Les figures V.3 et V.4 montrent les résultats pour un sable dense sec et un sable dense saturé respectivement.

Les figures montrent que les résultats sont très affectés par le modèle de l'élancement du pieu utilisé. La différence entre l'élancement D/B=10 et l'élancement D/B=20 est de l'ordre de 92.5 %. Pour la différence entre l'élancement D/B=20 et l'élancement D/B=50, elle est de l'ordre de 96 %. Pour la différence entre l'élancement D/B=10 et l'élancement D/B=50, elle est de l'ordre de 99.7 %

On conclut que pour un effort donnée, lorsque l'élancement augmente le déplacement du pieu augmente et ceci quelle que soit la densité du sable et son degré de saturation.

On voit que sur le plan pratique, si le comportement horizontal est un aspect essentiel dans la conception d'un système de fondation sur pieux, l'élancement des pieux est un paramètre amplificateur des déplacements, ce qui n'est pas favorable à la sécurité de l'ouvrage. En outre, on conclut que l'analyse en déplacement d'un pieu isolé élancé est inévitable, vue l'effet sensible de l'élancement du pieu.



Figure V.1 : L'effet de l'élancement du pieu sur le comportement du système sol/pieu dans un sable lâche sec



Figure V.2 : L'effet de l'élancement du pieu sur le comportement du système sol/pieu dans un sable lâche saturé



Figure V.3 : L'effet de l'élancement du pieu sur le comportement du système sol/pieu dans un sable dense saturé



Figure V.4 : L'effet de l'élancement du pieu sur le comportement du système sol/pieu dans un sable dense saturé

V.4.2 L'influence de la densité de sable

La densité est un paramètre clef régissant le comportement d'un sol pulvérulent. La densité peut évoluer d'un état lâche à un état dense d'un sol sableux. L'influence de la densité est étudiée grâce aux nombre de coups N_{SPT} de l'essai SPT et le poids volumique du sol. Nous avons limité notre étude aux trois cas suivant : Sable lâche, Sable moyennement dense, et Sable dense. L'effet de la densité de sable est étudié avec différent paramètres cités au tableau V.3.

Les trois figures V.5, V.6 et V.7 montrent l'effet des 3 densités du sable sur le comportement de système sol/pieu pour un sable sec, avec trois élancements du pieu D/B = 10, 20, et 50.

On peut atteindre respectivement un excès de 13.8 et 14.1 % pour un sable de densité moyenne et un sable dense par rapport à un sable lâche avec un élancement du pieu égal à 10. Pour l'élancement du pieu égal à 20, nous atteindrons un excès de 14.8 et 15.5 % pour un sable de densité moyenne et un sable dense par rapport à un sable lâche, et pour l'élancement du pieu égal à 50 on trouve un excès de 16.1 et 17.3 % pour un sable de densité moyenne et un sable dense par rapport à un sable de densité moyenne et un sable dense par rapport à un sable de densité moyenne et un sable dense par rapport à un sable de densité moyenne et un sable dense par rapport à un sable de densité moyenne et un sable dense par rapport à un sable lâche.

Les trois figures V.8, V.9 et V.10 illustrent l'effet des 3 densités du sable sur le comportement de système sol/pieu pour un sable saturé avec trois élancements du pieu D/B = 10, 20, et 50.

On peut atteindre respectivement un excès de 10.8 et 11.4 % pour un sable de densité moyenne et dense par rapport à un sable lâche avec un élancement du pieu égal à 10. Pour l'élancement du pieu égal à 20 nous attendrons un excès de 13.3 % pour les deux sables de densité moyenne et dense par rapport à un sable lâche, et pour l'élancement du pieu égal à 50 on trouve un excès de 14.2 et 14.9 % pour un sable de densité moyenne et un sable dense par rapport à un sable lâche.



Figure V.5 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans un sable sec pour l'élancement du pieu égal à 10



Figure V.6 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans un sable sec pour l'élancement du pieu égal à 20



Figure V.7 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans un sable sec pour l'élancement du pieu égal à 50



Figure V.8 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans un sable saturé pour l'élancement du pieu égal à 10



Figure V.9 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans un sable saturé pour l'élancement du pieu égal à 20



Figure V.10 : L'effet de la densité du sable sur le comportement du système sol/pieu dans un sable saturé pour l'élancement du pieu égal à 50

On constate que lorsque la densité augmente, le déplacement du pieu diminue, et ce quelle que soit le degré de saturation du sable et l'élancement du pieu.

On peut dire que la densité du sable joue un rôle prépondérant dans le comportement des pieux sous un chargement latéral. On constate aussi à partir de ces figures que le pieu isolé dans un sable moyennement dense ou dense manifeste pratiquement les mêmes déplacements, et ce quel que soit l'élancement du pieu et le degré de saturation du sable. La réduction des déplacements est donc constatée seulement en passant d'un sable lâche à un sable de densité moyenne.

V.4.3 L'influence du niveau de la nappe phréatique

La nappe phréatique est une nappe d'eau que l'on rencontre à faible profondeur et qui correspond à la première nappe rencontrée à partir de la surface libre du sol.

Afin d'étudier l'effet de la nappe phréatique sur le comportement du pieu isolé, quatre simulations ont été effectuées sur le même système sol/pieu. Les mêmes paramètres ainsi que les mêmes conditions aux limites ont été utilisés. Les niveaux retenus de la nappe phréatique, mesurés à partir de la surface du sol, sont situés respectivement dans l'ordre en tête de pieu comme suite :

- Sable submergé, niveau d'eau sur une profondeur de D = 0.0 m.
- Sable avec niveau d'eau sur une profondeur de D/4.
- Sable avec niveau d'eau sur une profondeur de D/2.
- Sable sec sans présence d'eau, niveau d'eau sur une profondeur plus de D.

Les figures V.11, V.12, et V.13 illustrent les courbes de chargement pour les 4 niveaux de la nappe (0, D/4, D/2, et D) pour un sable lâche correspondent à trois élancements du pieu : D/B = 10, 20, et 50 respectivement.

Les figures V.14, V.15, et V.16 illustrent les courbes de chargement pour les 4 niveaux de la nappe (0, D/4, D/2, et D) pour un sable moyennement dense correspondent à trois élancements du pieu : D/B = 10, 20, et 50 respectivement.

Les figures V.17, V.18, et V.19 illustrent les courbes de chargement pour les 4 niveaux de la nappe (0, D/4, D/2, et D) pour un sable moyennement dense correspondent à trois élancements du pieu : D/B = 10, 20, et 50 respectivement.

Dans les sables moyen et dense, on constate le même ordre dégradeurs d'augmentation des déplacements suite à la remontée de la nappe dans un sable lâche.

En pratique, les déplacements latéraux du pieu sous un ouvrage n'excèdent pas 10% du diamètre B, ce seuil de déplacement étant d'ailleurs un critère très utilisé pour interpréter les essais de chargements latéral du pieu en vraie grandeur, en vue de déterminer expérimentalement la résistance latérale du pieu (on effort latéral ultime supporté par le pieu). À partir des figures V.11 à V.19, on constate que l'effet de remontée de nappe sur le déplacement en tête du pieu est pratiquement faible. C'est en dépassant le seuil de 10% de B, qu'un effort non négligeable de la remontée de nappe se manifeste. Dans l'ensemble des courbes, en remonte de la pointe du pieu à sa tête, le déplacement augmente. Un tel constat mérite une étude approfondie en vue d'explique un tel phénomène.

