

# UNIVERSITE DE BLIDA 1

Faculté des Sciences de l'Ingénieur  
Département de Génie Civil

## THESE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

CONTRIBUTION A L'ANALYSE DES PIEUX PAR L'APPROCHE DE  
WINKLER ET A LA CONSTRUCTION DES COURBES P-Y

Par

**Lamia MEDJITNA**

Devant le jury composé de :

Y. ABED	Maître de conférences (A)	U. de Blida 1	Président
M. HADID	Professeur,	ENTP. Alger	Examineur
Z. HARICHANE	Professeur,	U. de Chlef	Examinatrice
K. HARICHANE	Professeur,	U. de Chlef	Examineur
A. BOUAFIA	Professeur,	U. de Blida 1	Examineur
Dj. AMAR BOUZID	Professeur,	U. de Blida 1	Directeur de thèse

Blida, Juin 2018

## RESUME

Le thème général de cette thèse de Doctorat est l'analyse des pieux chargés latéralement par la méthode de Winkler. Trois aspects importants de l'interaction sol-structure ont été discutés :

Le premier aspect porte sur la détermination du coefficient de réaction du sol à travers une corrélation avec les paramètres de rigidité du sol en utilisant la méthode semi-analytique par éléments finis. Les résultats obtenus sont comparés à ceux issus d'une analyse par éléments finis entièrement 3D ainsi qu'à ceux issus des différentes corrélations présentées par les chercheurs.

Le deuxième aspect discuté dans cette thèse est l'applicabilité de la méthode de Winkler aux monopieux rigides. Les incohérences et les limites de la méthode sont d'abord détaillées, ensuite sont présentées les méthodes modifiées pour adapter la méthode de Winkler aux pieux rigides. Une analyse par éléments finis de cas réels de mono pieux supportant des éoliennes offshore est faite. Les résultats sont comparés à ceux issus des méthodes modifiées de Winkler.

Le troisième aspect est consacré à la construction des courbes p-y pour les sols liquéfiables.

Après un bref aperçu des mécanismes de rupture des pieux chargés latéralement dans les sols liquéfiables, une méthode simplifiée de construction des courbes p-y basée sur la conversion des courbes contraintes-déformation du sol liquéfié est présentée. La dérivation des facteurs d'échelles permettant la conversion des courbes citée ci-dessus est présentée ensuite.

Les différentes analyses par éléments finis utilisées dans ce travail ont donné des résultats satisfaisants.

Mots clés : Méthode de Winkler, courbes p-y, pieux chargé latéralement, sols liquéfiables, courbes contraintes-déformation, coefficient de rigidité, approche semi-analytique, facteurs d'échelle, pieux rigides.

## ABSTRACT

The general theme of this doctoral dissertation is the analysis of the laterally loaded piles by the Winkler method. Three important aspects of the soil-structure interaction were discussed:

The first aspect is the determination of the soil reaction coefficient through a correlation with soil stiffness parameters using the semi-analytical finite element method. The results obtained are compared with those obtained from a fully 3D finite element analysis as well as those resulting from the different correlations presented by the researchers.

The second aspect discussed in this thesis is the applicability of the Winkler method to rigid monopiles. The inconsistencies and limitations of the method are firstly detailed, then the modified methods to adapt the Winkler method to the rigid piles are presented. A finite element analysis of real cases of single piles supporting offshore wind turbines is made. The results are compared to those issued from modified Winkler methods.

The third aspect is dedicated to the construction of p-y curves for liquefiable soils. After a brief overview of the failure mechanism of laterally loaded piles in liquefiable soils, a simplified method of construction of p-y curved is presented based on the conversion of the stress-strain curve of the liquefied soil. The derivation of the scaling factors allowing the conversion of the curves mentioned above is finally presented.

The different finite element analysis used in this work led to satisfactory results.

Key words: Winkler method, p-y curves, laterally loaded piles, liquefiable soils, stress-strain curves, stiffness coefficient, semi-analytical approach, scale factors, rigid piles.

## ملخص

الموضوع العام لأطروحة الدكتوراه هو تحليل الأوتاد (الأسس العميقة) المحملة أفقياً بواسطة طريقة وينكلر. ونوقشت ثلاثة جوانب هامة للتأثيرات المتبادلة بين التربة والوتد:

الجانب الأول مخصص لتحديد معامل رد فعل التربة من خلال العلاقة التي تربطه بمعاملات صلابة التربة باستخدام طريقة العناصر المنتهية النصف تحليلية. تتم مقارنة النتائج المتحصل عليها مع تلك التي تم الحصول عليها باستخدام طريقة العناصر المنتهية ذات ثلاثة أبعاد وكذلك تلك الناتجة عن العلاقات المختلفة التي قدمها الباحثون.

الجانب الثاني الذي نوقش في هذه الأطروحة هو إمكانية تطبيق طريقة وينكلر على الأوتاد الأحادية الصلبة. تم طرح تناقضات وحدود الطريقة بالتفصيل، ثم تم تقديم الأساليب المتاحة لتعديل طريقة ونكلر وتكييفها مع الأوتاد الصلبة. تم بعد ذلك إجراء تحليل باستخدام طريقة العناصر المنتهية لحالات حقيقية من الأوتاد الأحادية الصلبة التي تدعم توربينات الرياح البحرية. تم مقارنة النتائج المتحصل عليها مع تلك الناتجة من أساليب وينكلر المعدلة.

أما الجانب الثالث فهو مخصص لبناء منحنيات  $p-y$  للتربة القابلة للتمييع. بعد إعطاء لمحة وجيزة عن آليات انقطاع الأوتاد المحملة أفقياً في التربة القابلة للتمييع، تم تقديم طريقة مبسطة مبنية على تحويل منحنيات إجهاد-إنفعال للتربة المميعة إلى منحنيات  $p-y$ . يتم بعدها عرض كيفية اشتقاق عوامل التحجيم التي تسمح بتحويل المنحنيات المذكورة أعلاه.

وقد أسفرت التحليلات المختلفة باستخدام طريقة العناصر المنتهية في هذا العمل عن نتائج مرضية.

الكلمات المفتاحية: طريقة وينكلر، منحنيات  $p-y$ ، أوتاد محملة أفقياً، تربة مميعة، منحنيات إجهاد-

إنفعال، معامل صلابة، مقارنة نصف تحليلية، عوامل التحجيم، أوتاد صلبة.

## REMERCIEMENTS

J'adresse mes sincères remerciements au Pr. Djillali Amar Bouzid pour avoir accepté de diriger cette thèse. Ses conseils, ses orientations et la documentation qu'il m'a fournie m'ont été un précieux support.

Mes vifs remerciements vont également au Président et aux membres du jury qui m'ont fait l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Je remercie aussi tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation cette thèse.

## TABLE DES MATIERES

1. METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX CHARGES LATERALEMENT	17
1.1 Introduction	18
1.2 Les pieux comme élément essentiel de transmission des charges	18
1.3 Interaction sol structure d'un pieu sous chargement latéral	19
1.4 Méthodes de dimensionnement des pieux isolés chargés latéralement	20
1.5 Conclusion	35
2. MODELISATION DES PIEUX CHARGES LATERALEMENT EN UTILISANT LE CONCEPT DE WINKLER	36
2.1 Introduction	37
2.2 L'approche Winkler	37
2.3 Notions de courbes $P - Y$	39
2.4 Courbes $P - Y$ pour l'argile molle	46
2.5 Courbe $p-y$ pour les sables	48
2.6 Courbes $p-y$ pour les argiles raides au-dessus de la nappe	52
2.7 Courbes $p-y$ pour les argiles raides au-dessous de la nappe	54
2.8 Courbes $p-y$ pour les sols stratifiés	57
2.9 Dimensionnement des pieux chargés latéralement en se servant de l'approche de Winkler	59
2.10 Conclusion	63
3. PROCEDURE NUMERIQUE POUR CORRELER LE COEFFICIENT DE REACTION DU SOL AVEC LES PROPRIETES DE RIGIDITE DU SOL EN UTILISANT L'APPROCHE SEMI ANALYTIQUE PAR ELEMENTS FINIS.	64
3.1 Introduction	65
3.2. Énoncé du problème	65
3.3 Méthodologie proposée	68
3.4 Méthode semi-analytique des éléments finis assistée par les séries de Fourier	69
3.5. Enoncé du problème et formulation semi-analytique par éléments finis	71
	75

3.6 Dérivation numérique du paramètre de corrélation de rigidité du sol	
3.7 Effet du coefficient de Poisson sur le coefficient $\lambda$ pour différentes valeurs de $R_m/r_d$ .	77
3.8 Courbes $\lambda$ en fonction de $\frac{R_m}{30r_d}$ pour différentes valeurs de $\nu_s$	78
3.9 Comparaison des résultats obtenus avec ceux de différents auteurs	80
3.10 Validation du coefficient de corrélation par le model de Winkler	82
3.11. Conclusion	101
4. ANALYSE DES PIEUX COURTS DE GRANDS DIAMETRES APPORT DES MODELES PAR ELEMENTS FINIS ET INADAPTATION DE LA METHODE P-Y POUR LE DIMENSIONNEMENT	104
4.1 Introduction	105
4.2 Mécanismes de rupture flexibles et rigides des monopieux de petit et grand diamètre	108
4.3 Examen critique montrant les limites de la méthode des courbes $P - Y$ pour la conception de monopieu de grand diamètre.	111
4.4 Le programme informatique NAMPULAL utilisé dans ce travail	123
4.5 Évaluation du mouvement en tête d'un monopieu en utilisant NAMPULAL	124
4.6 Vérification de l'éolienne de référence 5 MW de NREL	125
4.7 Comparaison des résultats de NAMPULAL avec ceux des modèle FLAC3D et Winkler pour l'éolienne implantée à Horns Rev (Danemark)	128
4.8 Conclusion	139
5. MECANISMES DE RUPTURE DES PIEUX DANS LES SOLS LIQUEFIABLES ET METHODES PRATIQUES DE DIMENSIONNEMENT	142
5.1 Introduction	143
5.2 Mécanisme de rupture des pieux isolés traversant des couches de sol liquéfiables	146
5.3 Méthodes pratiques de dimensionnement des pieux chargés latéralement dans les sols liquéfiables.	149
5.4. Conclusion	156
	157

## CONCLUSION GENERALE

**LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES****Chapitre 1**

- Figure 1.1:** Cinématique des pieux rigides chargés latéralement. 20
- Figure 1.2:** Cinématique des pieux flexibles chargés latéralement. 22
- Figure 1.3:** Coin de sol qui provoque la résistance passive. 23
- Figure 1.4:** Distribution des pressions latérales selon la méthode de Brinch Hansen 24
- Figure 1.5:** Réaction du sol et mécanisme de rupture pour des pieux courts et des pieux élancés dans un sol cohérent selon Broms. 29

**Chapitre 2**

- Figure 2.1:** Poutre sur fondation élastique. 38
- Figure 2.2:** Pieu chargé latéralement modélisé par des ressorts. 39
- Figure 2.3:** Distribution des contraintes autour du pieu avant et après le chargement latéral (Reese et Impe 2001). 40
- Figure 2.4:** Modèle d'un pieu sous chargement latéral (Reese 1984). 41
- Figure 2.5:** Courbe p-y théorique (Reese, 1984). 42
- Figure 2.6 :** Modèle de Winkler appliqué à un pieu élancé. 45
- Figure 2.7:** Variation du coefficient initial de la réaction du sol 46
- Figure 2.8:** Courbes p-y pour les argiles molles sous chargement statique au-dessous de la nappe phréatique. (Matlock 1970). 48
- Figure 2.9:** Forme caractéristique des courbes p-y pour le sable sous chargement cyclique et statique (Reese, Cox, et Koop, 1974). 50
- Figure 2.10:** Coefficient adimensionnel B pour la résistance du sol en fonction de la profondeur (Reese, Cox, et Koop, 1974) 51
- Figure 2.11:** Courbe caractéristique p-y des argiles raides au-dessus de la nappe phréatique sous chargement statique . 53
- Figure 2.12 :** Forme caractéristique des courbes p-y des argiles raides au-dessous de la nappe phréatique (Reese, Cox, and Koop, 1975). 55
- Figure 2.13 :** Profondeurs équivalentes pour un sol stratifié. 58



**Figure 2.14** : Elément de la poutre sur fondation (Hetenyi, 1964) 60

### Chapitre 3

**Figure 3.1**: Modèle de réaction du sol, (a) Courbe  $p - y$ , (b) Mécanisme de déformation de l'interaction sol/pieu (d'après Pyke and Beikae, 1984). 66

**Figure 3.2** : Etat de contrainte dans le système sol/pieu 70

**Figure 3.3** : Idéalisations de la déformation plane de l'interaction sol-pieu à une profondeur particulière. 71

**Figure 3.4** : Composants de déplacement dans les coordonnées radiales 73

**Figure 3.5**: Epaisseur d'un élément d'interface à 6-nœud dans un corps à symétrie axiale. 74

**Figure 3.6** : Analyse semi-analytique par EF d'un disque rigide sous déplacements imposés. 76

**Figure 3.7**: Effet de la variation du coefficient de poisson sur le coefficient  $\lambda$  pour différentes valeurs de  $R_m/r_d$  dans le cas d'une interface rugueuse. 78

**Figure 3.8**: Effet de la variation du coefficient de poisson sur le coefficient  $\lambda$  pour différentes valeurs de  $R_m/r_d$  dans le cas d'une interface lisse. 78

**Figure 3.9**: Variation du coefficient  $\lambda$  en fonction de  $\frac{R_m}{30r_d}$ . 79

**Figure 3.10**: Comparaison des valeurs de  $\lambda$  pour différents auteurs ( $\nu_s = 0,3$ ). 80

**Figure 3.11**: Evolution de  $1/\lambda$  en fonction de  $\nu_s$  et de  $R_m/r_d$  : a) interface rugueuse, b) interface lisse. 81

**Figure 3.12** : Maillage du modèle sol/pieu par éléments finis. 84

**Figure 3.13** : Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse. a)  $\nu_s = 0,3$ , b)  $\nu_s = 0,4$ , c)  $\nu_s = 0,495$  85

**Figure 3.14**: Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse. 87

a)  $\nu_s = 0,3$ , b)  $\nu_s = 0,4$ , c)  $\nu_s = 0,495$

**Figure 3.15**: Moment adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse. 88

a)  $\nu_s = 0,3$ , b)  $\nu_s = 0,4$ , c)  $\nu_s = 0,495$

**Figure 3.16**: Moment adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse 89

a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

**Figure 3.17** : Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse. a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$  91

**Figure 3.18**: Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse. 92

a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

**Figure 3.19**: Moment adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse 94

a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

**Figure 3.20** : Moment adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse. 95

a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

**Figure 3.21** : Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse. a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$  96

**Figure. 3.22** : Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse. a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$  98

**Figure. 3.23** : Déplacements adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse. a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$  99

**Figure. 3.24** : Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse. a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$  100

## Chapitre 4

**Figure 4.1** : Mécanismes de rupture des monopieux de grands et petits diamètres utilisés pour soutenir à la fois les éoliennes offshore et les ponts dans les secteurs de l'énergie et du bâtiment. 111

**Figure 4.2** : Variation du module de Young  $E_{py}^*$  en fonction de la profondeur  $z$ , a)  $D_p = 1 m$ , b)  $D_p = 6 m$ . 122

**Figure 4.3** : Profil du sol de l'Eolienne 5MW 126

**Figure 4.4** : Déplacements et rotations en tête du monopieu pour l'éolienne de référence 5MW a) sous l'effet d'une force horizontale appliquée, b) sous l'effet d'un moment appliqué. 127