Dans l'ensemble, quel que soit l'élancement du pieu et la densité de sable, on constate pour des efforts cousant des déplacements inférieurs ou égaux cousant des déplacements inférieurs ou égaux à 10%, les courbes de chargement sont pratiquement confondues, quel que soit le niveau de la nappe d'eau. Autrement dit, pour les faibles charges latérales en tête du pieu, le niveau de la nappe n'a pratiquement pas d'influence sur le déplacement en tête du pieu tant qu'ils sont inférieurs à 10%.



Figure V.11 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable lâche pour l'élancement du pieu égal à 10



Figure V.12 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable lâche pour l'élancement du pieu égal à 20



Figure V.13 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable lâche pour l'élancement du pieu égal à 50



Figure V.14 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable moyennement dense pour l'élancement du pieu égal à 10



Figure V.15 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable moyennement dense pour l'élancement du pieu égal à 20



Figure V.16 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable moyennement dense pour l'élancement du pieu égal à 50



Figure V.17 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable dense pour l'élancement du pieu égal à 10



Figure V.18 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable dense pour l'élancement du pieu égal à 20



Figure V.19 : L'effet de niveau de la nappe phréatique sur le comportement du système sol/pieu dans un sable dense pour l'élancement du pieu égal à 50

V.5 Conclusion

La présente étude paramétrique a pour but d'étudier l'effet de quelques paramètres géométriques et géotechniques sur le comportement d'un pieu isolé, sous chargement statique latéral.

Des séries de simulations ont été effectuées sur le comportement d'un pieu en utilisant le logiciel SPULL. L'étude paramétrique a porté sur l'influence de l'élancement du pieu, du niveau de la nappe phréatique, et de la densité de sable. Les résultats ont montré la sensibilité de la réponse du pieu vis-à-vis de la variation de certains de ces paramètres.

Les principaux résultats tirés de cette étude sont :

- L'élancement du pieu induit une diminution de rigidité du système pieu/sol, ce qui engendre une augmentation des déplacements latéraux. Il s'agit donc d'un effet défavorable pour la stabilité du système pieu/sol.
- L'augmentation de la densité du sable conduit à la diminution des déplacements horizontaux du pieu. On peut conclure que la densité du sable joue un rôle prépondérant dans le dimensionnement des pieux sous un chargement latéral.
- L'augmentation de niveau de la nappe dans un terrain sableux n'a pas d'influence sur les déplacements horizontaux du pieu pour les faibles charges, pour les déplacements supérieure à 10% de B, l'effet de l'existence de la nappe engendre une amplification quand son niveau augmente jusqu'à la surface.

Conclusion générale

La complexité de l'interaction pieu/sol sous charges latérales est principalement due à son caractère tridimensionnel et à la multitude des paramètres-clefs des pieux et du sol. Pendant plus d'un demisiècle, la méthode des courbes de réaction latérale P-Y a été utilisée avec succès pour l'analyse des pieux soumis à des charges latérales. Les méthodes du module de réaction, basées sur les courbes de réaction P-Y, ont vu une large application dans les projets de pieux et des écrans de soutènement tels que les rideaux de palplanches et les parois moulées.

L'essai SPT s'est octroyé une place importante dans les projets géotechniques aux continents nordaméricain et asiatique. Outre les avantages généraux des essais in-situ, à savoir la simplicité, la rapidité et le faible coût, cet essai permet d'extraire des échantillons remaniés des couches du terrain. Il s'agit aussi d'un outil courant de calculs des fondations tant superficielles que profondes. Cet essai est bien adapté à l'investigation des sols pulvérulents ou essentiellement pulvérulents tels que les sables, graviers, les sables légèrement argileux ou limoneux.

L'étude du comportement des pieux expérimentaux sous charges latérales en vraie grandeur d'une base de données mondiale comportant environ une quinzaine d'essais des pieux instrumentés et une trentaine d'essais de pieux non instrumentés ont permis de construire les courbes de réaction latéral P-Y selon une procédure d'interprétation des données expérimentales ainsi que sur la base d'une analyses inverse.

Dans un premier temps, l'étude du comportement des pieux isolés sous charges latérales dans le cadre de la théorie des courbes P-Y a été entamée à la base d'une analyse inverse d'une base de données d'essais de chargement de pieux grandeur nature, en vue de définir les paramètres de la courbe P-Y, en l'occurrence le module de réaction initial et la résistance latérale, en corrélation avec le nombre de coups N_{SPT} de l'essai au carottier SPT.

L'analyse d'essais de chargement a montré la non influence de l'élancement des pieux étudiés, et a montré aussi que les pieux étudiés sont plutôt souples.

Dans une deuxième étape, le comportement expérimental du pieu isolé sous charges latérales, issu d'une base de données d'essais de chargement des pieux instrumentés, a été étudié. À partir des moments fléchissant expérimentaux ajustés par des fonctions analytiques selon différentes techniques, une double intégration permis de calculer les déplacements latéraux du pieu. Une double dérivation des moments a donné les profils de réaction du sol. On construit ainsi les courbes de réaction P-Y expérimentales représentant l'interaction sol/pieu.

Une synthèse des résultats a montré que les paramètres de la courbe de réaction hyperbolique, à savoir le module de réaction initial et la résistance latérale du sol ont été corrélés au nombre de coups N_{SPT} en fonction de la position de la courbe par rapport à la nappe phréatique.

Enfin, une étude comparative a montré que le comportement en petits déplacements du pieu peut être raisonnablement prédit par les méthodes courantes des courbes P-Y, mais elles manifestent un optimisme dès que l'effort latéral en tête du pieu augmente. Une étude paramétrique a été menée en faisant varier l'élancement du pieu, le niveau de la nappe phréatique, et de la densité de sable. La comparaison est présentée par des courbes de chargement pour chaque paramètre.

Ce document propose une nouvelle méthode pratique pour définir les paramètres des courbes P-Y pour des pieux isolés sous charge latérale dans le sable à la base de l'essai de pénétration standard (SPT), issue d'une analyse détaillée d'une base de données d'essais de chargement des pieux dans les sols sableux.