**Figure 4.5** : Détails du monopieu de Horns Rev (Danemark) 130

**Figure 4.6** : profil de déplacement latéral du monopieu de Horns Rev (Danemark) 131

<b>Figure 4.7 :</b> Déplacements et rotations en tête du monopieu pour l'éolienne de Horns Rev (Danemark). a) sous l'effet d'une force horizontale appliquée, b) sous l'effet d'un moment appliqué.	132
<b>Figure 4.8 :</b> Déplacements en tête du monopieu sous l'effet d'une force horizontale appliquée pour différentes éoliennes.	135
<b>Figure 4.9 :</b> Rotation en tête du monopieu sous l'effet d'une force appliquée pour différentes éoliennes.	136
<b>Figure 4.10 :</b> Rotation en tête du monopieu sous l'effet d'un moment appliqué pour différentes éoliennes.	137
<b>Chapitre 5</b>	
<b>Figure 5.1:</b> Liquéfaction du sol au Japon	131
<b>Figure 5.2:</b> Renversement des bâtiments sous l'effet de la liquéfaction.	132
<b>Figure 5.3:</b> Basculement d'une résidence par tassement différentiel du a la liquéfaction. Tremblement de terre Venezuela 1967	132
<b>Figure 5.4 a):</b> Rupture du pont Nishinomiya. Tremblement de terre de Kobe Japon 1995	133
<b>Figure 5.4 b) :</b> Effondrement du pont Showa. Tremblement de terre de Niigata 1964	133
<b>Figure 5.5:</b> Déplacement latéral d'un mur de quai. Tremblement de terre de Kobe Japon 1995	134
<b>Figure 5.6:</b> Différentes configuration des pieux dans le sol	134
<b>Figure 5.7 :</b> Diagramme schématique montrant la rupture du pieu (d'après Tokimatsu et al. 1998)	135
<b>Figure 5.8:</b> Différents régimes de chargements (Battacharya et al. 2013)	137
<b>Figure 5.9 :</b> Exemple de courbes $p - y$ pour les sables liquéfiés	139
<b>Figure 5.10</b> Schématisation de l'obtention des courbes $p - y$ à partir du comportement contrainte-déformation.	140
<b>Figure. 5.11</b> Construction des courbes $p-y$ par la methode (Amar Bouzid et al. 2013) .	142
<b>Figure 5.12</b> Courbe contrainte - déformation (monotone) proposée pour les sols liquéfiés (Lombardi et al. 2016)	143
<b>Figure 5.13</b> Représentation schématique de la construction des courbes $p - y$ (d'après Dash et al. 2017).	144

## LISTE DES TABLEAUX

### Chapitre 1

<b>Tableau 1.1:</b> Expressions du module de réactions du sol.	34
--	----

### Chapitre 2

<b>Tableau 2.1:</b> Valeurs de $\varepsilon_{50}$ pour les argiles molles (Matlock, 1970)	47
---	----

<b>Tableau 2.2:</b> Valeurs de K par Terzagui pour les sables immergés (Reese, Cox, and Koop, 1974)	50
---	----

<b>Tableau 2.3:</b> Valeurs représentatives de K pour l'argile raide	56
--	----

<b>Tableau 2.4 :</b> Valeurs représentatives de $\varepsilon_{50}$ pour l'argile raide	56
--	----

### Chapitre 3

<b>Tableau 3.1:</b> Expressions de $\lambda$ proposées pour problèmes d'ISS subissant des tassements	67
--	----

<b>Tableau 3.2:</b> Valeurs proposées du coefficient de réaction du sol $k_s$ (Unité : $F/L^3$ ) par rapport au module de Young du sol ( $E_s$ ).	67
---	----

<b>Tableau 3.3 :</b> Caractéristiques du sol, disque et interface utilisés dans le calcul.	77
--	----

<b>Tableau 3.4 :</b> Comparaison des valeurs de $\lambda$ obtenues avec celles de différents auteurs	82
--	----

### Chapitre 4

<b>Tableau 4.1 :</b> Fonction d'impédance pour un pieu élancé proposé par différents auteurs dans trois profils de sol.	110
---	-----

<b>Tableau 4.2 :</b> Fonctions d'impédance de recherche antérieures pour les monopieux rigides proposées par différents auteurs dans trois profils de sols.	110
---	-----

<b>Tableau 4.3 :</b> Conclusions de certains chercheurs sur les effets de $D_p$ et $(EI)_p$ sur la courbe p-y.	116
--	-----

<b>Tableau 4.4.</b> Formules proposées pour la rigidité initiale de la courbe $p - y$ .	122
---	-----

<b>Tableau 4.5 :</b> Masses de l'éolienne de référence	125
--	-----

<b>Tableau 4.6</b> : caractéristiques géométriques de l'éolienne de référence	126
<b>Tableau 4.7</b> : caractéristiques du monopieu	126
<b>Tableau 4.8</b> : Profil du sol, y compris les valeurs moyennes des paramètres de résistance et de rigidité pour chaque couche	126
<b>Tableau 4.9</b> : Coefficients de flexibilité $I_L$ , $I_{LR}$ et $I_R$ et leurs coefficients de rigidité correspondants $K_L$ , $K_{LR}$ and $K_R$ caractérisant les monopieux pour l'éolienne de référence 5MW	128
<b>Tableau 4.10</b> : Profil du sol, y compris les valeurs moyennes des paramètres de résistance et de rigidité pour chaque couche de sol.	129
<b>Tableau 4.11</b> : Liste des six éoliennes offshore avec les conditions du sol sur les sites.	133
<b>Tableau 4.12</b> : Caractéristiques des pieux et du sol des différents parcs éoliens.	134
<b>Tableau 4.13</b> : Paramètres de résistance et de déformation du sol ainsi que les paramètres du modèle hyperbolique adoptés pour les éoliennes choisies.	134
<b>Tableau 4.14</b> : Coefficients de flexibilité $I_L$ , $I_{LR}$ et $I_R$ et leurs coefficients de rigidité correspondants $K_L$ , $K_{LR}$ and $K_R$ caractérisant les monopieux pour le site Irene Vorrink	137
<b>Tableau 4.15</b> : Coefficients de flexibilité $I_L$ , $I_{LR}$ et $I_R$ et leurs coefficients de rigidité correspondants $K_L$ , $K_{LR}$ and $K_R$ caractérisant les monopieux pour le site North Hoyle	138
<b>Tableau 4.16</b> : Coefficients de flexibilité $I_L$ , $I_{LR}$ et $I_R$ et leurs coefficients de rigidité correspondants $K_L$ , $K_{LR}$ and $K_R$ caractérisant les monopieux pour le site Kentish Flats	138
<b>Tableau 4.17</b> : Coefficients de flexibilité $I_L$ , $I_{LR}$ et $I_R$ et leurs coefficients de rigidité correspondants $K_L$ , $K_{LR}$ and $K_R$ caractérisant les monopieux pour le site Lely A2	138
 <b>Chapitre 5</b>	
<b>Tableau 5.1</b> : Résumé des valeurs de $M_C$ and $N_C$	153

## NOTATIONS ET SYMBOLES

$D_r$ : Densité relative du sable	$m$
$D_p$ : Diamètre du pieu	$m$
$E_s$ : Module de Young du sol	$kN/m^2$
$E_p$ : Module de Young du pieu	$kN/m^2$
$E_p/E_s$ : Rigidité relative monopieu/sol	[-]
$E_{py}^*$ : Rigidité initiale des courbes $p - y$	$kN/m^2$
$(EI)_p$ : Rigidité à la flexion du monopieu.	$kN/m^2$
$G_s$ : Module de cisaillement du sol	$Mpa$
$I_{LR}$ : Facteur de flexibilité de couplage croisé	$1/GN$
$k_s$ : Coefficient de réaction du sol	$kPa/m$
$k_n$ : Rigidité normale du sol	$kN/m^3$
$k_s$ : Rigidité au cisaillement du sol	$kN/m^3$
$K_R$ : Facteur de flexibilité du pieu	$GN.m/rad$
$K_L^{Flexible}$ : Rigidité latérale du ressort	$GN/m$
$K_R^{Flexible}$ : Rigidité de torsion du ressort	$GN.m/rad$
$K_{LR}^{Flexible}$ : Rigidité de couplage croisé du ressort	$GN$
$L_p$ : Longueur du pieu	$m$
$p$ : Pression de contact	$kN/m^2$
$R_m$ : Rayon extérieure du modèle	$m$
$r_d$ : Rayon du disque	$m$
$t_s$ : Épaisseur du disque de sol	$m$
$t_d$ : Épaisseur du disque du Pieu	$m$
$u_L$ : Déplacement latéral en tête du monopieu	$m$
$y$ : Déplacement latérale du pieu	$m$
$\nu_s$ : Coefficient de Poisson du sol	[-]
$\theta_R$ : Rotation en tête du monopieu	[rad]

## INTRODUCTION GENERALE

Les pieux sont les plus vieux éléments structuraux utilisés pour résoudre les problèmes de fondation dans les sols médiocres. Dans le passé, les pieux verticaux étaient utilisés pour reprendre les efforts axiaux tandis que les pieux inclinés étaient destinés à reprendre les efforts latéraux. Les forces latérales engendrées par le mouvement du sol sont une préoccupation majeure pour le dimensionnement et la conception des fondations sur pieux, surtout que ces dernières peuvent provoquer des contraintes excessives et des déformations permanentes. Dans des cas extrêmes, les déformations peuvent compromettre la stabilité de la structure supportées par les pieux.

L'apparition de nouvelles structures soumises à des charges latérales considérables telle que la houle dans les plates formes offshore a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul pour le dimensionnement tenant compte des sollicitations latérales.

Les méthodes de dimensionnement des pieux chargés latéralement se divisent actuellement selon la manière dont le comportement du sol est considéré en trois grandes catégories :

- Les méthodes de calcul à la rupture, pour lesquelles le sol est considéré entièrement en état de rupture, dans cette catégorie on retrouve entre autre la méthode de Brinch Hansen (1961) et la méthode de Broms (1964).
- Les méthodes au module de réaction du sol, dans lesquelles le pieu chargé latéralement est modélisé par une poutre élastique supportée par une série de ressorts linéaires distribués le long du pieu. Dans cette catégorie s'inscrit la méthode des courbes  $p - y$  développée par Matlock (1970) et Reese (1977).
- Les méthodes en déformation basées sur la théorie de l'élasticité, dans ces méthodes le sol est considéré comme un milieu continu et élastique, cette dernière catégorie regroupe la méthode des éléments frontières, la

méthode énergétique et variationnelle et les méthodes des éléments finis et des différences finies.

Potentiellement, quand on est confronté à des problèmes de pieux chargés latéralement, la modélisation par éléments finis en trois dimensions est l'outil le plus puissant qui peut être utilisé pour analyser les problèmes d'interaction sol/structure les plus compliqués, en effet, une variété de modèles constitutifs peuvent être utilisés et chaque aspect de non linéarité du sol peut être considéré. Cependant, l'analyse de ces problèmes exige généralement la discrétisation du continuum dans les trois dimensions conduisant à de très grands ensembles d'équations algébriques à résoudre, ce qui exige un effort considérable pour le traitement des données. Ajouté à cela l'énorme effort de préparation des données et le coup de calcul élevé rendant l'analyse en 3D onéreuse et pratiquement infaisable dans la majorité des cas.

Les méthodes au module de réaction et les méthodes p-y se basant sur l'hypothèse de la poutre sur fondation élastique sont largement utilisées en raison de leur simplicité et de leur précision raisonnable. Cependant, ces approches présentent des difficultés dans la modélisation correcte et dans la simulation des non-linéarités de l'interaction sol/pieu, en particulier lorsque le sol n'est pas homogène ou lorsqu'il est composé de plusieurs couches.

Le comportement des pieux sous charge latérales est régi par l'interaction entre le pieu et le sol environnant qui est un problème d'interaction sol-structure tridimensionnel non-linéaire.

La géométrie et la rigidité du pieu, le comportement du sol en contrainte-déformation y compris la résistance au cisaillement ainsi que l'interface sol-pieu sont des propriétés primordiales dans l'analyse de la réponse d'un pieu soumis un chargement latéral.

L'objectif de cette thèse est donc l'analyse de certains aspects particuliers de l'interaction sol-pieu des pieux sollicités horizontalement par la méthode de Winkler.

En premier lieu, une synthèse générale des principales méthodes de dimensionnement des pieux chargés latéralement est présentée, suivit d'un exposé sur les procédures de modélisation des courbes p-y pour les différents types de sol.



La détermination du coefficient de réaction du sol  $k_s [kN/m^3]$  par la méthode des éléments finis est ensuite présentée en se basant sur une corrélation entre le module de réaction et les propriétés de rigidité du sol : le module de Young et le coefficient de Poisson qui correspondent à des résultats d'élasticité plus rigoureux.

L'application de la méthode de Winkler aux pieux de grands diamètres sous sollicitations latérales est critiquée ensuite à travers l'analyse par la méthode des éléments finis de fondations d'éoliennes offshore dans différents sites, les résultats obtenus sont comparés à ceux issus des approches modifiées de la méthode Winkler.

Enfin, le problème d'interaction sol-pieu dans les sols liquéfiables est abordé dans cette thèse. En premier lieu, un bref aperçu des mécanismes de rupture des pieux dans les sols liquéfiables est présenté. En second lieu, une méthode de construction simplifiée basée sur la conversion des courbes contraintes déformation des sols liquéfiés en courbes  $p - y$  à travers des facteurs d'échelle appropriés.

Cette thèse est divisée en cinq chapitres :

Le premier chapitre est une recherche bibliographique sur les méthodes de dimensionnement des pieux soumis à un chargement latérale.

Le second chapitre est une synthèse des différentes méthodes utilisées pour la prévision des courbes  $p-y$  des principaux types de sol.

Le troisième chapitre présente une corrélation du coefficient de réaction du sol à partir des paramètres de rigidité du sol, ainsi que les résultats obtenus pour différentes valeurs du coefficient de Poisson et la validation des résultats avec ceux de différents auteurs.

Le quatrième est consacré à l'analyse des pieux de grands diamètres, l'inadaptation de la méthode de Winkler pour leurs dimensionnement est discutée en premier ensuite est présenté l'apport des méthodes par éléments finis.

Le cinquième chapitre présente les principaux mécanismes de rupture des pieux chargés latéralement dans les sols liquéfiables ainsi qu'une méthode simplifiée de construction des courbes  $p - y$  à partir des courbes contraintes déformation du sol.

La thèse est clôturée par une conclusion générale.

## CHAPITRE 1

# METHODES DE DIMENSIONNEMENT DES PIEUX CHARGES LATÉRALEMENT

### Résumé

---

Ce chapitre résume les principales méthodes de dimensionnement des pieux chargés latéralement. Les méthodes de dimensionnement des pieux chargés latéralement se divisent en trois grandes catégories, selon la manière dont le comportement du sol est considéré.

La première catégorie regroupe les méthodes de calcul à la rupture, pour lesquelles le sol est considéré entièrement en état de rupture, la seconde regroupe les méthodes en déformation basées sur la théorie de l' élasticité, dans ces méthodes le sol est considéré comme un milieu continu et élastique. La dernière catégorie regroupe les méthodes au module de réaction du sol, dans lesquelles le pieu chargé latéralement est modélisé par une poutre élastique supportée par une série de ressorts linéaires distribués le long du pieu.

---

## 1.1 Introduction

Le dimensionnement des pieux soumis à des efforts latéraux considérables tels que ceux causés par le vent, la houle ou les séismes est un vrai défi pour les ingénieurs géotechniciens, en raison de la complexité du problème d'interaction sol/fondation et particulièrement si les pieux sont fondés dans des terrains mous ou de faible portance.

De nombreuses méthodes ont été développées pour évaluer les déplacements et les efforts dans les pieux soumis à des charges latérales. Initialement et avant l'apparition de l'outil informatique le dimensionnement se faisait par des méthodes analytiques qui se basaient généralement sur des analyses approximatives et utilisant des hypothèses simplificatrices. Malheureusement ces dernières ne pouvaient prévoir de manière réaliste le comportement d'un pieu sollicité latéralement. Le développement des méthodes numériques a permis la prise en compte de nombreux paramètres essentiels dans l'analyse de l'interaction sol/fondation tels que le comportement non linéaire du système sol/pieu.