On recommande, en perspective le développement des résultats auquel ce travail de recherche a abouti, d'étudier les courbes P-Y des pieux courants et rigides installés dans les sols pulvérulents, à la base de l'essai SPT. En outre, on recommande d'approfondir l'étude paramétrique en vue de dégager la signification physique de l'influence des différents paramètres étudiés.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] AFNOR, (2012), "Justification des ouvrages géotechniques, Norme nationale d'application de l'Eurocode 7 Fondations profondes", Norme française NF P94-262, 205 pages.
- [2] Alizadeh, M.; & Davisson, M.T.; (1970), "Lateral load test on piles—Arkansas River project", Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp. 1583–1604.
- [3] Anderson, J.B.; & Babalola, M.R.; (2011), "Lateral load testing micropiles to evaluate the impact of threaded joints and casing embedment on short micropiles in shallow rock", DFI Journal, Vol. 5, No. 2. pp. 23-34.
- [4] Anderson, J.B.; & Townsend, F.C.; (2001), "SPT and CPT testing for evaluating lateral loading of deep foundations", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 11, pp. 920-925.
- [5] Anderson, J.B.; Townsend, F.C.; & Grajales, B. (2003), "Case History Evaluation of Laterally Loaded Piles", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 3, March, pp.187-196.
- [6] API (American Petroleum Institute), (2014), "Petroleum and natural gas industries-Specific requirements for offshore structures", Part 4: Geotechnical and foundation design considerations, ISO 19901-4:2003 (Modified), 138 pages.
- [7] Ashford, S.A.; & Juirnarongrit, T.; (2003), "Evaluation of Pile Diameter Effect on Initial Modulus of Subgrade Reaction", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 129, No. 3, pp. 234-242.
- [8] Ashford, S.A.; & Rollins, K.M., (2002), "TILT: The Treasure Island Liquefaction Test", Report No. SSRP 2001/17 submitted to the University of California San Diego, 509 p.
- [9] Ashour, M.; & Norris, G.; (1998), "Lateral loading of a pile in layered soil using the strain wedge model", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 4, pp. 303-315.
- [10] Ashour, M.; & Norris, G.; (2000), "Modeling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 5, pp. 420-428.
- [11] ASTM, (1998), "Standard Practice for Determining the Normalized Penetration Resistance of Sands for Evaluation of Liquefaction Potential", Standard D 6066 96, 16.
- [12] Babalola, M.R.; (2011), "Evaluation of the lateral response of micropiles via full scale load testing", Ph.D. Thesis, The University of North Carolina at Charlotte, 311 p.
- [13] Baguelin F.; Jézéquel, J.F.; & Shields, D.H.; (1978), "The pressuremeter and foundation engineering", Series on rock and soil mechanics, Vol. 2, No. 4, Trans Tech Publications, Germany, p 615.

- [14] Baguelin, F.; Frank, R.; & Guegan, Y.; (1976), "Calcul sur ordinateur des pieux sollicités horizontalement ou subissant des poussées parasites". Bull. Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées. N° 84, juillet-août, 1976, LCPC, pp. 113-120.
- [15] Bakour, A.; (2008), "Comportement des fondations profondes sous charges axial et latérale" thèse de magister, université du Québec, 197 p.
- [16] Banerjee, P.K.; & Davies, T.G.; (1978), "The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils", Geotechnique, Vol. 28, No. 3, pp. 309-326.
- [17] Bergstrom, R.N.; (1974), "Pile testing analyses, Bailly Generating Station, Nuclear 1", Report SL-3109, Sargent and Lundy Engineers.
- [18] Biocchi, N.; (2011),"Structural and geotechnical interpretation of strain gauge data from laterally loaded reinforced concrete piles", Doctoral thesis, University of Southampton, School of civil engineering and the environment, 217 p.
- [19] Bolton, M.D.; (1986), "The strength and dilatancy of sands", Geotechnique, Vol. 36, No. 1, Mar, pp. 65-78.
- [20] Boor, C.De.; (1978), "A practical guide to splines", EU Mathematician, Springer-Verlag, 325p.
- [21] Bouafia, A.; (1990), "Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse", thèse de Doctorat en génie civil, soutenue le 20 décembre 1990, École Centrale de Nantes, 267 p.
- [22] Bouafia, A.; (1998), "Experimental analysis of large lateral displacements of piles in centrifuge", Proc. of the 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St-Louis, Missouri USA, March 8-15, 1998, pp. 1-12.
- [23] Bouafia, A.; (2004), "Courbes P-Y des pieux isolés dans le sable Détermination à partir de l'essai pressiométrique", Revue Française de Géotechnique, N°108, 3e trimestre 2004, pp. 5-15.
- [24] Bouafia, A.; (2007), "Single Piles under Horizontal Loads Determination of the P-Y Curves from the Prebored Pressuremeter", Intl. Journal of Geotechnical and Geological Engineering, Springer-Verlag, Vol. 25, No. 03, pp. 283-301.
- [25] Bouafia, A.; (2009), "Analysis of P-Y curves for single piles from the cone penetration test", Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, October 2-9, 2009, Alexandria, Egypt, pp. 2-9.
- [26] Bouafia, A.; (2011), "Les essais in-situ dans les projets de fondations", éditions OPU (Office des Publications Universitaires d'Alger), 3e édition, Mai 2011, ISBN 978.9961.0.0612.4, 300 p.
- [27] Bouafia, A.; (2011), "Conception et calcul des ouvrages géotechniques", éditions pages bleus internationales, ISBN 978.9947.850.53.4, 384 p.
- [28] Bouafia, A.; (2013), "P-Y curves from the prebored pressuremetertest for laterally loaded single piles", Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, pp. 2695-2698.

- [29] Bouafia, A.; (2014), "P-Y curves from the CPT test for laterally loaded single piles in sand", 3rd International Symposium on Cone Penetration testing CPT'14, May 12-14 2014, Las-Vegas, Nevada, pp. 881-887.
- [30] Bouafia, A.; Garnier, J.; & Levacher, D.; (1991), "Comportement d'un pieu isolé chargé latéralement dans le sable", Proceedings of the International Conference on Deep Foundations, ENPC Paris, 19-21 March 1991, pp. 129-136.
- [31] Brandenberg, S.J.; Wilson, D.W.; & Rashid, M.M.; (2010), "Weighted residual numerical differentiation algorithm applied to experimental bending moment data", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 136, No.6, pp. 854-863.
- [32] Briaud, J.L.; Moore, B.H.; & Mitchell, G.B.; (1989), "Analysis of pile loading tests at lock and dam 26". In ASCE Proceedings of the Foundation Engineering Congress: Current Principles and Practice, Evanston, I11. June 25-29, 1989, F. H. Kulhawy, ASCE, Geotech. Special Publ. 22, Vol.2, pp. 925-942.
- [33] Briaud, J.L.; Smith, T.D.; & Tucker L.M.; (1985), "A pressuremeter method for laterally loaded piles", In: Proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco 1985, Vol. 3, pp. 1353–1356.
- [34] Briaud, J.L.; Smith, T.O.; & Meyer, B.J.; (1983), "Using the pressuremeter curve to design laterally loaded piles", In Proceedings of the 15th annual, Offshore Technology Conference, Houston, Texas, paper no. 4501.
- [35] Broms, B.B.; (1964a), "Lateral resistance of piles in cohesive soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1964, Vol. 90, No. 2, pp. 27-64.
- [36] Broms, B.B.; (1964b), "Lateral resistance of piles in cohesionless soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1964, Vol. 90, No. 3, pp. 123-158.
- [37] Brown, D.A.; Hidden, S.A.; & Zhang, S.; (1994), "Determination of p-y curves using inclinometer data", Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 17, No. 2, pp. 150-158.
- [38] Brown, D.A.; Morrison, C.; & Reese, L.C.; (1988), "Lateral load behavior of pile group in sand", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 11, pp. 1261-1276.
- [39] Brown, D.A.; Reese, L.C.; & O'Neill, M.W.; (1987), "Behavior of a large scale pile group subjected to cyclic lateral loading", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 113, No. 11, pp. 1326-1343.
- [40] Budhu, M.; & Davies, T.G.; (1987), "Nonlinear analysis of laterality loaded piles in cohesionless soils", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 24, No. 2, pp. 289-296.
- [41] Cassan M.; (1987), "Les essais in situ en mécanique des sols", Tome 1, Réalisation et Interprétation", éditions eyrolles, 458 p.
- [42] Cassan M.; (1987), "Les essais in situ en mécanique des sols, Tome 2, Application et méthodes de calcul", éditions eyrolles, 330 p.