Les méthodes de dimensionnement sont classées en trois groupes, les méthodes d'analyse à la rupture, les méthodes en déformation et les méthodes au module de réaction, les méthodes appartenant à cette dernière catégorie seront traitées brièvement dans le chapitre suivant.

## 1.2 Les pieux comme élément essentiel de transmission des charges

Une fondation assure la liaison entre la structure de l'ouvrage et le sol sur lequel elle repose. Elle permet de transmettre et de répartir les charges de la structure au sol support. Deux types de fondations sont définis : les fondations superficielles et les fondations profondes.

Les fondations profondes sont généralement préférées là où les sols ne sont pas assez résistants pour supporter la charge structurelle. Ceux-ci sont souvent considérés comme une solution entièrement sûre en raison de leurs bonnes performances dans des conditions de charge extrêmes, par exemple l'environnement marin.

Les pieux sont des colonnes longues et élancées battues, forées ou coulées en place. Les pieux battus sont faits de divers matériaux tels que le béton, l'acier, le bois, etc., alors que les pieux coulés sur place sont en béton. Ils peuvent être soumis à des

charges verticales ou latérales ou à une combinaison de charges verticales et latérales.

Les pieux peuvent être classés en longs ou courts selon le rapport  $L/D$  du pieu (où  $L$  = longueur,  $D$  = diamètre du pieu). Un pieu court se comporte comme un corps rigide et est solidaire en rotation sous charges latérales. La charge transférée à la pointe du pieu supporte une partie importante de la charge verticale totale sur la partie supérieure.

Dans le passé, les charges horizontales dues à l'action du vent ou d'un séisme sur les structures étaient reprises par des pieux inclinés alors que l'effort axial et le moment étaient repris par des pieux verticaux. L'apparition de nouveaux besoins, comme par exemple, la stabilité des plateformes marines (offshore), structures soumises à des charges horizontales de houle considérables, a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant compte de la sollicitation horizontale dans le dimensionnement de tous les pieux.

C'est ainsi que des méthodes de calcul à l'état limite ultime ont fait leur apparition, suivies par les méthodes de calcul en déplacement, permettant ainsi d'évaluer la réponse de la fondation sous une force latérale (horizontale).

### 1.3 Interaction sol structure d'un pieu sous chargement latéral

La cinématique des pieux chargés axialement est simple : le pieu se déplace verticalement vers le bas sous l'action de la charge et, si les forces de résistance (par exemple, le frottement latéral et les résistances de pointe) dépassent les valeurs limites, alors le pieu subit un déplacement vertical excessif, ce qui conduit à la rupture.

La cinématique des pieux chargés latéralement est plus complexe et varie selon le type de pieu. Étant donné que les pieux chargés latéralement sont chargés transversalement, le pieu peut tourner, se tordre et / ou se déplacer. Étant donné que le pieu se déplace dans la direction de la force appliquée, une brèche peut également s'ouvrir entre l'arrière du pieu et le sol environnant sur les premiers mètres. Si le pieu est court, il ne fléchira pas beaucoup, mais va tourner ou même se déplacer (Figure 1.1.a et b). De tels pieux sont appelés pieux rigides. Si le pieu est long et élancé, il subit une flexion en raison de la charge appliquée (Figure 1.2.a et b). Ces pieux sont appelés pieux flexibles. Dans la plupart des cas pratiques, les pieux sont suffisamment longs pour se comporter comme des pieux flexibles. Pour les pieux flexibles, le

problème du chargement latéral est un problème commun d'interaction sol-structure (SSI), c'est à dire, le déplacement latéral du pieu dépend de la résistance du sol, et la résistance du sol, à son tour, dépend du déplacement latéral du pieu.

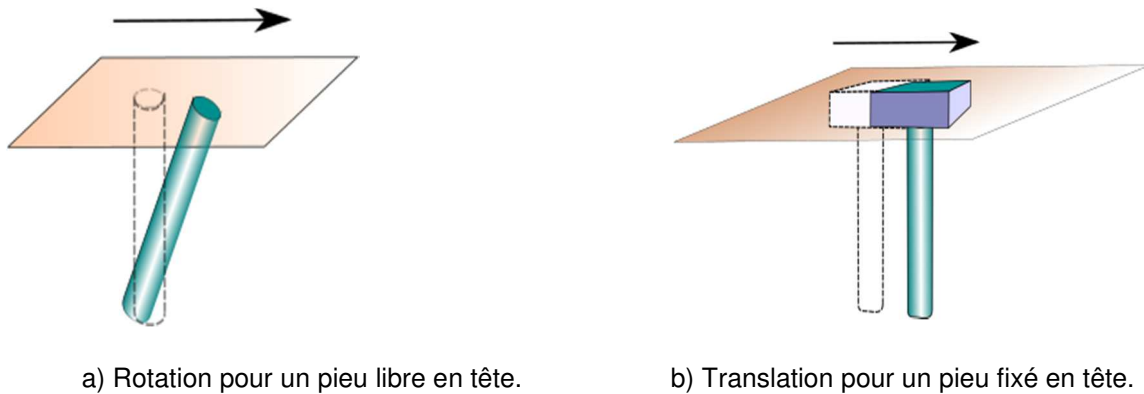


Figure 1.1 - Cinématique des pieux rigides chargés latéralement.

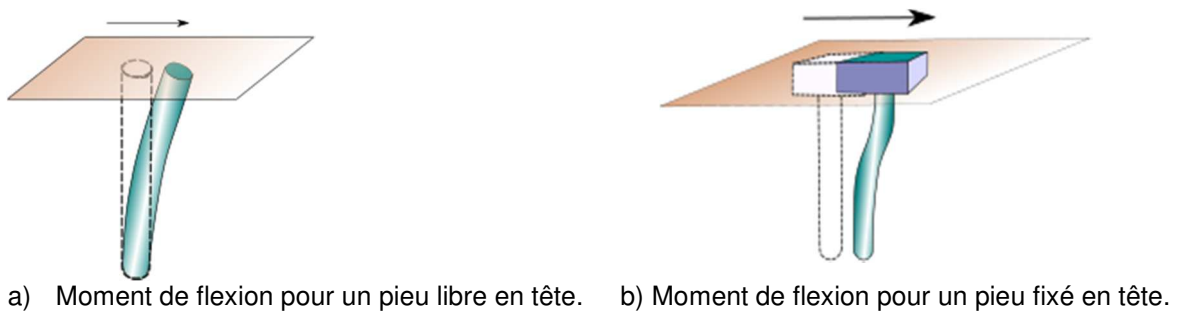


Figure 1.2 - Cinématique des pieux flexibles chargés latéralement.

## 1.4 Méthodes de dimensionnement des pieux isolés chargés latéralement

### 1.4.1 Méthodes à la rupture

Les premières méthodes de dimensionnement des pieux pour la reprise des efforts horizontaux étaient essentiellement basées sur des calculs à la rupture. Dans ces méthodes le sol est considéré comme partout en état de rupture sous la pression horizontale ultime  $p_u$ . Les évaluations les plus connues de la pression ultime  $p_u$  en fonction des caractéristiques de résistance limite mesurées en laboratoire ( $c$ ,  $\varphi$ ) sont celles de Blum (1932) [1], Brinch Hansen (1961) [2] et Broms (1964) [3]. Ménard (1962) [4] rattache directement la pression ultime  $p_u$  à la pression  $p_l$  d'expansion de la sonde pressiométrique dans le sol.

Dans ce qui suit, une brève description de quelques méthodes de calcul à la rupture sera donnée notamment sur la base du contexte théorique, ainsi que les avantages et les limites de chaque méthode.

#### 1.4.1.1 La méthode de Blum (1932) [1]

La méthode développée par H. Blum [1] est l'une des méthodes les plus anciennes. Elle est encore utilisée aujourd'hui, même si le modèle date de plus de 80 ans. Sa simplicité et ses résultats rapides en font une alternative intéressante aux calculs numériques plus complexes et coûteux.

La méthode de Blum a été développée à une époque où les calculs sur ordinateurs n'avaient pas encore vu le jour, Blum a fait quelques hypothèses simplificatrices. Le pieu est considéré bloqué en déformation à la profondeur de pénétration théorique,  $t_0$ . Le moment à cette profondeur est supposé égal à zéro, une force latérale est autorisée à ce point. Ceci est possible, si la longueur réelle du pieu est prise égale à  $1.2 t_0$ . Au-dessus du point fixe, deux forces sont appliquées sur le pieu, la première est la force latérale appliquée au sommet du pieu, la deuxième force est provoquée par la butée du sol. Le sol est supposé en butée simple. La résistance passive est obtenue en supposant qu'un coin de sol (Figure 1.3) est poussé vers le haut par une déformation latérale de l'ensemble du pieu. Cette résistance du sol est supposée indépendante de la déformation du pieu.

Pour calculer les déplacements, Blum a supposé que le moment et la rotation sont nuls à la profondeur de pénétration théorique. Puis, avec de simples règles de la mécanique, Blum a calculé les déplacements à l'état ultime.

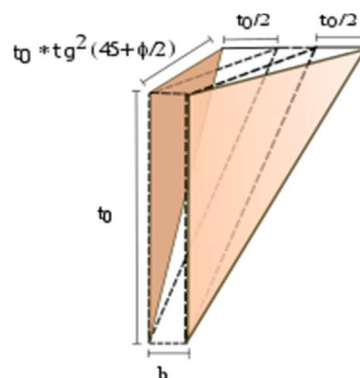


Figure 1.3 : Coin de sol qui provoque la résistance passive dans la méthode de Blum (1932).

La méthode de Blum est adaptée aux pieux courts et rigides dans les sols pulvérulents, cependant elle n'est pas adaptée au comportement des pieux longs et plus mince.

Le model de Blum ne représente en aucune façon le comportement réel de l'interaction sol-pieu, il est donc utilisable seulement pour donner une estimation rapide de la conception finale du pieu.

#### 1.4.1.2 La méthode de Brinch Hansen (1961) [2]

Des coefficients latéraux de pression des terres sont introduits pour déterminer la résistance ultime en combinaison avec le module de réaction du sol.

Dans la méthode de Brinch Hansen [1] , la réaction ultime du sol est distribuée le long du pieu et la cohésion est prise en compte ce qui rend le modèle valable pour des sols stratifiés cohérents ou frottant. Le pieu est supposé libre en tête, donc le point de rotation est variable.

Si la charge et le diamètre du pieu sont connus, la longueur du pieu et le point de rotation peuvent être déterminés par une procédure itérative.

Concernant les pressions du sol, Brinch Hansen prend en considération à la fois la poussée et la butée des terres. Les pressions des terres peuvent ensuite être représentées sous forme de courbes (Figure 1.4.b). Avec des coefficients de pression des terres connus, les pressions latérales des terres (Figure 1.4.a) peuvent être calculées avec la formule suivante :

$$e^D = qK_q^D + cK_c^D \quad (1.2)$$

Dans la quelle :

$e^D$  : Résultante des pressions des terres horizontales à une certaine profondeur D [ $kN/m^2$ ].

$q$  : Pression des terres [ $kN/m^2$ ].

$K_q^D$  : Coefficient de pressions des terres du au surcharges verticales effectives [-].

$C$  : Cohésion [ $kN/m^2$ ].

$K_c^D$  : Coefficient de pressions des terres du à la cohésion [-].

$K_q^D$  et  $K_c^D$  sont considérés pour trois profondeurs différentes variant de la surface du sol à une très grande profondeur. Les contraintes horizontales peuvent alors être calculées pour chaque profondeur.

Le point de rotation est fixé arbitrairement de manière à obtenir l'équilibre des moments par rapport à la force horizontale  $H$ .

La force horizontale maximale est calculée en faisant l'équilibre des forces horizontales et elle est égale à la différence entre les deux aires des pressions.

La méthode de Brinch Hansen a été validée par des essais de chargement sur de petits pieux en bois.

La méthode de Brinch Hansen est adaptée à tous les types de sols ainsi qu'aux sols stratifiés, c'est donc une méthode plus complète que celle de Blum. Parmi ses principales limites, c'est qu'elle permet de calculer uniquement la résistance ultime du sol, mais elle ne permet pas de déterminer les déformations.

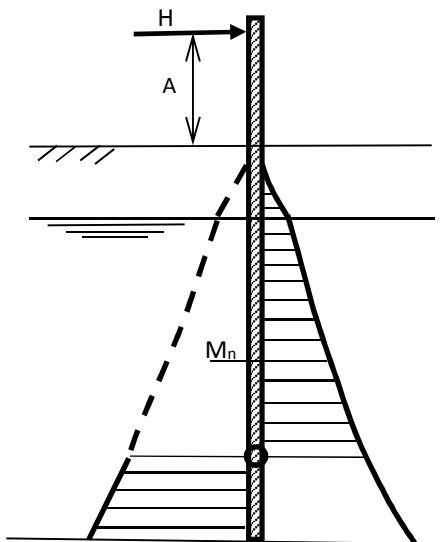


Figure 1.4 Distribution des pressions latérales des terres selon la méthode de Brinch Hansen (1961).

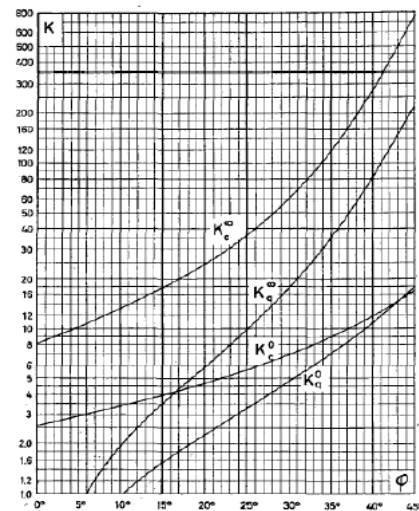


Figure 1.4. b. Coefficients de pressions des terres selon la méthode de Brinch Hansen (1961)

#### 1.4.1.3 La méthode de Broms (1964) [3]

Broms [3] a introduit des méthodes pour le calcul de la résistance latérale ultime. L'hypothèse pour les pieux courts est que la résistance latérale ultime dépend essentiellement de la butée des terres avoisinantes.

La résistance latérale ultime pour les pieux élancés et flexibles dépend principalement du moment de rupture du matériau constituant le pieu (Figure 1.5).



Broms sépare également les sols argileux des sols sableux, il propose de négliger la réaction des sols cohérents sur une profondeur égale à 1,5 fois le diamètre du pieu à partir de la surface, suivie d'une réaction constante valant  $9c_u$  en dessous.

Avec cette méthode, Broms définit une série d'abaques pour déterminer rapidement la profondeur de pénétration du pieu, la charge, le diamètre et la résistance du sol étant connus.

La méthode de Broms permet également de prévoir les déflexions du pieu sous des charges de service. Pour cela, les déformations du pieu sont supposées être linéaire élastique quand la charge varie entre 0,3 et 0,5 fois la charge ultime. Le modèle a été validé par un grand nombre d'essais in situ. Les conclusions ont montré une différence sensible entre les déflexions calculées et celles mesurées. La méthode est raisonnablement précise quand le sol est cohérent.

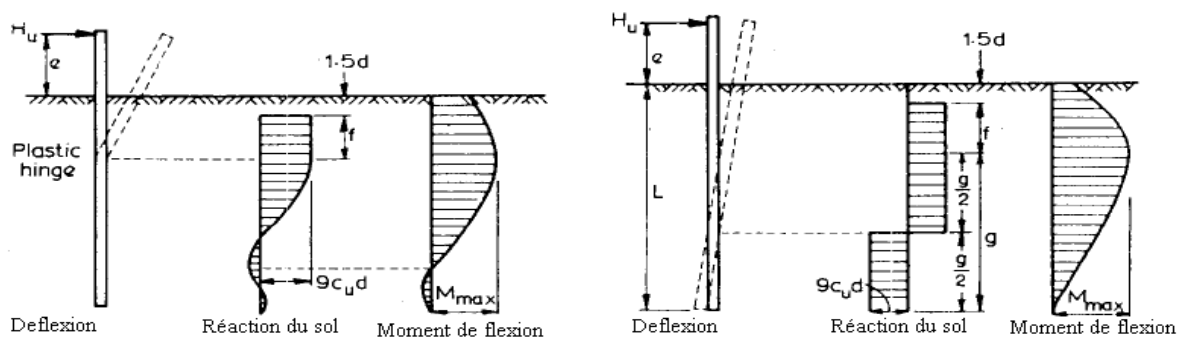


Figure 1.5 Réaction du sol et mécanisme de rupture pour des pieux courts et des pieux élancés dans un sol cohérent selon Broms.

$$P_u = 3\sigma'_v K_p \quad \text{avec} \quad K_p = \frac{1 + \sin\phi'}{1 - \sin\phi'} \quad (1.3)$$

La méthode de Broms est très utile pour une conception rapide des pieux. Les calculs à l'état limite de service sont possibles mais pas très précis étant donné que la réaction du sol est supposée linéaire élastique et que les essais ont montré une grande différence entre les résultats des calculs et ceux des mesures.

#### 1.4.2 Méthodes en déformation

##### 1.4.2.1 Méthode du continuum élastique

Les méthodes du continuum élastique supposent que le massif de sol est un milieu continu et élastique. Le sol est généralement considéré homogène et isotrope. Trois méthodes principales appartiennent à cette grande classe :

- a) Méthode des éléments frontières
- b) Méthode énergétique et variationnelle
- c) Méthodes numériques.

#### 1.4.2.1.1 Méthode des éléments frontières

##### Méthode de Poulos (1971a.) [5]

Le comportement du sol est représenté par un matériau semi-infini, élastique, homogène et isotrope, ayant un module de Young  $E_s$  et un coefficient de Poisson  $\nu_s$ . Poulos modélise le pieu par une plaque verticale de largeur  $D$  et de longueur  $L$ . La rigidité à la flexion est constante sur toute la longueur et est égale à  $(EI)_p$ . Le pieu est divisé en  $n$  éléments de même longueur, chaque élément étant soumis à une contrainte horizontale constante  $p$ . L'expression du déplacement et de la rotation du pieu est fonction de deux paramètres : l'élanement du pieu  $L/D$  ( $L$  : longueur,  $D$  : largeur) et le facteur de flexibilité  $K_R$  (rapport entre la rigidité à la flexion et le produit du module d'élasticité et de la longueur du pieu). Des abaques permettent de calculer le déplacement et la rotation du pieu à partir des paramètres énoncés ci-dessus ( $E_s, (EI)_p, L/D, K_R$  et  $\nu_s$ ) et de la charge latérale appliquée.

Poulos a donné des solutions pour le déplacement horizontal et la rotation en tête du pieu pour des pieux encastrés et des pieux libres en tête ainsi que pour des sols avec un module d'élasticité constant ou variable avec la profondeur. Déplacement et rotation pour un pieu flottant dans un sol uniforme.

$$\rho = \frac{H}{E_s L} \left( I_{\rho H} + \frac{e}{L} I_{\rho M} \right) / F_\rho \quad (1.4)$$

$$\theta = \frac{H}{E_s L^2} \left( I_{\theta H} + \frac{e}{L} I_{\theta M} \right) / F_\theta \quad (1.5)$$

Avec

$H$  : Charge horizontale appliquée

$e$  : Excentricité de la charge =  $M/H$

$M$  : Moment appliqué en tête du pieu

$I_{\rho H}$  et  $I_{\rho M}$  : Facteur d'influence élastique pour les déplacements horizontaux causés par la charge horizontale et par le moment respectivement.

$I_{\theta H}$  et  $I_{\theta M}$  : Facteur d'influence élastique pour les rotations horizontales causés par la charge horizontale et par le moment respectivement.

$F_p$  : Facteur de déplacement plastique = rapport du déplacement du pieu dans un sol élastique au déplacement du pieu dans un sol plastique, pour  $E_s$  et  $p_y$  constant.

$F_\theta$  : Facteur de rotation plastique = rapport de la rotation du pieu dans un sol élastique à la rotation du pieu dans un sol plastique, pour  $E_s$  et  $p_y$  constant.

$P_y$  : Pression limite du sol.

Des abaques ont été établit pour déterminer les facteurs d'influences  $I_{\rho H}$ ,  $I_{\rho M}$ ,  $I_{\theta H}$ , et  $I_{\theta M}$  qui sont fonction de l'élanement et d'un facteur adimensionnel caractérisant la flexibilité du pieu  $K_R = \frac{E_p I_p}{E_s h^4}$  où  $E_p I_p$  est la rigidité du pieu à la flexion.  $K_R < 10^{-5}$  pour les pieux flexibles et  $K_R < 10^{-2}$  pour les pieux rigides Dans le cas des sols ayant des modules d'élasticité augmentant linéairement avec la profondeur, à une profondeur donnée  $z$ ,  $E_s$  est défini par :

$$E_s = N_h \cdot z \quad (1.6)$$

Avec :  $N_h$  le taux d'augmentation de  $E_s$  avec la profondeur.

Le déplacement et la rotation en tête du pieu sont donné par :

$$\rho = \frac{H}{N_h L^2} \left( I'_{\rho H} + \frac{e}{L} I'_{\rho M} \right) / F'_\rho \quad (1.7)$$

$$\theta = \frac{H}{N_h L^3} \left( I'_{\theta H} + \frac{e}{L} I'_{\theta M} \right) / F'_\theta \quad (1.8)$$

$I'_{\rho H}$  et  $I'_{\rho M}$  : Facteur d'influence élastique pour les déplacements horizontaux causés par la charge horizontale et par le moment respectivement pour  $E_s$  variant linéairement avec la profondeur.

$I'_{\theta H}$  et  $I'_{\theta M}$  : Facteur d'influence élastique pour les rotations horizontales causés par la charge horizontale et par le moment respectivement pour  $E_s$  variant linéairement avec la profondeur. Des abaques ont été proposés pour déterminer les facteurs d'influence  $I'_{\rho H}$ ,  $I'_{\rho M}$ ,  $I'_{\theta H}$  et  $I'_{\theta M}$  en fonction de l'élanement et du facteur de flexibilité du pieu dans ce cas :

$$K_N = \frac{E_p I_p}{N_h L^5} \quad (1.9)$$

L'étude élastique linéaire décrite ci-dessus a été étendue pour tenir compte de l'effet de plastification du sol à proximité de la tête du pieu par application de coefficients correcteurs fonction de la charge ultime  $H_u$  (Poulos et Davis 1980) [6]. Ceci nécessite l'introduction de contraintes limites proposées par Broms (1964a, 1964b) [3] pour les sols cohérents et pulvérulents. Les déflexions et les rotations seront alors divisées respectivement par des facteurs de rupture.

Les solutions de Poulos (1973) [5] ont été largement utilisées par plusieurs chercheurs pour la vérification de leurs résultats. Pour modéliser la non linéarité et la rupture du sol Poulos (1973) [5] élargit la solution en introduisant la pression du sol à la rupture et la variation du module d'élasticité en supposant un comportement élastoplastique du sol.

#### Méthode de Banerjee et Davis (1978) [6]

Banerjee et Davis (1978) ont effectué des analyses similaires par éléments frontière pour des pieux chargés latéralement dans un sol non homogène et dont le module d'élasticité augmente linéairement avec la profondeur. La méthode proposée par Banerjee et Davis (1978) repose sur les équations de la mécanique des milieux continus modifiée par (Chan, Karasudhi et Lee, 1972) pour un milieu formé de deux couches dont la couche profonde a une épaisseur infinie. Selon cette méthode, le module d'élasticité varie linéairement avec la profondeur selon la loi suivante :

$$E_s(z) = E_s(0) + m \cdot z \quad (1.10)$$

Avec :

$E_s(z)$  : Module de Young à la profondeur  $z$ .

$E_s(0)$  : Module de Young à la surface du sol.

$m$  : Taux d'accroissement du module de Young avec la profondeur.

Un algorithme approximatif a été formulé, en utilisant les expressions des déplacements dus à un effort agissant sur la surface de la bicouche élastique semi-infinie. Les équations donnant le déplacement et la rotation en tête du pieu sont similaires à celles données par Poulos. Pour revêtir une certaine généralité d'application, le module d'élasticité retenu est celui qui correspond à la pointe du

pieu  $E_s(h)$ . Les facteurs d'influence ont été déterminés à partir d'abaques en fonction des deux paramètres :

$K_R$  : Facteur de flexibilité, le même que celui proposé par Poulos mais avec un module de Young évalué en pointe du pieu.

L'indice d'homogénéité :  $x = \frac{E_s(0)}{E_s(h)}$

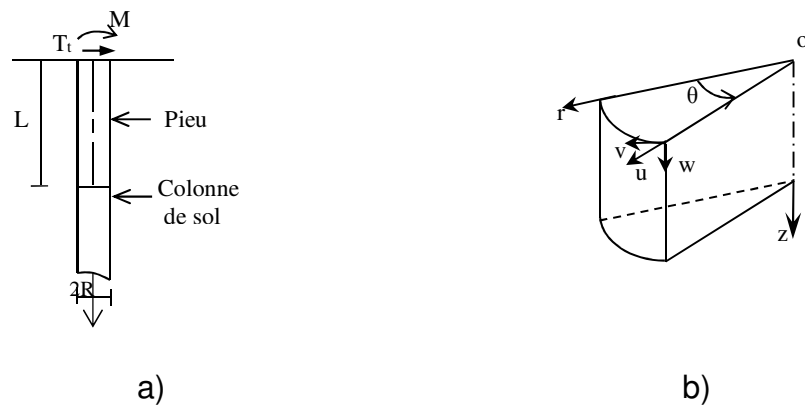
Selon les auteurs, le facteur de flexibilité  $K_R$ , a un effet dominant sur le déplacement latéral du pieu. Par contre l'élanement s'est avéré peu influant. C'est pour cela que les calculs ont été effectués sur un pieu d'élanement  $\frac{h}{D} = 20$ , et les résultats sont supposés valables aux élanements allant jusqu'à 60.

Davies et Budhu (1986) [8] et Budhu et Davies (1987) ont amélioré le travail de Banerjee et Davies en développant l'analyse non linéaire des pieux chargés latéralement dans des argiles sur consolidées, des sols pulvérulents et des argiles molles. Les sols sont considérés comme des matériaux élasto-plastique. La pression latérale du pieu sur le sol ne peut excéder une pression limite donnée sur la face avant, les côtés latéraux et la face arrière du pieu.

#### 1.4.2.1.2 Méthodes énergétiques et variationnelles

Dans ces méthodes, Sun (1994) [10] a analysé des pieux circulaires sous chargement latéral enfouis dans un milieu homogène, isotrope, linéaire élastique associé à un champ de déplacement (Figure. 1.6) l'énergie potentielle minimale et le principe variationnel ont été utilisés pour dériver les équations différentielles qui régissent la déflexion du pieu. Des solutions de forme fermée ont été obtenues pour différents types d'encastrement en tête et à la base du pieu.

Les solutions dépendent d'un paramètre essentiel  $\gamma$  qui détermine la vitesse du déplacement horizontal du pieu diminuant avec l'accroissement de la distance du pieu. Ce paramètre repose essentiellement sur la rigidité relative sol-pieu, les caractéristique du chargement ainsi que des conditions en tête et à la base du pieu doivent être évalué par itération.



a) Système sol-pieu, b) Composantes du déplacement du sol.

Zhang et al (2000) [11] ont étendu ce modèle à l'analyse de puits chargés latéralement dans une couche de sol située sur une couche de roche.

Guo et Lee (2001) [12] ont examiné l'approche faite par Sun et ont conclu que les résultats étaient peu fiables quand le coefficient de Poisson du sol est supérieur à 0.3. Ils présentent un nouveau champ de contrainte en prenant en considération l'effet du coefficient de Poisson sur la réponse du pieu en l'intégrant dans le module de Young équivalent  $G^*$  comme proposé par Randolph (1981) [13]. Ils développent alors un nouveau modèle de couple de transfert de charge par la même méthode que Sun (1994) [10] et exprime la solution dans une forme compacte. En particulier, les facteurs de transfert de charge reliant les déplacements du pieu et du sol ont été évalué et exprimé en une formule simple en fonction de la rigidité relative du pieu et du rapport de la longueur du pieu à son rayon ce qui évite le recoure aux procédures itératives. Basu et Salgado (2007) [14] ont utilisés le modèle de Sun pour étudier le comportement d'un pieu circulaire chargé latéralement dans un sol multicouches. Ultérieurement, ils modifièrent le modèle pour l'analyse de pieu de section rectangulaire et ils conclurent que les pieux rectangulaires peuvent être analysé par la solution développée pour les pieux circulaires du moment qu'ils aient la même rigidité à la flexion ce qui justifie l'utilisation de pieux rigides équivalents au chargement latéral (Randolph, 1981 [13] ; Guo and Lee, 2001 [12] ).

L'avantage des modèles discutés plus haut est qu'ils montrent clairement l'interaction entre le pieu et le sol l'entourant, la dérivation des équations différentielles pour la déflexion du pieu et la détermination du déplacement du sol. Cependant, ces solutions ne sont applicables que pour les sols linéaires élastiques. Le recours aux procédures itératives pour le calcul des facteurs de transfert de charge, par exemple pour une série de 6 facteurs et les calculs mathématiques compliqués nécessaires empêchent leur large utilisation.

#### 1.4.2.1.3 Méthodes numériques

Les méthodes numériques, y compris la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies ont été largement utilisées dans la modélisation des problèmes géotechniques, y compris pour l'analyse des pieux sous chargement latéral.

Dans un premier temps, l'analyse a été faite pour les pieux dans un milieu élastique en utilisant différentes formes de méthodes, telle que la méthode des éléments finis couplée avec les séries de Fourier (Randolph, 1981) [13] et la méthode des éléments finis avec des techniques de sous structuration (Verruijt et Kooijman, 1989). Randolph (1981) a présenté des expressions algébriques approximatives pour la réponse des pieux flexibles au chargement latéral, basées sur des études paramétriques des résultats d'analyses par éléments finis. Carter et Kulhaway (1992) [15] ont présenté des équations similaires pour des pieux rigides. Ces solutions sont pratiques pour l'estimation de la réponse des pieux.

Avec le développement rapide des ordinateurs ainsi que des logiciels géotechniques, les analyses non-linéaires ont été menées en décrivant le comportement du sol avec des modèles constitutifs avancés, tels que le modèle de Von Mises, le modèle de Drucker Prager, le modèle de Mohr Coulomb et les modèles de plasticité de la surface limite. En particulier, ils peuvent représenter la non-linéarité du sol, le glissement possible et la séparation entre le sol et le pieu en utilisant des éléments d'interface, qui sont des éléments essentiels dans la modélisation des pieux chargés latéralement. L'application de ces méthodes dépend également de leurs capacités à modéliser le sol, le pieu, et l'interface sol-pieu correctement. Dans beaucoup de cas, les paramètres nécessaires aux modèles constitutifs du sol et des éléments d'interface ne peuvent être déterminés facilement et doivent être estimés approximativement. Ces raisons

pourraient empêcher l'utilisation de ces méthodes numériques pour des analyses de routine et pour la conception des pieux chargés latéralement dans les projets pratiques.

### 1.4.3 Méthode du module de réaction du sol

#### 1.4.3.1 Approche de la réaction linéaire du sol

Dans l'approche de la réaction linéaire du sol, un pieu chargé latéralement est modélisé par une poutre élastique supportée par une série de ressorts linéaires très proches distribués sur la longueur du pieu. Le comportement du pieu est régi par l'équation :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + ky = 0 \quad (1.11)$$

Dans la quelle  $k$  est le module de réaction du sol, définit par :

$$k = p/y$$

Où  $p$  est la réaction du sol en un point par unité de longueur le long du pieu,  $y$  est la déflexion du pieu en ce point.