- [43] Chen, J.T.; Hong, H.K.; Yeh, C.S.; & Chyuan, S.W.; (1996), "Integral representations and regularizations for a divergent series solution of a beam subjected to support motions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, No. 6, pp. 909-925.
- [44] Chiou, J.S.; Chen, C.H.; & Chen, Y.C.; (2008), "Deducing pile responses and soil reactions from inclinometer data of a lateral load test", Soils and Foundations, The Japanese Geotechnical Society, Vol. 48, No. 5, pp. 609-620.
- [45] Christoulas, S.; (1990), "Déplacements de pieux sous charge horizontale", Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 168, juillet-août 1990, LCPC, pp 29-37.
- [46] David R.; (1999), "Pieux sous charges latérales étude expérimentale de l'effet de groupe", thèse de Doctorat, l'école nationale des ponts et chaussées, de l'université de Nantes, 343 p.
- [47] Décourt, L.; (1991), "Load-deflection prediction for laterally loaded piles based on N-SPT values", Proceedings, 4th International Conference on Piling and Deep Foundations Institute STRESA, Vol. 1. ISSMGE International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Italy, pp. 549–556.
- [48] Det Norske Veritas, D.N.V; (1992), "Rules for the design construction and inspection of offshore structures", Appendix F, Foundation, 5 p.
- [49] Dou, H.; & Byrne, P.M.; (1996), "Dynamic response of single piles and soil pile interaction", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, No. 1, pp. 80-96.
- [50] Dunnavant, T.W.; & O'Neill, M.W.; (1989), "Experimental p-y Model for Submerged, Stiff Clay", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 1, pp. 95-114.
- [51] Dunnavant, T.W.; (1986), "Experimental and Analytical Investigation of the Behavior of Single Piles in Overconsolidated Clay Subjected to Cyclic Lateral Loads", Ph.D. Dissertation, University of Houston, Texas.
- [52] Dyson, G.J.; & Randolph, M.F.; (2001), "Monotonic lateral loading of piles in calcareous sand", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 4, pp. 346-352.
- [53] Evans, L.T.; & Duncan, J.M.; (1982), "Simplified analysis of laterally loaded piles", Report No. UCB/GT/82-04, Geotechnical engineering, Department of civil engineering, University of California, Berkeley.
- [54] Fascicule N° 62 Titre V (1993), "Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil", Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Ministère de l'équipement, du Logement et des transports, 182p.
- [55] Fernandez, S.; Pando, M.; & Ashour, M.; (2010), "Case study of the influence of flexural stiffness on the developed soil reactions of three laterally loaded piles". GeoFlorida 2010, ASCE, pp. 1543-1552.
- [56] Frank, R.; (1999), "Calcul des fondations superficielles et profondes", Éditions Techniques de l'Ingénieur et Presses de l'École nationale des ponts et chaussées, Paris, 141 p.

- [57] Gabr, M.A.; & Borden, R.H.; (1988), "Analysis of load deflection response of laterally loaded piers using DMT", Proceedings of the 1st International Conference on Penetration Testing, ISOPT-1, Orlando, Florida, Vol. 1, pp. 513-520.
- [58] Georgiadis, M.; Anagnastopoulos, C.; & Saflekou, S.; (1992), "Centrifugal testing of laterally loaded piles". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, No. 2, pp. 208-216.
- [59] Gilbert, C.; (1995), "Une nouvelle approche des calculs d'interaction sol-structure", Revue française de Géotechnique, No. 7, 3e trimestre pp 3–9.
- [60] Guo, W.D.; Zhu, & B.T.; (2010), "Nonlinear response of 20 laterally loaded piles in sand", Australian Geomechanics, 31 p.
- [61] Hansen, B.J.; (1961), "A general formula for bearing capacity", Danish Geotechnical Institute, Bulletin No.11, pp. 38-46.
- [62] Hansen, B.J.; (1961), "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces", Bulletin No. 12, Danish Geotechnical Institute (Geoteknisk Institut), Copenhagen, pp. 5-9.
- [63] Honjo, Y.; Zaika, Y.; & Pokharel, G.; (2005), "Estimation of subgrade reaction coefficient for horizontally loaded piles by statistical analyses", Soils and foundations, The Japanese Geotechnical Society, Vol. 45, No. 3, pp. 51-70.
- [64] INTERNATIONAL STANDARD ISO-22476-3; (2005) (E), "Geotechnical investigation and testing-Field testing", Part 3: Standard penetration test, First edition, 2005, 22 pages.
- [65] Ismael, N.F.; (1990), "Behavior of laterally loaded bored piles in cemented sands", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 11, pp. 1678-1699.
- [66] ISO (International Standardization Organisation); (2005), "Geotechnical investigation and testing-Field testing", Part 3: Standard penetration test, ISO-22476-3: (E), 1st edition, 2005, 22p.
- [67] Jennings, D.N.; Thurston, S.J.; & Edmonds, F.D.; (1985), "Static and dynamic lateral loading of two piles". In Proceedings of the 8th WCEE, Vol. 3, San Francisco, CA. pp. 561–568.
- [68] Juirnarongrit, T.; & Ashford, S.A.; (2004), "Lateral load behavior of cast-in-drilled-hole piles in weakly cemented sand". Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1868 (1), pp. 190-198.
- [69] Juirnarongrit, T.; & Ashford, S.A.; (2005), "Effect of pile diameter on the modulus of subgrade reaction modulus", Report No. SSRP–2001/22 submitted to Caltrans, Contract 59A0051, 354 p.
- [70] Khan, A.; & Sultana, T.; (2012), "Parametric quintic spline solution for sixth order two point boundary value problems", International Journal of Computer Mathematics, Taylor & Francis, Vol. 89, No. 12, pp. 1663-1677.
- [71] Khandelwal, P.; Sultana, T.; (2013), "Parametric septic splines approach for the solution of linear sixth-order two-point boundary value problems", Applied Mathematics and Computation, Elsevier, Vol. 219, No. 12, pp. 6856–6867.