Pour un pieu flexible soumis à un chargement horizontal  $T_t$  et à un moment  $M_o$  au niveau du sol, une solution exacte de l'équation 1.9 a été donnée par Hetenyi (1946) [16] pour  $k$  constant avec la profondeur. Les expressions pour le calcul de la déformation en surface du sol ont également été données pour  $k$  augmentant proportionnellement avec la profondeur par Barber (1953) [17] , Reese et Matlock (1956) [18] . Des solutions adimensionnelles ont été obtenues par Matlock et Reese (1960) [19] pour une distribution générale de  $k$  avec la profondeur dans une forme en puissance et une forme polynomiale.

Pour des pieux rigides, flottants, et libres en tête dans des sols ayant un module de réaction constant ou variant linéairement, des solutions analytiques ont été données par Scott (1981) [20] . Ces solutions sont résumées dans le tableau 1.1. Il est à noter que le moment de flexion, la force de cisaillement et la force de réaction d'un pieu rigide sont indépendants de la valeur actuelle de  $k$ . En particulier, la solution donne la relation entre le moment de flexion maximale,  $M_{max}$  et la charge latérale appliquée en surface du sol,  $T_t$  qui peut être exprimée par :

$$M_{max} = (0.148 \sim 0.26) T_t l \quad (1.12)$$



Avec  $z_{max} = (0.33\sim 0.42)l$  est la profondeur pour laquelle le moment de flexion maximum a lieu.

#### 1.4.3.2 Approche du module de réaction du sol

Le module de réaction du sol joue un rôle important dans l'analyse de la déformation du pieu chargé latéralement. La clef du problème dans la mise en œuvre de la méthode de la réaction linéaire du sol réside dans l'évaluation du module de réaction du sol.

Par ailleurs, la forme des courbes  $P - Y$  discutées plus loin est aussi régie par le module de réaction du sol initial au début du chargement. Ainsi les méthodes pour la détermination du module de réaction du sol peuvent être classées en trois groupes principaux :

- 1) Méthodes empiriques et expérimentales ;
- 2) Utilisation directe ou modification de  $k$  proposé pour la poutre sur fondation élastique ;
- 3) Méthodes théoriques simplifiées.

Dans les méthodes empiriques et expérimentales, la méthode la plus directe est l'utilisation des essais en grandeurs réelles sur des pieux instrumentés chargés latéralement de sorte que la résistance du sol et la déflexion le long du pieu soit mesurées.  $k$  est aussi relié empiriquement aux autres propriétés du sol, généralement, le module d'Young la résistance au cisaillement non-drainée pour les sols cohérents et la densité relative pour les sols pulvérulents évalués sur la base de données d'essais in-situ. Des résumés utiles de ces méthodes pour la détermination de  $k$  ont été donnés par Terzaghi (1955) [21] , Poulos et Davis (1980) [6] et Reese et Van Impe (2001).

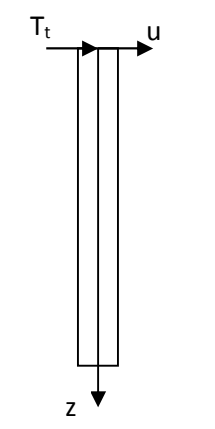
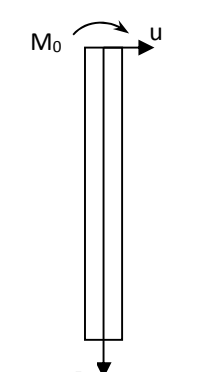
Avec les méthodes du second groupe, les valeurs moyennes de  $k$  ont été déterminées par des modifications directes de celles proposées pour la poutre sur fondation élastique. Biot (1937) [23] a étudié la flexion d'une poutre infinie soumise à une charge concentrée reposant sur une fondation élastique tridimensionnelle. Il propose une expression pour l'évaluation du module de réaction du sol  $k$  en égalisant le moment de flexion maximal de la poutre calculé à partir de la solution du continuum élastique à celui obtenu par la méthode du module de réaction. Vesic (1961) [24] élargie le travail de Biot au cas du chargement par couple et propose aussi une expression pour le

calcul de  $k$ . La valeur de  $k$  calculée par l'équation de Vesic a permis la distribution de la déflexion, de la pente, du moment de flexion, de la force de cisaillement et de la pression le long de la poutre de telle sorte que la solution du module de réaction soit la plus proche possible de la solution rigoureuse du continuum élastique.

Carter (1984) [15] et Ashford et Juirnarongrit (2003) [25] ont analysé les données disponibles de pieux chargés latéralement de différents diamètres et ils ont modifié l'équation de Vesic pour prendre en considération l'effet du diamètre du pieu pour une meilleure prévision de la déflexion du pieu. Le module de réaction du sol  $k$  dans ces expressions est relié au module de Young  $E_s$ , au coefficient de Poisson  $\nu_s$  du sol, au diamètre  $D$  (ou largeur) du pieu ainsi qu'à sa rigidité à la flexion  $(EI)_p$ .

Le troisième groupe regroupe des méthodes analytiques approximatives, dans lesquelles le calcul variationnel est utilisé pour obtenir les équations différentielles du système sol pieu, notamment le modèle des deux paramètres modifiés de Sun (1994) [10] et l'approche de transfert de charge de Guo et Lee (2001) [12]. Dans le modèle de Sun le module de réaction du sol est relié au module de Young  $E_s$ , au coefficient de poisson  $\nu_s$  du sol, alors que dans l'approche de Guo et Lee, il n'est relié qu'au module de cisaillement  $G_s$ .

Tableau 1.1 Solutions de l'approche linéaire pour les pieux rigides (Scott 1981)

Chargement	$k = \text{constant}$	$k = k_0$
	$u(z) = \frac{2T_t}{kl} \left( -3\frac{z}{l} + 2 \right) u_{z=0} = \frac{18T}{k_0l^2}$ $p(z) = ku(z) = \frac{2T_t}{l} \left( -3\frac{z}{l} + 2 \right)$ $\frac{T(z)}{T_t} = 1 + 3 \left( \frac{z}{l} \right)^2 - 4\frac{z}{l}$ $\frac{M(z)}{T_t l} = \left( \frac{z}{l} \right)^3 - 2 \left( \frac{z}{l} \right)^2 + \frac{z}{l}$ $\frac{M_{max}}{T_t l} = 0.148 \text{ at } \frac{z_{max}}{l} = \frac{1}{3}$	$u(z) = \frac{18T_t}{k_0l^2} \left( -\frac{4}{3}\frac{z}{l} + 1 \right) u_{z=0} = \frac{18T}{k_0l^2}$ $p(z) = k_0zu(z) = \frac{18T_t z}{l^2} \left( -\frac{4}{3}\frac{z}{l} + 1 \right)$ $\frac{T(z)}{T_t} = 1 + 8 \left( \frac{z}{l} \right)^3 - 9 \left( \frac{z}{l} \right)^2$ $\frac{M(z)}{T_t l} = 2 \left( \frac{z}{l} \right)^4 - 3 \left( \frac{z}{l} \right)^3 + \frac{z}{l}$ $\frac{M_{max}}{T_t l} = 0.26 \text{ at } \frac{z_{max}}{l} = \frac{27}{64} = 0.$
	$u(z) = \frac{6M_0}{kl^2} \left( 1 - 2\frac{z}{l} \right) u_{z=0} = \frac{6M_0}{kl^2}$ $p(z) = ku(z) = \frac{6M_0}{l^2} \left( 1 - 2\frac{z}{l} \right)$ $\frac{T(z)l}{M_0} = 6 \left( \frac{z}{l} \right) \left( \frac{z}{l} - 1 \right)$ $\frac{M(z)}{M_0} = 1 + 2 \left( \frac{z}{l} \right)^3 - 3 \left( \frac{z}{l} \right)^2$ $M_{max} = M_0$	$u(z) = \frac{12M_0}{kl^2} \left( 2 - 3\frac{z}{l} \right) u_{z=0} = \frac{24M_0}{k_0l^3}$ $p(z) = k_0zu(z) = \frac{12M_0 z}{l^3} \left( 2 - 3\frac{z}{l} \right)$ $\frac{T(z)l}{M_0} = 12 \left( \frac{z}{l} \right)^2 \left( \frac{z}{l} - 1 \right)$ $\frac{M(z)}{T_t l} = 1 + 3 \left( \frac{z}{l} \right)^4 - 4 \left( \frac{z}{l} \right)^3$ $M_{max} = M_0$

$U_z, p_z, T_z$  et  $M_z$  sont respectivement le déplacement, la réaction du sol, la force de cisaillement et le moment de flexion le long du pieu à une profondeur  $z$ .

Le module de réaction du sol déterminé à partir des méthodes citées ci-dessus a été largement utilisé dans les recherches et en pratique. Cependant elles ont toutes des limites. Par exemple, les méthodes expérimentales pour la détermination de  $k$  sont empiriques étant donné que le module de réaction n'est pas une propriété du sol. La géométrie du pieu (diamètre), les conditions d'encastrement, et la rigidité relative sol-pieu ne peuvent être pris en compte. D'un autre côté, Guo (2001) [12] examine l'adéquation des expressions disponibles pour le calcul de  $k$  proposées initialement pour les poutres sur fondations élastiques seulement. Il montre que les solutions présentées par Biot et Vesic ne sont pas appropriées pour l'analyse des pieux chargés latéralement, en particulier pour les pieux rigides. La raison principale est la différence importante entre le mode de déformation du sol autour du pieu et celle d'une fondation élastique. Finalement, le modèle théorique simple présenté par Guo et Lee (2001) [12] fournit une estimation rationnelle du module de réaction. Cependant, il n'est valide que pour les sols isotropes, élastiques et homogènes. L'utilisation des fonctions de Bessel

le rendent moins attrayant pour des applications pratiques. Récemment, Guo (2009d) [26] propose deux équations simples pour l'estimation du module de réaction du sol, en évitant l'utilisation des fonctions de Bessel. Il estime qu'elles sont suffisamment précises pour des applications pratiques.

### 1.5 Conclusion

Ce chapitre est une synthèse bibliographique des méthodes utilisées pour le dimensionnement des pieux chargés latéralement. Ces dernières sont classées selon la manière dont le sol est considéré.

Les méthodes de calcul à la rupture qui considèrent le sol entièrement en état de rupture et l'approche au module de réaction du sol, dans laquelle le pieu chargé latéralement est modélisé par une poutre élastique supportée par une série de ressorts linéaires, présentent plusieurs limitations dans le sens où elles ne représentent pas le comportement réel de l'interaction sol-pieu. Les méthodes en déformation considèrent le sol comme un milieu continu homogène et isotrope en supposant une certaine résistance à la traction du sol qui est en réalité très faible, ces dernières sont peu utilisées de nos jours. Les méthodes numériques qui permettent de faire des analyses non-linéaires en décrivant le comportement du sol avec des modèles constitutifs avancés sont les plus adaptées à l'analyse des pieux sous chargement latéral, mais nécessitent des ressources informatiques importantes.

## CHAPITRE 2

# MODELISATION DES PIEUX CHARGES LATÉRALEMENT EN UTILISANT LE CONCEPT DE WINKLER

### Résumé

---

Dans ce chapitre est exposée la méthode la plus couramment utilisée dans le cadre de l'analyse des pieux chargés latéralement et qui est l'approche de Winkler. Les différentes méthodes pour la prévision des courbes de réaction du sol dites courbes p-y sont décrites en suite.

Le chapitre est entamé par une brève description de la méthode au module de réaction (dite méthode de Winkler) pour l'analyse des fondations, ensuite sont abordées les différentes études ayant permis le développement des courbes p-y.

Enfin, les courbes p-y pour les argiles et les sables sont décrites en détail ainsi que leurs procédures d'établissements.

---

## 2.1 Introduction

Lorsqu'un pieu vertical est sollicité par un effort horizontal combiné éventuellement avec un moment en tête, il résiste soit en subissant un déplacement d'ensemble, soit en fléchissant ce qui provoque dans le sol des réactions qui vont équilibrer le système de charge appliqué.

Le premier cas de figure correspond aux pieux courts dits rigides où les déformations du pieu sont négligeables devant le déplacement d'ensemble.

Le second cas correspond aux pieux souples dits flexibles, dans ce cas, la méthode la plus couramment utilisée pour le dimensionnement est la méthode basée sur les déformations. C'est dans ce cadre que s'inscrit l'hypothèse de l'approche au module de réaction basée sur le modèle de Winkler (1867) [27].

La méthode de Winkler consiste à modéliser l'interaction entre le sol et le pieu par une série de ressorts indépendants entre eux de raideur variables. La raideur permet de relier directement la réaction latérale du sol «  $p$  » et le déplacement du pieu «  $y$  ». Cette méthode est à la base des courbes  $p$ - $y$ , les ressorts ont alors un comportement non-linéaire.

## 2.2 L'approche Winkler [27]

Winkler considère que le pieu est supporté par une série de ressorts non couplés. Ces ressorts peuvent être considérés élastiques linéaires, mais plus correctement, ils devraient être modélisés comme des ressorts non linéaires. La forme de la relation charge-déformation est décrite par des courbes  $p - y$ , où «  $p$  » est la résistance du sol et «  $y$  » est le déplacement du pieu. Les techniques des différences finies peuvent ensuite être utilisées pour déterminer la réponse du système pieux à ressort à la charge latérale appliquée.

Bien avant que la recherche sur les pieux chargés latéralement ne commence, les ingénieurs des fondations se sont penchés sur la possibilité de représenter des fondations peu profondes souples et assez longues (par exemple, semelles filantes) comme des poutres reposant sur des fondations. Dans le contexte de l'approche de la poutre de Winkler, la poutre représente la fondation (par exemple, les semelles, les pieux, etc.) et la fondation représente la masse de sol. Dès 1867, Winkler (1867) a proposé que la résistance verticale d'un terrain aux forces extérieures peut être supposée proportionnelle au déplacement du sol. En prolongeant cette idée, les

chercheurs ont représenté le sol par une série de ressorts élastiques de sorte que la compression (ou l'extension) du ressort qui est la même que le déplacement du sol, soit proportionnel à la charge appliquée.

La constante d'élasticité représente la rigidité du sol support aux charges appliquées. Ce concept a été étendu en plaçant une poutre d'Euler-Bernoulli au-dessus de la fondation élastique et en appliquant des charges au-dessus de la poutre (Figure 2.1). Hetenyi (1946) [16] a présenté des solutions pour les poutres sur fondation avec une réponse linéaire à travers une équation différentielle du quatrième ordre qui régit la flèche de la poutre. Les paramètres d'entrée nécessaires sont le module d'élasticité, la géométrie de la poutre, la constante élastique de la fondation (sol), l'amplitude et la répartition de la charge appliquée. À la suite de cette analyse, la flèche de la poutre, le moment de flexion et les contraintes de cisaillement le long de la portée de la poutre peuvent être déterminés.

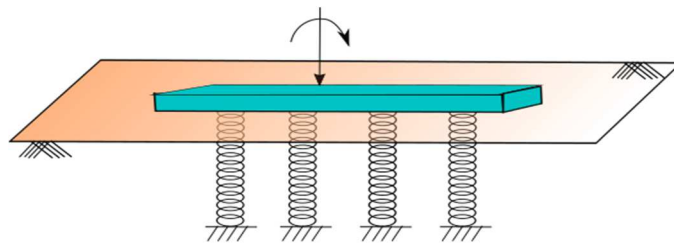


Figure 2.1 Poutre sur fondation élastique

L'approche poutre sur fondation de Winkler peut aussi être appelée l'approche du module de réaction, car la constante élastique de la fondation peut être liée au module de réaction d'une masse de sol (Terzaghi, 1955) [21]. Terzaghi suggère des valeurs du module de réaction qui peuvent être utilisées dans l'équation-type de la poutre, qui a été développé précédemment par Hetenyi, pour la solution du déplacement et du moment de flexion, mais il n'a pas donné de résultats expérimentaux ou des procédures analytiques pour valider ses recommandations.

La notion de poutre sur fondation a ensuite été adaptée par des chercheurs aux pieux chargés latéralement par ce que, dans la plupart des cas, les pieux se comportent comme des poutres flexibles vis-à-vis du chargement latéral

(transversal), et le problème peut être considéré comme une poutre sur fondation de Winkler tournée de 90° (Figure 2.2).

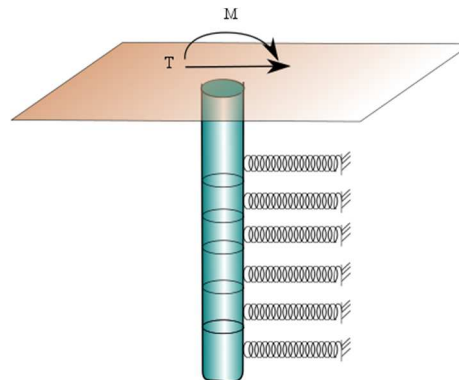


Figure 2.2. Pieu chargé latéralement modélisé par des ressorts

Matlock et Reese (1960) [28] ont présenté une méthode itérative pour une solution généralisée pour des pieux rigides et flexibles chargés latéralement incorporés dans des sols avec deux formes différentes de module de réaction variant avec la profondeur.

Le problème des pieux chargés latéralement est plus complexe parce que le comportement réel des sols est non linéaire, en particulier le sol qui entoure la partie supérieure du pieu. Les ressorts linéaires, comme supposé par Winkler (1867) [27], ne peuvent être utilisés pour les pieux chargés latéralement, et ont été remplacés par des ressorts non linéaires (dont la valeur de la constante des ressorts change avec le déplacement du pieu). En conséquence, l'équation différentielle du quatrième ordre est devenue non linéaire et la méthode des différences finies a été utilisée pour résoudre itérativement l'équation.

### 2.3 Notions de courbes $P - Y$

McClelland et Focht (1958) [29] peuvent être considérés comme les auteurs à l'origine de la méthode d'analyse  $p - y$  des pieux chargés latéralement. Ils ont proposé une procédure pour corréliser les données contrainte-déformation du triaxiale à la courbe  $p - y$  pour différentes profondeurs et d'estimer le module de réaction de chaque couche.



Dans une série de rapports pour Shell Development Company, Matlock et ses collègues ont effectué des essais statiques et cycliques in situ et au laboratoire sur des pieux chargés latéralement dans l'argile molle.

Ils ont décrit la notion  $p - y$  comme étant la relation qui relie la résistance du sol " $p$ " résultant du champ des contraintes non uniforme entourant le pieu mobilisé en réponse à un déplacement latéral du sol " $y$ " (voir Figure 2.3). Pour un seul pieu, une famille de courbes  $p - y$  peut être établie ; leur rigidité augmente habituellement avec la profondeur. En 1970, Matlock propose des procédures pour la construction de courbes  $p - y$  pour les argiles molles sous chargement statique et cyclique et qui ont été codifiées dans l'API (American Petroleum Institut, 2014) [30] .

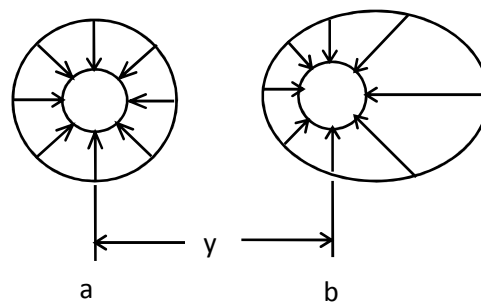


Figure 2.3. Distribution des contraintes autour du pieu avant et après le chargement latéral (Reese et Impe 2001) [22]

Ces outils analytiques fournissent des plateformes hautement efficaces pour l'analyse des courbes  $p - y$  des pieux sous chargement latéral statique et cyclique dans les sols stratifiés.

Au cours des années, de nombreuses autres courbes  $p - y$  différentes ont été développés pour différents types et / ou conditions de sol. Georgiadis (1983) [31] a proposé une méthode de construction de courbes  $p - y$  pour sol stratifié en introduisant une profondeur équivalente de toutes les couches existantes au-dessous de la couche supérieure.

Des modifications des courbes  $p - y$  pour des sols en roche de faible pente et l'effet des inclinaisons des pieux sont également disponibles à présent pour les pieux chargés latéralement en utilisant l'approche de la poutre de Winkler.

En utilisant la méthode d'analyse  $p - y$  de Winkler, le déplacement du pieu peut être estimé comme une fonction de la charge appliquée dans des conditions de travail. En d'autres termes, la conception à l'état limite de service du déplacement latérale d'un pieu peut être faite en utilisant cette méthode.

Etant donné que l'état limite de service est une préoccupation importante dans la conception des pieux chargés latéralement, l'approche de la poutre de Winkler est devenue la méthode d'analyse la plus largement utilisée pour le calcul de la réponse des pieux chargés latéralement. Cependant, il existe un inconvénient. La simplification unidimensionnelle du modèle sol-pieu ne tient pas compte de composantes radiales et tridimensionnelles de l'interaction.

Dans la méthode  $p - y$  un pieu chargé latéralement est modélisé comme un problème d'interaction sol-structure parce que la charge latérale appliquée se traduit par un déplacement latéral du pieu, qui provoque des réactions dans le sol. L'équilibre statique entre le pieu et le sol doit être obtenu. La solution numérique du problème nécessite une relation entre les déformations du pieu et les réactions du sol. Matlock (1970) utilise l'hypothèse que la réaction Winkler du sol en un point ne dépend que du déplacement du pieu en ce point-là et non pas des déplacements du pieu au-dessus et au-dessous. Le sol peut donc être retiré et remplacé comme indiqué dans la figure 2.4 par un ensemble de mécanismes pour les besoins de l'analyse.

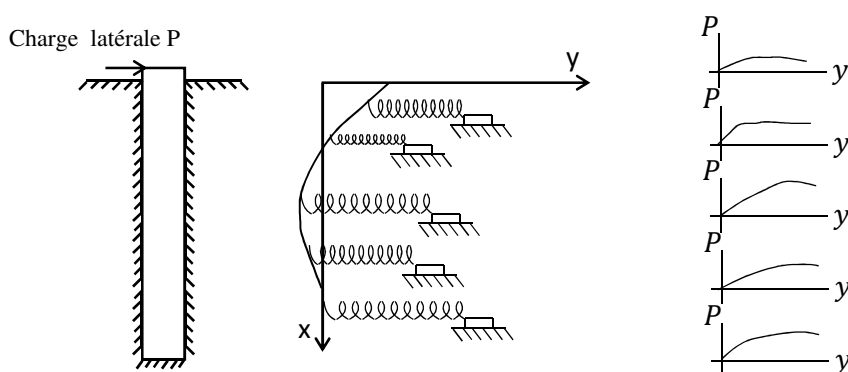


Figure 2.4. Modèle d'un pieu sous chargement latéral (Reese 1984)

Les courbes de réponse des sols représentées sont des modèles simples utilisés pour représenter les sols naturels. Une courbe typique  $p - y$  pour le sol est montrée dans la figure 2.5.

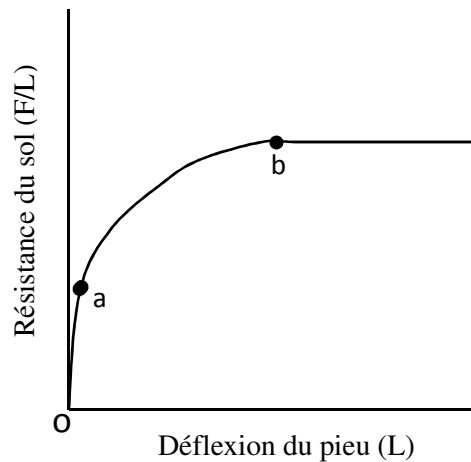


Figure 2.5 : Courbe  $p$ - $y$  théorique (Reese, 1984)

Ces courbes présentent la force  $P$  par unité de longueur le long du pieu, en fonction du déplacement du pieu  $y$ . Le début de la courbe  $oa$  est représentatif de l'action élastique du sol. La zone de transition de la courbe est représentée par  $ab$ . La résistance ultime du sol est atteinte au point  $b$ .

Les courbes du moment de flexion obtenues à partir des essais de chargement latéraux peuvent être utilisées pour obtenir les valeurs de «  $p$  » et de «  $y$  » en des points le long du pieu à l'aide des équations suivantes :

$$y = \iint \frac{M(x)}{EI} \quad (2.1)$$

$$p = \frac{d^2}{dx^2} M(x) \quad (2.2)$$

$EI$  est la rigidité de flexion du pieu,  $y$  est le déplacement latérale en un point  $x$  le long du pieu,  $x$  est la position le long du pieu,  $P_x$  est la charge axiale sur le pieu,  $P$  est la réaction du sol par unité de longueur.

### 2.3.1 Les formulations P-Y adoptées par API et DNV

Dans L'approche de Winkler, le système sol-fondation est modélisé comme une poutre sur une fondation non linéaire et le sol est représenté par une série de ressorts non couplés dont la réponse est décrite par une courbe appelée courbe  $p - y$  (Figure 2.6). Ce modèle implique la résolution de l'équation différentielle du quatrième ordre :

$$(EI)_p(z) \frac{d^4 y}{dz^4} + V \frac{d^2 y}{dz^2} - p - w = 0 \quad (2.4)$$

Dans cette équation,  $V$  est la charge axiale sur le monopieu,  $y$  est le déplacement latérale du monopieu au point  $z$  le long du monopieu,  $p$  est la réaction du sol en unité de force par unité de longueur,  $(EI)_p(z)$  est la rigidité de flexion du monopieu qui peut varier avec la profondeur comme dans le cas de monopieux segmentés ou coniques et  $w$  est la charge distribuée le long de la longueur du monopieu.

Dans la plupart des cas, la charge verticale  $V$  n'est pas prise en compte et la charge distribuée  $w$  est rarement trouvée dans des applications pratiques. Dans ces circonstances, l'équation (2.4) devient :

$$(EI)_p(z) \frac{d^4 y}{dz^4} - p = 0 \quad (2.5)$$

Depuis plus de six décennies, la solution de l'équation (2.5) repose généralement sur la combinaison de deux concepts fondamentaux. Le premier, lié au comportement latéral du monopieu, est l'utilisation de la méthode des différences finies pour discrétiser le monopieu en  $n$  segments résultant de  $(n + 1)$  nœuds. Comme l'équation (2.5) est une équation différentielle du quatrième ordre, la formulation de différences finies au niveau de chaque nœud se traduit par une équation de cinq termes contenant le déplacement latéral du nœud ciblé et les déplacements des quatre nœuds adjacents. Par conséquent, deux points imaginaires en tête du monopieu et deux points imaginaires sous la pointe du monopieu sont nécessaires pour trouver  $y_n$  et  $y_0$  respectivement (Figure 3.6). La modélisation par différence finie de tout le monopieu résulte de  $(n + 5)$  déplacements latéraux inconnus. Le deuxième concept est l'utilisation des courbes  $p - y$  qui sont fournies à chaque niveau de nœud donnant la réponse du sol en termes de déplacements latérales. La solution globale dépend

fondamentalement de l'hypothèse faite dans les équations englobant les nœuds imaginaires, en particulier à la pointe du monopieu. La solution se déroule itérativement en utilisant les deux concepts, où la réaction du sol dans l'itération actuelle est déterminée sur la base du déplacement trouvé dans l'itération précédente, jusqu'à ce qu'un critère de convergence soit rempli.

La formulation originale des courbes  $p - y$  remonte au début des années soixante-dix, où il y a eu une grande demande pour la conception de pieux supportant les plateformes dans l'industrie offshore du gaz et du pétrole pour lesquelles l'interaction sol-pieu est devenue cruciale pour l'analyse. À cette époque, Reese et ses collègues (Reese et al., 1974) [33] ont testé deux pieux instrumentés identiques installés à Mustang Island, au Texas. Au total, sept essais de chargement ont été effectués sur les pieux, soit deux essais statiques et cinq essais cycliques. Les deux pieux ayant un diamètre de 0,61 m, un rapport d'élançement de 34,4 et ont été installés dans un sable moyen. Sur la base de ces essais sur le terrain, Reese et al. (1974) ont proposé une courbe  $p - y$  semi-empirique composée de quatre segments. En utilisant cette courbe  $p - y$  par segments proposée par Reese et al. (1974) et une base de données relativement grande sur des essais de pieux chargés latéralement, O'Neill et Murchison (1983) ont suggéré une formule hyperbolique pour la courbe  $p - y$  afin de décrire la relation entre la résistance du sol et le déplacement latérale du pieu dans le sable :

$$p(y, z) = Ap_u \tanh\left(\frac{kz}{Ap_u} y\right) \quad (2.6)$$

Dans l'équation (2.6),  $k$  représente le coefficient de réaction du sol initial en fonction de l'angle de frottement interne ou de la densité relative du sol sans cohésion. Ses valeurs peuvent être soit obtenues à partir de la Figure 2.7 (a), soit de l'équation (2.7) qui a été ajustée à partir de la Figure 2.7 (a) par Augustesen et al. (2009) [35] :

$$k = (0.008085 \phi^{2.45} - 26.09)10^3 [kPa/m] \text{ pour } 29^\circ \leq \phi \leq 45^\circ \quad (2.7)$$

Expression dans laquelle  $\phi$  en degrés.