- [72] Kim, G.; Park, D.; Kyung, D.; & Lee, J.; (2014), "CPT-based lateral displacement analysis using p-y method for offshore mono-piles in clays", Geomechanics and Engineering, Vol. 7, No. 4, pp. 459-475.
- [73] Kubo, K.; (1965), "Experimental study of the behaviour of laterally loaded piles", Proceedings of the ICSMFE, Montreal, Vol. 2, pp. 275-279.
- [74] Kuhlemeyer, R.L.; (1979), "Static and dynamic laterally loaded floating piles", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp. 289-304.
- [75] Kulhawy, F.H.; & Mayne, P.W.; (1990), "Manual on estimating soil properties for foundation design", Research Project 1493-6, EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.
- [76] Kumar, S.; Alizadeh, M.; & Lalvani, L.; (2000), "Lateral load-deflection response of single piles in sand", Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Southern Illinois University. Paper 2000-0334.
- [77] Lachenani, A.; (2003), "Contribution à l'étude des pieux chargés latéralement Modélisation par éléments finis et analyse d'une base de données", M.Sc. Civ. Eng. Université de Blida, Algérie.
- [78] Lamnii, A.; Mraoui, H.; Sbibih, D.; & Tijini, A.; (2008), "Sextic spline solution of fifth-order boundary value problems", Mathematics and Computers in Simulation, Elsevier, Vol. 77, No. 2, pp. 237-246.
- [79] Laouedj, A.; (2011), "Pieux sous charges horizontales Développement d'un programme de calcul et étude comparative des méthodes de calcul à la base des courbes P-Y", M.Sc. Civ. Eng., Université de Blida, Algérie, 210 p.
- [80] Laouedj, A.; Bouafia, A.; (2017), "Pieux isolés sous charges latérales Construction des courbes P-Y à partir de l'essai SPT", Rev. Fr. Geotech., Vol. 152, No. 4, 9 p.
- [81] Liao, J.C.; & Lin, S.S.; (2003),"An analytical model for deflection of laterally loaded piles", Journal of Marine Science and Technology, Vol. 11, No. 3, pp. 149-154.
- [82] Lin, S.S.; Lai, C.H.; Chen, C.H.; & Ueng, T.S.; (2010), "Derivation of cyclic p-y curves from instrumented dynamic lateral load tests", Journal of Mechanics, Vol. 26, No. 2, pp. 123-133.
- [83] Lin, S.S.; Liao, J.C.; (2006), "Lateral response evaluation of single piles using inclinometer data", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 12, pp. 1566–1573.
- [84] Lin, S.S.; Liao, J.C.; Chen, J.T.; & Chen, L.; (2005), "Lateral performance of piles evaluated via inclinometer data", Computers and Geotechnics, Elsevier, Vol. 32, No. 6, pp. 411-421.
- [85] Ling, L.F.; (1988), "Back analysis of lateral load test on piles", Master of Engineering thesis, Report No. 460. University of Auckland, Auckland, New Zealand, 196 p.
- [86] Little, R.L.; & Briaud, J.L.; (1988), "Full-scale cyclic lateral load tests on six single piles in sand". Final report, Paper GL-88-27. Texas: Geotechnical Division, Texas A&M University college station dept. of civil engineering, 190 p.

- [87] MATLAB (2007) MATLAB Version 2007b. Computer Program. The MathWorks Inc., Natick
- [88] Matlock, H.; & Ripperger, E.A.; (1956), "Procedures and Instrumentation for Tests on a Laterally Loaded Pile", Proceedings, 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Publication No. 29, Bureau of Engineering Research, University of Texas, pp. 1–39.
- [89] Matlock, H.; (1970), "Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", 2nd Offshore Technology Conference, Houston, Texas, pp. 577–594.
- [90] Menard, L.; Bourdon, G.; & Gambin, M.; (1969), "Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicite horizontalement en fonction des résultats pressiométriques", Sols Soils, Vol 1, No. 20/23, pp. 16–28.
- [91] Meyer, B.J.; & Reese, L.C.; (1979), "Analysis of single piles under lateral loading". Research report 244–1, Project 3-5-78-244, Centre for transportation research, University of Texas, pp. 1-182.
- [92] Mezazigh, S.; and Levacher, D.; (1998), "Laterally Loaded Piles in Sand: Slope Effect on p-y Reaction Curves", Canadian geotechnical journal, Vol. 35, No. 3, pp. 433–441.
- [93] Mohan, D.; & Shrivastava, S.P.; (1971), "Nonlinear behavior of single vertical pile under lateral loads". In Proceedings of the 3rd annual offshore technology conference, Houston, Texas, Vol. 2. pp. 677–86.
- [94] Mohanty, R.K.; & Talwar, J.; (2012), "Compact alternating group explicit method for the cubic spline solution of two point boundary value problems with significant nonlinear first derivative terms", Mathematical Sciences, Springer Berlin Heidelberg, Vol. 6, No. 1, pp. 58.
- [95] Mokwa, R.L.; (1999), "Investigation of the resistance of pile caps to lateral loading", PhD Civil Engineering. Blacksburg, Virginia, 403 p.
- [96] Morrison, C.S.; & Reese, L.C.; (1988), "A lateral-load test of a full-scale pile group in sand", Final rept., ADA194216, Austin Geotechnical Engineering Center, Texas University, 320 p.
- [97] Moussaoui, A.; (2011), "Dimensionnement des pieux sous charges horizontales analyse d'une base de données d'essais de chargement des pieux", M.Sc. Civ. Eng., Université de Blida, Algérie, 179 p.
- [98] Murchison, J.M.; & O'Neill, M.W.; (1984), "Evaluation of p-y Relationships in Cohesionless Soils", Analysis and Design of Pile Foundations, ASCE, pp. 174–191.
- [99] Nip, D.C.N.; & Ng, C.W.W.; (2005), "Back-analysis of laterally loaded bored piles", Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, Vol. 158, No. 2, pp. 63-73.
- [100] Nusairat, J.; Liang, R.; Engel, R.; (2006), "Design of rock-socketed drilled shafts" Final Report FHWA/OH-2006/21, Ohio Department of Transportation, 398 p.
- [101] Nusairat, J.; Liang, R.; Engel, R.; Hanneman, D.; Abu-Hejleh, N.; & Yang, K.; (2004), "Drilled shaft design for sound barrier walls, signs, and signals", Final Report, CDOT-DTD-R-2004-8, Colorado Department of Transportation, 414 p.

- [102] O'Neill, M.W.; & Murchison, J.M.; (1983), "An evaluation of P-Y relationships in sands", report PRAC 82-41-1, American Petroleum Institute, University of Texas, Huston, 174 p.
- [103] O'Neill, M.W.; & Gazioglu, S.M.; (1984), "An evaluation of p-y relationships in Clays", a report to the American Petroleum Institute, PRAC 82-41-2, the University of Houston-University Prrk, Houston, Texas.
- [104] Ooi, P.S.K.; Ramsey, T.L.; (2003), "Curvature and bending moments from inclinometer data", International Journal of Geomechanics, ASCE, Vol. 3, No. 1, pp. 64-74.
- [105] Pando, M.; Filz, G.; Ealy, C.; & Hoppe, E.; (2003), "Axial and lateral load performance of two composite piles and one prestressed concrete pile", Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Soil mechanics 2003, paper No.03-2912, pp. 61-70.
- [106] Pando, M.A.; (2003), "A laboratory and field study of composite piles for bridge substructures", Ph.D. Dissertation, Virginia Tech, Blacksburg, VA.
- [107] Parker, F.Jr.; & Reese, L.C.; (1971), "Lateral pile-soil interaction curves for sand", Proceeding, The international symposium on the engineering properties of sea-floor soils and their geophysical identification, the university of Washington, Seattle, pp. 212-223.
- [108] Pathak, B.; (2010), "Analysis of Static Lateral Load Test of Battered Pile Group at I-10 Twin Span Bridge", Master's Thesis, Civil & Environmental Engineering, B.Tech., National Institute of Technology, Rourkela, India, 170 p.
- [109] Phanikanth, V.S.; Choudhury, D.; & Reddy, R.G.; (2010), "Response of single pile under lateral loads in cohesionless soils", Electronic Journal of Geotechnical Engineering, Architecture and Civil Engineering Division, Bhabha Atomic Research Centre, Mumbai, India, Vol. 15, No. 10, pp. 813-830.
- [110] Port and Harbor Research Institute, P.H.R.I; (1980), "Technical standards for port and harbor facilities in Japan", Bureau of ports and harbors, port and harbor research institute, Ministry of transport, 317 p.
- [111] Poulos, H.G.; & Davis, E.H.; (1980), "Pile foundation analysis and design", John Wiley, New-York, 0-471-09956-2, 1980, 307 p.
- [112] Poulos, H.G.; (1971), "Behavior of laterally loaded piles: I Single piles", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 97, No. SM5, pp 711-731.
- [113] Poulos, H.G.; (1973), "Load deflection prediction for laterally loaded piles", Australian Geomechanics Journal, Vol. G3, No. 1, pp. 1-8.
- [114] Prakash, S.; & Sharma, H.D.; (1990), "Pile foundations in engineering practice", John Wiley and Sons, New York, 824 p.
- [115] Prasad, Y.V.S.N.; & Chari, T.R.; (1999), "Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils", Soils and Foundations, The Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 2, pp. 21-29.