La résistance ultime  $p_u$  est déterminée par l'équation suivante :

$$p_u(z) = \min \begin{cases} (C_1 z + C_2 D_p) \gamma z \\ (C_3 D_p \gamma z) \end{cases} \quad (2.8)$$

Les coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  sont des fonctions de l'angle de frottement interne qui peuvent être soit déterminés à l'aide du graphique de la Figure 2.7 (b), soit des expressions suivantes :

$$C_1 = 0.115 \cdot 10^{0.0405 \phi}, \quad C_2 = 0.571 \cdot 10^{0.022 \phi} \quad \text{and} \quad C_3 = 0.646 \cdot 10^{0.0555 \phi} \quad (2.9)$$

Le coefficient A est déterminé à partir des équations :

$$A = \left( 3.0 - 0.8 \frac{z}{D_p} \right) \geq 0.9 \quad \text{pour un chargement statique} \quad (2.10)$$

$$A = 0.9 \quad \text{pour un chargement cyclique} \quad (2.11)$$

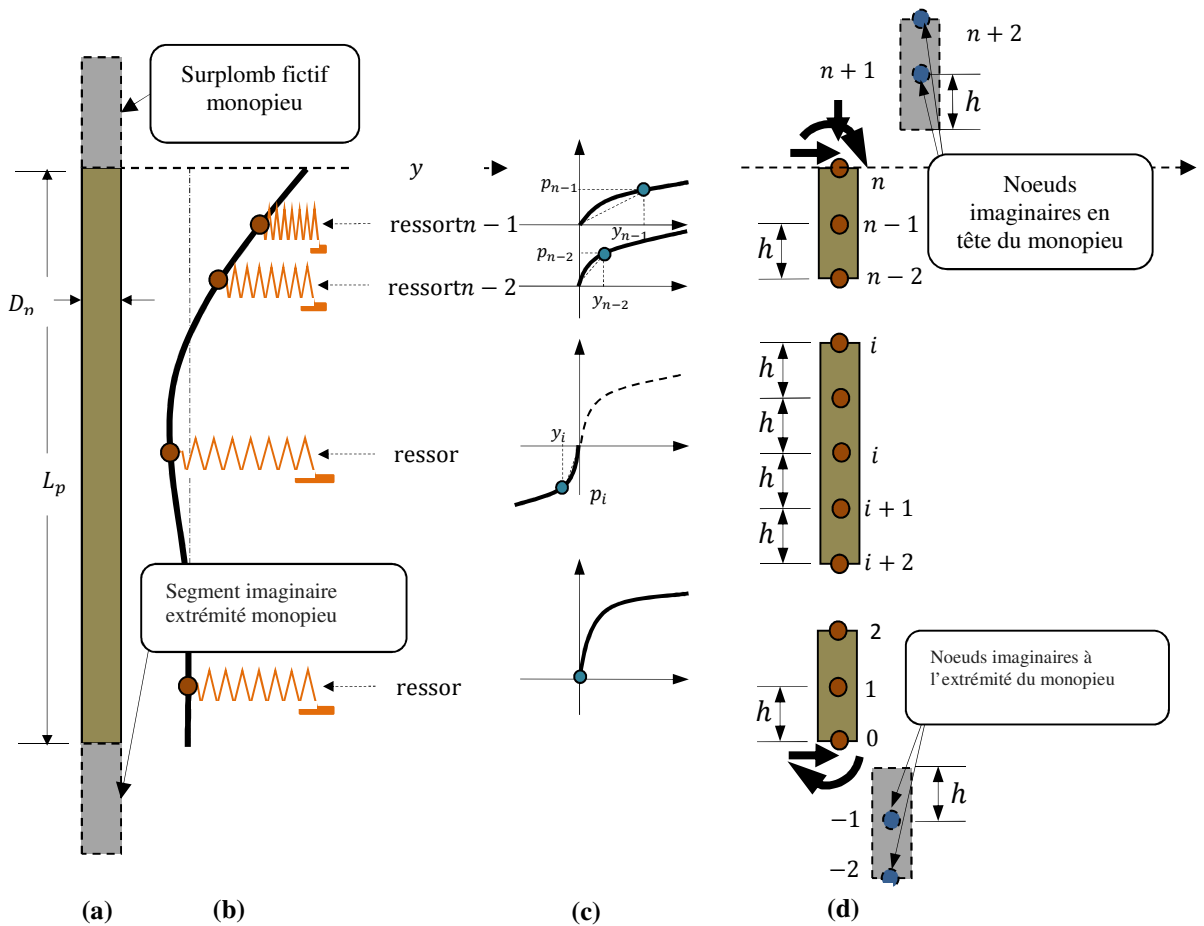
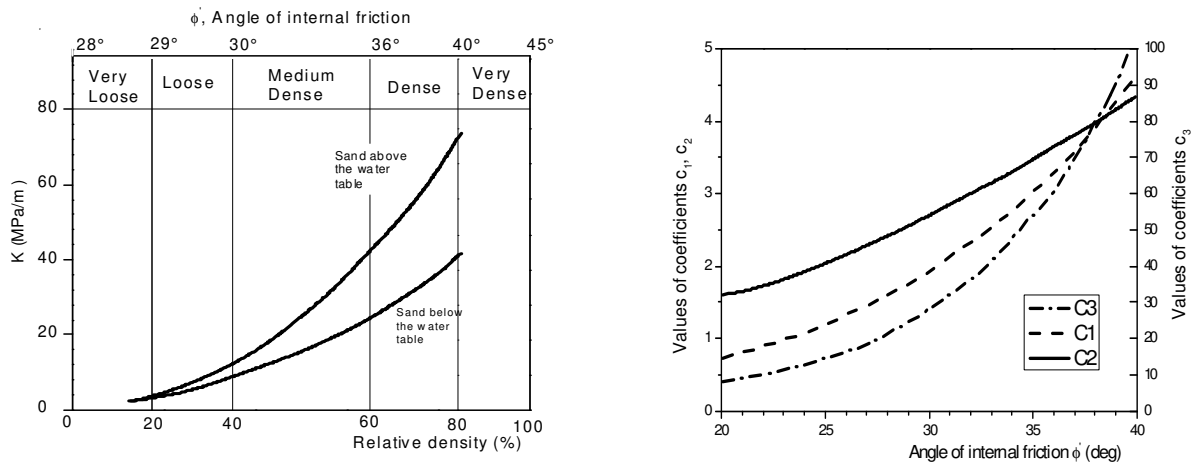


Figure 2.6. Modèle de Winkler appliqué à un monopieu élancé : (a) un monopieu sous charge latérale, (b) modèle de ressort, (c) courbes  $p - y$  prescrites et (d) modélisation en différence finie du monopieu.

La courbe  $p$ - $y$  originale proposée par Reese et al. a été adoptée par l'API pour concevoir des pieux de support de plates-formes dans l'industrie du pétrole et du gaz, puis remplacé plus tard par la formule hyperbolique de l'équation (2.6). Cette formule est toujours utilisée dans la pratique de conception actuelle des monopieux.



Figures 2.7. (a) Variation du coefficient initial de la réaction du sol  $k$  en fonction de la densité relative, (b) Variation des coefficients  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  en fonction de l'angle de frottement interne.

#### 2.4 Courbes $P - Y$ pour l'argile molle

Matlock (1970) [28] a proposé une méthode pour le développement des courbes  $p - y$  dans l'argile molle.

Le programme a été parrainé par un groupe de cinq compagnies pétrolières pour la recherche sur les pieux chargés latéralement des structures offshore dans l'argile marine molle normalement consolidée. Le pieu d'essai avait un diamètre de 0,323 m et était enfoui à une profondeur de 3,88m. Le pieu était équipé de 35 paires de jauges de déformation électrique pour fournir des mesures extrêmement précises du moment de flexion. Le pieu a été testé dans l'argile près du lac Austin, au Texas, ensuite récupéré et testé de nouveau dans les argiles à Sabine Pass, au Texas.

L'analyse structurale de ce problème est équivalente à un ensemble poteau-poutre sur une fondation inélastique. L'hypothèse Winkler permet de diviser le sol en plusieurs couches indépendantes fournissant la résistance du sol  $p$  et le déplacement du pieu  $y$ .

La dérivation des moments de flexion mesurés donne des courbes précises de la distribution de la réaction du sol le long du pieu. L'intégration des diagrammes de moment de flexion donne le déplacement le long du pieu. Des chargements incrémentiels ont été appliqués sur des profondeurs choisies et la courbe  $p$  fonction de  $y$  a été tracée. La procédure de conception recommandée a été basée sur ces courbes expérimentales  $p - y$ .

Les parties supérieures des sols du Lac Austin avaient été soumises à la dessiccation et contenaient des joints et des fissures. L'argile Sabine était plus caractéristique d'un dépôt marin légèrement surconsolidé. Par conséquent, le développement des critères de conception c'est basé principalement sur les résultats des tests de Sabine.

#### 2.4.1 Procédure pour l'établissement des courbes p-y pour l'argile molle :

À court terme et pour des charges statiques, Matlock recommande ce qui suit :

1. Obtenir la meilleure estimation possible de la variation de  $c_u$  (résistance au cisaillement non-drainée) et de  $\gamma'$  (poids unitaire déjaugé) avec la profondeur.
2. Obtenir les valeurs de  $\varepsilon_{50}$ , la déformation qui correspond à la moitié de la contrainte maximale. Les valeurs typiques de  $\varepsilon_{50}$  sont donnés dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 Valeurs de  $\varepsilon_{50}$  pour les argiles molles (Matlock, 1970)

Consistance de l'argile	$\varepsilon_{50}$
molle	0,020
moyenne	0,010
rigide	0,005

3. Calculer la résistance ultime du sol par unité de longueur du pieu, en utilisant la plus petite valeur obtenue des équations 2.12 et 2.13

$$P_U = \left[ 3 + \frac{\gamma'_{moy}}{c_u} x + \frac{J}{b} x \right] c_u b \quad (2.12)$$

$$P_U = 9c_u b \quad (2.13)$$

Dans ces équations :



$\gamma'_{moy}$  est le poids volumique déjaugé moyen de la surface du sol à la courbe p-y.

$c_u$  est la résistance au cisaillement à la profondeur  $x$ ,

$x$  est la profondeur à partir de la surface du sol,  $b$  est la largeur du pieu, et  $J$  est un paramètre empirique déterminé expérimentalement égale à 0,5 pour les argiles molles et 0,25 pour les argiles moyennes. En utilisant ces équations, la valeur de  $P_u$  est calculée et à chaque profondeur une courbe  $p - y$  est nécessaire.

4. Calculer la valeur du déplacement  $y_{50}$  à la moitié de la résistance ultime du sol en utilisant l'équation 2.14 :

$$y_{50} = 2,5\varepsilon_{50}b \quad (2.14)$$

5. Calculer les points pour les courbes p-y en utilisant l'équation 2.15. La valeur de p reste constante au-delà de la valeur de  $8y_{50}$ .

$$\frac{P}{P_U} = 0.5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.15)$$

La figure 2.8 montre une courbe p-y pour un chargement statique à court terme en utilisant la procédure de Matlock pour l'argile molle au-dessous de la nappe phréatique.

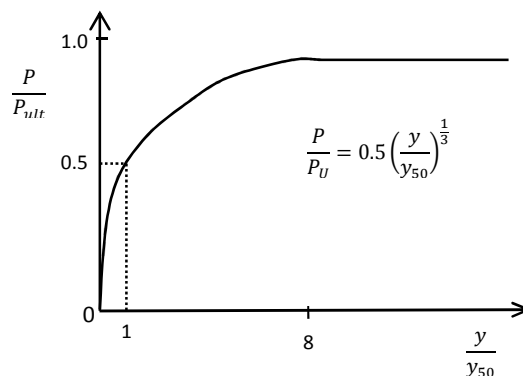


Figure 2.8. Courbes p-y pour les argiles molles sous chargement statique au-dessous de la nappe phréatique. (Matlock 1970)

### 2.5 Courbe p-y pour les sables

Reese, Cox et Grubbs (1974) [33] ont effectué une série d'essais sur un site de Mustang Island, près de Corpus Christi. Les essais de chargement latéral ont été réalisés sur deux pieux tubulaires en acier de 60 cm de diamètre, enfouis à une profondeur de 21 mètres. Un pieu a été testé sous chargement à court terme tandis que l'autre a été soumis à un chargement répété. Le sol du site était du sable fin, de granulométrie uniforme avec un angle de frottement interne de 39 degrés.

Le niveau d'eau a été maintenu à quelques centimètres au-dessus du sol tout au long des essais pour simuler les conditions offshore. Reese, Cox, et Koop (1974) ont présenté un document d'accompagnement à la sixième Conférence annuelle sur les technologies offshore. Ce document présente les recommandations pour les courbes p-y dans le sable. Bien que les essais ont été effectués dans du sable submergé, les tests ont été appliqués aux sables au-dessus de la nappe phréatique en y faisant les ajustements de poids unitaire en fonction de la position de la nappe phréatique.

Pour des chargements statiques et cycliques, une série de charges latérales ont été appliquées aux pieux d'essai. En utilisant l'instrumentation appropriée pendant l'essai, des courbes de moment de flexion ont été obtenues pour chaque charge appliquée aux pieux. Les courbes des moments de flexion obtenues lors des essais, permettent avec les conditions aux limites appropriées pour chaque type de chargement, aux valeurs de  $p$  et  $y$  d'être calculées en résolvant les équations 2.1 et 2.2. La solution de l'équation 2.1 peut être obtenue avec des résultats précis contrairement à l'équation 2.2. Des mesures de moments précises sont nécessaires pour résoudre l'équation 2.2 analytiquement.

Les courbes de résistance du sol dans cette étude ont été obtenues en supposant que le module d'élasticité du sol pourrait être établi comme une fonction de la profondeur par une courbe non linéaire. Les paramètres de la courbe non linéaire ont été calculés à partir des données d'essais, ce qui a permis d'obtenir la solution analytique de la courbe de réaction du sol. Bien qu'il y ait une certaine base théorique pour cette méthode, l'empirisme impliqué dans les recommandations a été développé parce que le comportement du sable n'a pas donné une analyse tout à fait rationnelle.

#### 2.5.1 Procédure pour l'établissement des courbes p-y pour les sables :

Déterminer les valeurs initiales du poids volumique du sable  $\gamma$ , de l'angle de frottement interne  $\varphi$  et du diamètre du pieu  $b$ .

1. Calculer :

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} ; K_0 = 0,4 ; K_a = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) ;$$

$K_0$  : coefficient de pression des terres au repos.

$z$  est la profondeur au-dessous de la surface du sol

2. Calculer la valeur de la résistance ultime du sol par unité de longueur du pieu en utilisant la plus petite valeur des équations 2.16 et 2.17 :

La résistance ultime du sol a été trouvée en utilisant des diagrammes de corps libre et en supposant que la théorie de rupture de Mohr-Coulomb était valable pour le sable.

Les équations 2.16 et 2.17 donnent la valeur de la résistance ultime du sol près de la surface et en profondeur, respectivement.

$$P_{st} = \gamma z \left[ \frac{K_0 z \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) + K_0 z \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_a b \right] \quad (2.16)$$

$$P_{sd} = K_a b \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + K_0 b \gamma z \tan \phi \tan^4 \beta \quad (2.17)$$

Les équations 2.16 et 2.17 peuvent être égalisées pour trouver une profondeur  $z_t$ , qui définit l'intersection où la résistance ultime du sol près de la surface et bien en dessous de la surface se rencontrent. L'équation 2.16 doit être utilisée au-dessus de cette profondeur, et l'équation 2.17 au-dessous.

Les courbes  $P - y$  peuvent être construites à des profondeurs souhaitées à l'aide de ces équations. Une courbe  $p - y$  développée en utilisant cette méthode est montrée sur la figure 2.9. La courbe contient trois lignes droites et une parabole. Pour donner une forme cohérente entre les courbes  $p - y$  expérimentales et les courbes recommandées, la parabole et la deuxième ligne droite ont été choisis de façon empirique. La pente de la partie initiale de la courbe  $p - y$  est donnée par le tableau 2.2.

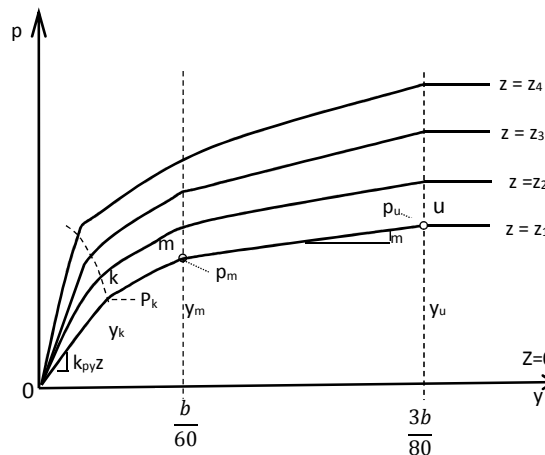


Figure 2.9. Forme caractéristique des courbes  $p - y$  pour le sable sous chargement cyclique et statique (Reese, Cox, et Koop, 1974)

Tableau 2.2 Valeurs de K par Terzagui pour les sables immergés (Reese, Cox, and Koop, 1974) [33]

Densité relative	lâche	Moyen	dense
Fourchette de K (Kg/m <sup>3</sup> )	41,6 - 123	123 - 416	416 - 817

Un facteur d'ajustement empirique a été nécessaire pour adapter les valeurs de la résistance ultime du sol calculées aux valeurs mesurées. Le facteur a été obtenu en divisant les valeurs observées par les valeurs calculées. Les valeurs calculées ont ensuite été ajustés par ce facteur afin d'obtenir  $P_u$  proposé dans la méthode. La partie intermédiaire de la courbe est définie par les points  $P$  et  $Y$  correspondant à  $k$ ,  $m$ , et  $u$  dans la figure 2.9. Les valeurs respectives de  $y_m$  et  $y_u$  se sont avérés égales à  $B/60$  et  $3b/80$ . La valeur de  $p_m$  peut être obtenue en multipliant la résistance ultime du sol (équations 2.16 et 2.17) par un facteur empirique, non dimensionnel  $B$  représenté sur la figure 2.17.