- [116] Randolf, M.F.; (1981), "The response of flexible piles to lateral loading", Geotechnique, Vol. 31, No. 2, pp. 247–259.
- [117] Reese, L.C.; & Nyman, K.J.; (1997), "Field load test of instrumented drilled shafts at Islamorada, Florida", a report to girdler foundation and Exploration Corporation, Clearwater, Florida.
- [118] Reese, L.C.; & Van Impe, W.F.; (2001), "Single piles and pile groups under lateral loading", A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 463 p.
- [119] Reese, L.C.; & Welch, R.C.; (1975), "Lateral loadings of deep foundations in stiff clay", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 101, No. 7, pp. 633– 649.
- [120] Reese, L.C.; (1997), "Analysis of laterally loaded piles in weak rock", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 11, pp. 1010–1017.
- [121] Reese, L.C.; Cox, W.R.; & Koop, F.D.; (1974), "Analysis of laterally loaded piles in sand", In Proceedings of 6th offshore technology conference, Houston, No. 2080, pp. 473–483.
- [122] Reese, L.C.; Cox, W.R.; & Koop, F.D.; (1975), "Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay", 7th Offshore Technology Conference, pp. 671–690.
- [123] Remaud, D.; (1999), "Pieux sous charges latérales : étude expérimentale de l'effet de groupe", thèse de Doctorat en génie civil, École Centrale de Nantes, 343 p.
- [124] Robertson, P.K.; Davies, M.P.; & Campanella, R.G.; (1989), "Design of laterally loaded driven piles using the flat dilatometer", Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 12, No. 1, pp. 30-38.
- [125] Robertson, P.K.; Hughes, J.M.O.; Campanella, R.G.; Brown, P.; & McKeown, S.; (1986),
 "Design of laterally loaded piles using the pressuremeter", The Pressuremeter and Its Marine Application: 2nd Intl. Symposium, ASTM STP 950, ASTM.
- [126] Rollins, K.M.; Olsen, R.J.; Egbert, J.J.; Olsen, K.G.; Jensen, D.H.; & Garrett, B.H.; (2003), "Response, Analysis, and design of pile groups subjected to static & dynamic lateral loads", Report No. UT-03.03, Research Div., Utah Department of Transportation, Salt Lake City, Utah, 523 p.
- [127] Rollins, K.M.; Gerber, T.M.; & Lane, J.D.; (2005), "Measured and computed lateral response of a pile group in sand", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 1, pp. 103 - 114.
- [128] Rollins, K.M.; Gerber, T.M.; Lane, J.D.; & Ashford, S.A.; (2005), "Lateral resistance of a full-scale pile group in liquefied sand", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 1, pp. 115–125.
- [129] Rosquoët, F.; (2004)," Pieux sous charge latérale cyclique", thèse de Doctorat, École Centrale de Nantes, 343 p.

- [130] Ruesta, P.F.; Townsend, F.C.; (1997), "Evaluation of a laterally loaded pile group at Roosevelt Bridge", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 12, pp. 1153–1161.
- [131] Schultz, M.H.; (1973), "Spline analysis", Department of Computer Science Yale University, Subject code 517.512.6, Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1973, 169 p.
- [132] Simpson, M.; & Brown, D.A.; (2014), "Development of P-Y Curves for Piedmont Residual Soils", Project No. B-424 (2), Department of Civil Engineering, Auburn University, 112 p.
- [133] Sousa Coutinho, A.G.; (2006), "Data reduction of horizontal load full-scale tests on bored concrete piles and pile groups", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 132, No. 6, pp. 752-769.
- [134] Stewart, J.P.; Taciroglu, E.; Wallace, J.W.; Ahlberg, E.R.; Lemnitzer, A.; Rha, C.; Khalili-Tehrani, P.; (2007), "Full Scale Cyclic Large Deflection Testing of Foundation Support Systems for Highway Bridges", Pile Report, Structural & Geotechnical Laboratory, UCLA. Report, University of California, Los Angeles, 209 p.
- [135] Sullivan, W.R.; Reese, L.C.; & Fenske, C.W.; (1980), "Unified method for analysis of laterally loaded piles in clay", Numerical methods in offshore piling, The Institution of Civil Engineers, London, pp. 135-146.
- [136] Terzaghi, K.; & Peck, R.; (1967), "Soil mechanics in engineering practice", 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc.
- [137] Terzaghi, K.; (1955), "Evalution of conefficients of subgrade reaction", Geotechnique, Vol. 5, No. 4, pp. 297-326.
- [138] Ting, J.M.; (1987), "Full-scale cyclic dynamic lateral piles responses", Journal of Geotechnical engineering, ASCE, Vol. 113, No. 1, pp. 30–45.
- [139] Townsend, F.C.; McVay, M.C.; Ruesta, P.; & Hoyt, L.; (1997), "Prediction and evaluation of a laterally loaded pile group at Roosevelt bridge", Report submitted to Florida department of transportation, No. WPI 0510663, March 1997, 381 p.
- [140] Tripathi, B.K.; (2012), "Solutions of fifth order boundary value problems", Mathematical Theory and Modeling, Vol. 2, No. 9, pp. 120-125.
- [141] WANG Teng; & WANG Tian-lin; (2009), "Experimental research on silt p-y curves", Rock and Soil Mechanics, Vol. 30, No. 5, pp. 1343-1346.
- [142] Wang, F.C.; Yang, D.C.H.; (1993), "Nearly arc-length parameterized quintic-spline interpolation for precision machining", Computer-Aided Design, Elsevier, Vol. 25, No. 5, pp. 281-288.
- [143] Weaver, T.J.; Ashford, S.A.; & Rollins, K.M.; (2005), "Lateral resistance of a 0.6 m drilled shaft in liquefied sand", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 1, pp. 94–102.
- [144] Welch, R.C.; & Reese, L.C.; (1972), "Lateral load behavior of drilled shafts", Research Rep. No. 89-10, University of Texas at Austin, Austin, Texas, 230 p.

- [145] Wilson, D.; (1998), "Soil-pile-superstructure interaction in liquefying sand and soft clay", Ph. D. thesis, University of California, Davis, Calif, 190 p.
- [146] Xu, L.Y.; Cai, F.; Wang, G.X.; & Ugai, K.; (2013), "Nonlinear analysis of laterally loaded single piles in sand using modified strain wedge model", Computers and Geotechnics, Elsevier, Vol. 51, pp. 60-71.
- [147] Xue, J.; Gavin, K.; Murphy, G.; Doherty, P.; & Igoe, D.; (2016), "Optimization Technique to determine the p-y Curves of Laterally Loaded Stiff Piles in Dense Sand", In Geotechnical Testing Journal, ASTM International, Vol. 39, No. 5, pp. 842-854.
- [148] Yang, K.; & Liang, R.; (2007), "Methods for deriving p-y curves from instrumented lateral load tests," Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 30, No. 1, pp. 31-38.
- [149] Yang, K.; (2006), "Analysis of Laterally Loaded Drilled Shafts in Rocks", Ph.D. Thesis, The presented to the Graduate Faculty of The University of Akron, 290 p.
- [150] Yang, K.; Liang, R.; & Nusairat, J.; (2012), "Evaluation of Lateral Response of Drilled Shafts in Rock", GeoShanghai International Conference 2006, Foundation Analysis and Design Innovative Methods, ASCE, No. 153, pp. 249–256.
- [151] Yang, Z.; & Jeremi, B.; (2005), "Study of soil layering effects on lateral loading behavior of piles", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 131, No. 6, pp. 762-770.
ANNEXE A LA METHODE DE BROMS

A.1 Introduction

Broms a présenté des méthodes de calcul à la rupture des pieux isolés chargés latéralement permettant la détermination de la déflexion latérale et la réaction ultime.

L'auteur a développé des équations et a construit des abaques à l'aide de celles-ci pour calculer la capacité portante horizontale ultime H_{ult} . Les tableaux résument les équations développées pour les sols cohérents et pulvérulents et pour chaque type de pieu (rigide ou souple) selon les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre).

A.2 Les hypothèses simplificatrices

La méthode de Broms est basée sur la théorie classique où le sol est entièrement à l'état de rupture. Broms a posé des hypothèses simplificatrices pour développer sa méthode. Parmi celles-ci on peut citer :

- La pression ultime du sol est supposée égale à zéro à 1.5*B* de la surface du sol (*B* étant le diamètre ou la largeur de pieu). Cette hypothèse est justifiée par la faible résistance du sol en surface quand le pieu fléchit. En dessous de cette distance, la pression est supposée égale à 9*C*_u*B* dans le cas d'un sol cohérent (figures A.1 et A.2);
- La contrainte passive du sol en arrière du pieu est considérée comme négligeable et la pression ultime en avant du pieu est égale au produit de 3 fois la contrainte passive horizontale par le diamètre du pieu (ou la largeur) dans le cas d'un sol pulvérulent (figures A.4 et A.5).



A.3 Les sols cohérents

Figure A.1 : Pieu rigide dans un milieu cohérent (d'après Broms 1964-a)



Figure A.2 : Pieu flexible dans un milieu cohérent (d'après Broms 1964-a)

Type de pieu	Type de tête	Capacité horizontale H_{ult}
Rigide	Libre	$H_{ult} = 9C_u B \sqrt{2\left(L^2 + 2eL + \frac{9B^2}{4} + 3eB + 2e^2\right)} - 9C_u B(L + 2e + 1.5B)$ $M_{max} = H_{ult}(e + 1.5B + 0.5f) = 2.25Bg^2C_u$ $f = \frac{H_{ult}}{9C_u B}$
	Fixe	$H_{ult} = 9C_{u}B(L-1.5B)$ $M_{max} = H_{ult}(0.5L+0.75B)$
Souple	Libre	$H_{ult} = \frac{2.25Bg^2 C_u}{e + 1.5B + 0.5f}$ g = L - (1.5B + f)
	Fixe	$H_{ult} = \frac{2M_y}{1.5B + 0.5f}$ $M_{max} = 2.25C_u Bg^2 - 9C_u Bf(0.5L + 0.75B)$

Tableau A.1 : Les	équations pour l	e calcul de H _{ult} (dans un sol co	hérent (d'après i	Broms 1964-a,
-------------------	------------------	--------------------------------	----------------	-------------------	---------------

On peut calculer la capacité portante horizontale ultime H_{ult} d'un pieu court ou long selon les conditions aux limites foncé on milieux cohérent soit par le tableau A.1 ou par les schémas de la figure A.3, selon les équations suivant :

Pour les pieux rigides

$$\frac{H_{ult}}{9C_uB^2} = \sqrt{2} \sqrt{\left(\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{B}}\right)^2 + \frac{2e}{B}\left(\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{B}}\right) + \left(\frac{2e^2}{B^2} + \frac{3e}{B} + \frac{9}{4}\right) - \left(\frac{\mathbf{L}}{\mathbf{B}} + \frac{2e}{B} + 1.5\right)}$$
(A.1)

Pour les pieux flexibles

$$\frac{H_{ult}}{9C_uB^2} = \sqrt{2} \sqrt{\left(\frac{e}{B} + 1.5\right)^2 + \frac{2\mathbf{M}_{\text{max}}}{9C_uB^3}} - \left(\frac{e}{B} + 1.5\right)$$
(A.2)



Figure A.3 : Résistance latérale ultime de pieu rigide et de pieu souple dans un sol cohérent selon Broms (1964-a)

A.4 Les sols pulvérulents



Figure A.4 : Pieu rigide dans un milieu pulvérulent (d'après Broms 1964-b)

On peut calculer la capacité portante horizontale ultime H_{ult} d'un pieu court ou long selon les conditions aux limites foncé on milieux pulvérulent soit par le tableau A.2 ou par les schémas de la figure A.6.



Figure A.5 : Pieu flexible dans un milieu pulvérulent (d'après Broms 1964-b)



Figure A.6 : Résistance latérale ultime de pieu rigide et de pieu souple dans un sol pulvérulent selon Broms (1964-b)

A.5 Conclusion

La méthode semi-empirique est basée sur le comportement du sol en état de rupture, d'où l'intérêt de la pression horizontale ultime. Cette pression a été évaluée par plusieurs chercheurs dont par exemple Broms (1964). L'inconvénient de ces méthodes est qu'elles n'évaluent pas les déplacements des pieux.

Généralement, la méthode de Broms, très utilisée dans la pratique donne de bons résultats pour les pieux courts (rigides).

Type de pieu	Type de tête	Capacité horizontale H_{ult}	
Rigide	Libre	$H_{ult} = \frac{0.5\gamma BL^3 K_p}{e+L}$ $M_{max} = H_{ult} \left(e + \frac{2f}{3} \right)$ $f = 0.82 \sqrt{\frac{H_{ult}}{\gamma BK_p}}$	
	Fixe	$H_{ult} = 1.5\gamma B K_p L^2$ $M_{max} = \frac{2}{3} H_{ult} L = L^3 B K_p \gamma$	
Souple	Libre	$H_{ult} = \frac{3}{2} \gamma B K_p f^2$	
	Fixe	$H_{ult} = \frac{2M_y}{e + \frac{2f}{3}}$ $M_{max} = \frac{\left(0.5\gamma BL^3 K_p \left(e + \frac{2}{3}f\right)\right)}{\frac{2}{3}f + e + 2L}$	

Tableau A.2 : Les équations pour le calcul de H_{ult} dans un sol pulvérulent (d'après Broms 1964-b)

ANNEXE B

VALIDATION INTERNE DES ESSAIS DE CHARGEMENT PAR L'ANALYSE INVERSE

B.1 Introduction

On présente les principaux résultats de comparaison de la courbe de chargement par la méthode d'analyse inverse pour la base de données de 44 pieux.

B.2 Les pieux instrumentés



Figure B.1 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 1



Figure B.2 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 3



Figure B.3 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 4



Figure B.4 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 5



Figure B.5 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 6



Figure B.6 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 7



Figure B.7 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 8



Figure B.8 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 10



Figure B.9 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 11



Figure B.10 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 14

B.3 Les pieux non instrumentés



Figure B.11 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 1



Figure B.12 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 2



Figure B.13 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 3



Figure B.14 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 4



Figure B.15 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 5



Figure B.16 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 6



Figure B.17 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 7



Figure B.18 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 8



Figure B.19 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 9



Figure B.20 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 10



Figure B.21 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 11



Figure B.22 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 12



Figure F.23 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 13



Figure B.24 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 14



Figure B.25 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 15



Figure B.26 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 16



Figure F.27 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 17



Figure B.28 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 18



Figure F.29 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 19



Figure B.30 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 20



Figure F.31 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 21



Figure B.32 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 22



Figure B.33 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 23



Figure B.34 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 24



Figure B.35 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 25



Figure B.36 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 26



Figure B.37 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 27



Figure B.38 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 28



Figure B.39 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 29



Figure B.40 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 30



Figure B.41 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 31



Figure B.42 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 32



Figure B.43 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 33



Figure B.44 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 34

ANNEXE C

RÉSULTATS D'INTERPRÉTATION DES PIEUX INSTRUMENTÉS

C.1 Introduction

Nous présenterons dans cette annexe les résultats d'interprétation des essais de chargement et les diverses procédures pour transformer les données expérimentales en courbe P-Y, ainsi que la procédure utilisée pour les interpréter. L'ensemble des calculs présents dans cette annexe prennent pour référence les quinze essais de chargement latéral des neuf différents sites.

C.2 Les résultats d'interprétation des essais



Figure C.1 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 1





Figure C.3 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 3





Figure C.4 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 4










Figure C.6 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 6











Figure C.8 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 8





Figure C.9 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 9





Figure C.10 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 10





Figure C.11 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 11





Figure C.12 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 12



Effort tranchant (kN) -40 0 40 80 120

160



-80



- 204 -



Figure C.13 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 13

0

1

Profondeur (m)

4

5

6



- 206 -



Figure C.14 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 14

Module de réaction initiale Eti (MPa)



Module de réaction sécant Es (MPa) -600 -300 300 600 900 1200 0 0 1 2 Profondeur (m) 3 H = 33.4 kN Zone des petit H = 55.6 kN4 déplacements: H = 77.8 kN H = 100.1 kN Valeurs perturb H = 122.3 kN du module Es 5 H = 144.6 kN H = 166.8 kN H = 189 kN H = 211.3 kNH = 244.6 kNH = 266.9 kN6 7





Figure C.15 : L'interprétation des courbes de réaction P-Y du pieu No. 15



ANNEXE D

VALIDATION INTERNE ET EXTERNE DE LA BASE DE DONNÉES PAR CONSTRUCTION DES COURBES DE RECTION P-Y

D.1 Introduction

On présente dans la première partie la validation interne des pieux instrumentés de la courbe de réaction P-Y proposé avant calibration et dans la deuxième partie les résultats de validation interne de cette base de données après calibration, et à la fin on présente les résultats de validation externe des pieux non instrumentés de la courbe de réaction P-Y proposé. On présente les résultats en termes des courbes de chargement pour chaque pieu.

D.2 Validation interne de la courbe P-Y avant calibration



Figure D.1 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 1



Figure D.2 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 3



Figure D.3 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 4



Figure D.4 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 5



Figure D.5 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 6



Figure D.6 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 7



Figure D.7 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 8



Figure D.8 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 10



Figure D.9 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 11



Figure D.10 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 14

D.3 Validation interne de la courbe P-Y après calibration



Figure D.11 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 1



Figure D.12 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 3



Figure D.13 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 4



Figure D.14 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 5



Figure D.15 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 6



Figure D.16 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 7



Figure D.17 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 8



Figure D.18 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 10



Figure D.19 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 11



Figure D.20 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 14

D.4 Validation externe de la courbe P-Y



Figure D.21 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 1



Figure D.22 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 2



Figure D.23 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 3



Figure D.24 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 4



Figure D.25 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 5



Figure D.26 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 6



Figure D.27 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 7



Figure D.28 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 8



Figure D.29 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 9


Figure D.30 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 10



Figure D.31 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 11



Figure D.32 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 12



Figure D.33 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 13



Figure D.34 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 14



Figure D.35 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 15



Figure D.36 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 16



Figure D.37 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 17



Figure D.38 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 18



Figure D.39 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 19



Figure D.40 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 20



Figure D.41 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 21



Figure D.42 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 22



Figure D.43 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 23



Figure D.44 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 24



Figure D.45 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 25



Figure D.46 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 26



Figure D.47 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 27



Figure D.48 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 28



Figure D.49 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 29



Figure D.50 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 30



Figure D.51 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 31



Figure D.52 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 32



Figure D.53 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 33



Figure D.54 : Comparaison entre les valeurs du déplacement calculé et mesuré en tête du pieu No. 34

Résumé :

Le calcul aux états limites des fondations sur pieux nécessite une analyse fine du comportement du système pieu/sol vis à vis d'un chargement latéral, en utilisant couramment le concept des courbes de transfert de charges P-Y. Ces dernières sont définies empiriquement à partir de l'interprétation des essais géotechniques in-situ, tels que l'essai pressiométrique. La littérature ne présente par contre aucune méthode pratique de construction de ces courbes à partir de l'essai de pénétration standard (SPT), pourtant largement utilisé dans les reconnaissances des sols pulvérulents.

La thèse présente une méthode pratique de définition des courbes P-Y à partir de l'essai SPT dans les sables, à la base d'une base de données mondiale d'essais de chargement latéral des pieux en vraie grandeur dans des sols sableux. On aboutit à la construction des courbes de réaction latérale P-Y, à la base d'un ajustement de la courbe des moments de flexion et double intégration et double dérivation de cette courbe pour les pieux instrumentés. Pour les pieux non instrumentés, on mènera un calcul inverse ayant pour objectif de définir la courbe P-Y à une profondeur à la base d'une calibration de la courbe de chargement expérimentale en tête du pieu.

La capacité prédictive de la méthode proposée a été démontrée en comparant les déplacements calculés en tête du pieu à ceux mesurés au cours d'essais de chargement de pieux.

Mots-clés : Pieu, Chargement Latéral, Courbe P-Y, Essai SPT, Méthode d'ajustement, Analyse inverse, Sable.

Abstract :

The ultimate and serviceability limit states design of pile foundations often requires a detailed analysis of the behaviour of the pile/soil system against a lateral loading, the most commonly used approach being the concept of P-Y load-transfer curves. These latter are empirically defined on the basis of the interpretation of the in-situ geotechnical tests like the Pressuremeter test. The piles literature is rather poor regarding any practical method of construction of these curves from the standard penetration test (SPT), yet extensively used in the site investigation of cohesionless soils.

The thesis presents a practical method to define the P-Y curves based on the SPT test in sand, on the basis of a global database of full-scale lateral loading tests in sandy soils. However, a few full-scale tests on instrumented piles in sand were reported in the literature with successful derivation of P–Y curves from double differentiation and integration of the bending moment profile. For non-instrumented piles, on used the back-analysis basis of a pragmatic approach consists of analysing the pile deflections by calibrating the P-Y curves based on the experimental load-head deflections.

The predictive capability of such a proposed method was demonstrated by comparing the predicted pile head deflections to those measured during another full-scale loading test of piles.

Keywords: Pile, Lateral loading, P-Y curve, SPT test, Adjustment Method, Back-Analysis, Sand.