La courbe  $p - y$  est composé d'une parabole entre les points  $k$  et  $m$ . La parabole passe par l'origine et relie au point  $m$ , une pente égale à la pente de la droite de  $m$  à  $u$ . Le point  $k$  est l'intersection de la parabole avec la droite initiale. Au-delà de  $u$  la ligne est horizontale. Une méthode pas à pas pour obtenir les valeurs de la parabole et des lignes est donnée dans les recommandations, mais ne sera pas abordée.

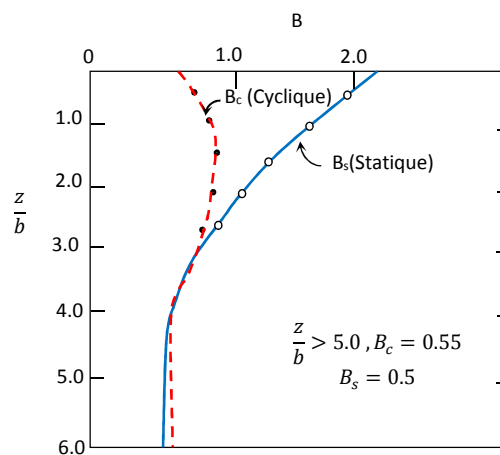


Figure 2.10. Coefficient adimensionnel  $B$  pour la résistance du sol en fonction de la profondeur (Reese, Cox, et Koop, 1974)

La courbe  $p - y$  est composé d'une parabole entre les points  $k$  et  $m$ . La parabole passe par l'origine et relie au point  $m$ , une pente égale à la pente de la droite de  $m$  à  $u$ . Le point  $k$  est l'intersection de la parabole avec la droite initiale. Au-delà de  $u$  la ligne est horizontale. Une méthode pas à pas pour obtenir les valeurs de la parabole et des lignes est donnée dans les recommandations, mais ne sera pas abordée.

## 2.6 Courbes p-y pour les argiles raides au-dessus de la nappe

Welch et Reese (1972) ont testé latéralement un puits foré de 0,762 m de diamètre et 12.8 m de profondeur. Le site testé se trouve à Houston, au Texas. Le sol du site se compose de 8.53 m d'argile rouge raide à très raide, d'une couche de 0.60 m de limon et d'argile, et d'argile limoneuse très rigide ocre jusqu'à une profondeur de 12.8 m. Les critères sont développés pour des puits forés soumis à un chargement latéral à la fois statique et cyclique, au-dessus de la nappe phréatique parce que cette dernière se situait à une profondeur de 16.76 m au moment du test. Un tube en acier de 25.4 cm de diamètre a été utilisé comme instrument de conduite, et qui était prolongé de 0,6m au-dessus du sol pour une longueur totale de 13.41m. Les jauges de déformation ont ensuite été placées dans des points stratégiques le long du pieu pour obtenir les mesures requises. Reese et Welch (1975) [34] ont analysé les données obtenues afin de créer les courbes  $p - y$ . L'objectif était d'obtenir ces courbes  $p - y$  expérimentales pour résoudre les équations 2.1 et 2.2 discutés précédemment. Pour assurer la simple différenciation et l'intégration, un polynôme décrivant une série entière tronquée a été utilisé pour décrire les données. Une technique des moindres carrés a ensuite été utilisée pour adapter la fonction aux données. Un polynôme du septième degré a été trouvé pour adapter les données sans comportement irrégulier. Cette courbe est ensuite doublement intégrée pour obtenir le déplacement du pieu en fonction de la profondeur.

Le cisaillement est obtenu en dérivant le polynôme et la réaction du sol est obtenue en dérivant le cisaillement. Les courbes  $p - y$  sont alors obtenues en traçant la réaction du sol et le déplacement pour des profondeurs choisies pour différentes charges. Les recommandations ont été basées sur ces courbes  $p - y$ .

### 2.6.1 Procédure de calcul des courbes p-y pour un chargement statique

Cette procédure est illustrée dans la figure 2.11

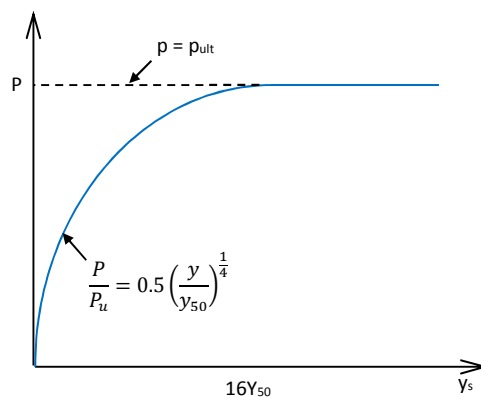


Figure. 2.11 Courbe caractéristique  $p - y$  des argiles raides au-dessus de la nappe phréatique sous chargement statique

1. Déterminer les valeurs de la résistance au cisaillement  $C$ , poids volumique unitaire  $\gamma$ , et le diamètre du pieu  $b$ .
2. Déterminer les valeurs de  $\varepsilon_{50}$  à partir de la courbe contrainte déformation, si cette dernière n'est pas disponible, utiliser une des valeurs de 0,010 ou 0,005, la plus grande valeur étant la plus conservatrice.
3. Calculer la résistance ultime du sol par unité de longueur du pieu  $p_{ult}$  en utilisant la plus petite des valeurs des équations 2.12 et 2.13.
4. Calculer le déplacement  $y_{50}$  correspondant à la moitié de la résistance ultime du sol à partir de l'équation 2.14

Les points décrivant la courbe p-y sont calculés à partir de la relation suivante :

$$\frac{P}{P_u} = 0.5 \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (2.18)$$

Avec  $P = P_u$  pour  $y > 16y_{50}$

Cette équation a été obtenue à partir de la courbe formée en traçant les valeurs de  $p/p_u$  et  $y/y_{50}$ . Cette équation est similaire à celle proposée par Matlock, et lorsque les valeurs ont été comparées elles étaient en bon accord près

de la surface du sol. Comme il s'agit de la zone la plus critique, les équations de la résistance ultime des sols de Matlock ont été adoptées (équations. 2.12 et 2.13).

La seule différence utilisée dans cette méthode est que  $C$  est la résistance au cisaillement moyenne de la surface du sol à la profondeur  $x$ , au lieu de la résistance au cisaillement à la profondeur  $x$ .

L'hypothèse qui a été faite est que la forme des courbes contrainte-déformation du laboratoire et les courbes  $p - y$  expérimentales seraient similaires. Cette corrélation forme l'équation 2.19.

$$y = \left( \frac{2.5b}{\varepsilon_{50}} \right) \varepsilon^2 \quad (2.19)$$

Avec les courbes contrainte-déformation du laboratoire, les équations 2.12, 2.13, 2.14, 2.18, et 2.19 peuvent être utilisés pour établir les courbes  $p - y$  pour une fondation profonde dans l'argile raide au-dessus de la nappe phréatique avec un diamètre donné et sous charge statique à court terme. Les courbes  $p - y$  pour le chargement cyclique peuvent être obtenues avec addition de mesures supplémentaires pour tenir compte de l'effet de charge répétée.

### 2.7 Courbes p-y pour les argiles raides au-dessous de la nappe

Reese, Cox, et Koop (1975) [34] ont réalisé des essais de chargement latéral avec des pieux en tubes d'acier de 641 mm de diamètre et de 15,2 m de profondeur. Les pieux ont été enfoncés dans l'argile raide sur un site près de Manor, Texas. L'argile avait une résistance au cisaillement variant d'environ 96 kPa à la surface du sol à environ 290 kPa à une profondeur de 3,7 m.

Le chargement du pieu a été réalisé d'une manière similaire à celle décrite pour les tests réalisés par Matlock (1970) [28]. La principale différence était l'utilisation d'un système d'acquisition de données qui a permis de prendre une série complète de mesures des jauges de déformation pendant environ une minute.

Ainsi, le fluage des pieux sous chargement continu était faible, voire négligeable. L'inconvénient de ce système est que la précision des courbes de moment de flexion était telle que l'ajustement des courbes était nécessaire pour faire la différence.

En outre, comme dans le cas des recommandations de Matlock pour le chargement cyclique, le cas de la borne inférieure est présenté. Le chargement a été poursuivi jusqu'à ce que le déplacement et les moments de flexion semblent se stabiliser. Un nombre de cycles de chargement de l'ordre de 100, et 500 cycles a été appliqué dans le test de rechargement. O'Neill et Dunnavant (1984) [36] signalent que l'état d'équilibre ne peut être atteint au cours du chargement cyclique de pieux sur le site de Houston. Il est probable que le même résultat aurait été trouvé sur le site Manor, mais les 100 cycles ou plus qui ont été appliqués à Manor, présentaient une charge à laquelle le pieu était proche de son moment de flexion ultime, et qui dépassait le chargement prévu au cours d'une tempête en mer ou sous d'autres types de charges répétées.

Une courbe caractéristique p-y pour un chargement statique est montrée dans la figure 2.12. Cette courbe constitue la base pour l'évaluation de l'effet du chargement cyclique et peut être utilisée pour le chargement soutenu dans certaines circonstances.

### 2.7.1 Procédure pour la construction de la courbe p-y pour les argiles raides au-dessous de la nappe phréatique :

1. Obtenir les valeurs de  $c_u$ ,  $\gamma'$  et le diamètre du pieu  $b$ .
2. Calculer la valeur moyenne de la résistance au cisaillement non drainée  $c_a$  au-dessus de la profondeur  $x$ .
3. Calculer la résistance du sol par unité de longueur du pieu,  $p_c$ , en utilisant la plus petite valeur de  $p_{ct}$  ou  $p_{cd}$  à partir des équations 2.20 et 2.21.

$$p_{ct} = 2c_a b + \gamma' b x + 2.83 c_a x \quad (2.20)$$

$$p_{cd} = 11c_b \quad (2.21)$$

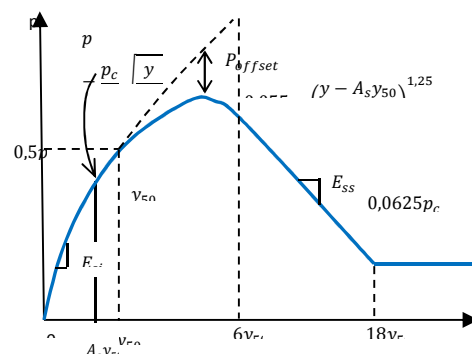


Figure. 2.12 Forme caractéristique des courbes p-y des argiles raides au-dessous de la nappe phréatique (Reese, Cox, and Koop, 1975)



4. Etablir la portion initiale de la courbe  $p - y$  en utilisant la valeur appropriée de  $k_s$  et  $k_c$  du tableau 2.3.

$$p = (kx) y \quad (2.22)$$

Tableau 2.3 : Valeurs représentatives de K pour l'argile raide

	<b>Résistance au cisaillement moyenne</b>		
	50 – 100 Kpa	100 - 200 Kpa	300 – 400 Kpa
<b>K<sub>s</sub></b> (statique)	135.7 MN/m <sup>3</sup>	271.4 MN/m <sup>3</sup>	543 MN/m <sup>3</sup>
<b>K<sub>c</sub></b> (cyclique)	54.3 MN/m <sup>3</sup>	108.5 MN/m <sup>3</sup>	217 MN/m <sup>3</sup>

Calculer  $y_{50}$  telle que :

$$y_{50} = \varepsilon_{50} \cdot b \quad (2.23)$$

En utilisant une valeur appropriée de  $\varepsilon_{50}$  des tests laboratoires ou à partir du tableau 2.4

Tableau 2.4 : Valeurs représentatives de  $\varepsilon_{50}$  pour l'argile raide

<b>Résistance au cisaillement moyenne</b>	<b><math>\varepsilon_{50}</math></b>
50 – 100 Kpa	0.007
100 - 200 Kpa	0.005
300 – 400 Kpa	0.004

5. Etablir la première portion parabolique de la courbe p-y à l'aide de l'équation suivante :

$$p = 0.5p_c \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} \quad (2.24)$$

Avec  $p_c$  calculé à partir des équations (2.20) et (2.21).

6. Etablir la seconde portion de la courbe p-y à partir de l'équation :

$$p = 0.5p_c \left( \frac{y}{y_{50}} \right)^{0.5} - 0,055p_c \left( \frac{y - A_s y_{50}}{A_s y_{50}} \right)^{1,25} \quad (2.25)$$

$A_s$  est un facteur d'ajustement déterminé graphiquement.

L'équation (2.25) définit la portion de la courbe du point  $A_s y_{50}$  au point  $6A_s y_{50}$

7. Etablir la ligne droite suivante de la courbe  $p-y$  :

$$p = 0.5p_c\sqrt{6A_s} - 0.411p_c - \frac{0.0625p_c}{y_{50}} (y - 6A_s y_{50}) \quad (2.26)$$

L'équation (2.26) définit la portion de la courbe du point  $6A_s y_{50}$  au point  $18A_s y_{50}$

8. Etablir la dernière ligne droite de la courbe  $p - y$  :

$$p = 0.5p_c\sqrt{6A_s} - 0.411p_c - 0.75P_c A_s \quad (2.27)$$

$$\text{Où} \quad p = p_c(1.225\sqrt{A_s} - 0.75A_s - 0.411) \quad (2.28)$$

L'équation (2.27) devrait définir la portion de la courbe  $p - y$  à partir du point  $y$  égal à  $18A_s y_{50}$ .

## 2.8 Courbes $p-y$ pour les sols stratifiés

Il existe de nombreux cas dans lesquels le sol en surface est stratifié, si les couches se trouvent dans la zone où le sol se déplace en haut et vers l'extérieur en coin, quelques modifications dans la méthode seraient nécessaires pour le calcul de la résistance ultime du sol  $p_u$ , et en conséquence, des modifications dans les courbes  $P - Y$  s'imposent.

Le problème des sols stratifiés a fait l'objet d'une étude approfondie par Allen (1985), cependant les formulations d'Allen nécessitent l'utilisation de plusieurs programmes. L'intégration des méthodes développées par Allen avec les méthodes présentées ci-dessous ne sera possible que lorsque cette recherche sera mise sous une forme facilement utilisable.

### 2.8.1 Méthode de Georgiadis [31]

La méthode de Georgiadis (1983) est basée sur la détermination de la profondeur équivalente de toutes les couches qui se trouvent au-dessous de la couche supérieure. Les courbes  $P - Y$  de la couche supérieure sont déterminées par les méthodes des sols homogènes décrites plus-haut. Pour calculer les courbes  $P - Y$  pour la seconde couche, la profondeur équivalente  $H_2$  jusqu'en haut de la seconde couche doit être déterminée en sommant les résistances ultimes de la couche supérieure et en équivalant cette valeur à la somme des résistances ultimes de la

même couche en la considérant constituée du même matériau que la seconde couche. Les valeurs de  $P_U$  sont calculées par les équations données plus haut. Ainsi, les deux équations suivantes sont résolues simultanément pour  $H_2$ .

$$F_1 = \int_0^{H_1} P_{u1} dH \quad (2.29)$$

$$F_2 = \int_0^{H_2} P_{u2} dH \quad (2.30)$$

L'épaisseur équivalente  $H_2$  de la couche supérieure avec les propriétés de la seconde couche est utilisée pour le calcul des courbes  $P - Y$  pour la seconde couche.

Les concepts présentés ci-dessus peuvent être utilisés pour déterminer l'épaisseur équivalente de deux ou de plusieurs couches de sol différentes situés au-dessus de la couche dont on veut calculer les courbes  $P - Y$ . La profondeur équivalente peut être soit inférieure, soit supérieure aux profondeurs initiales des couches, et cela dépendant de la résistance relative du profil de sol comme montré sur la figure 2.13

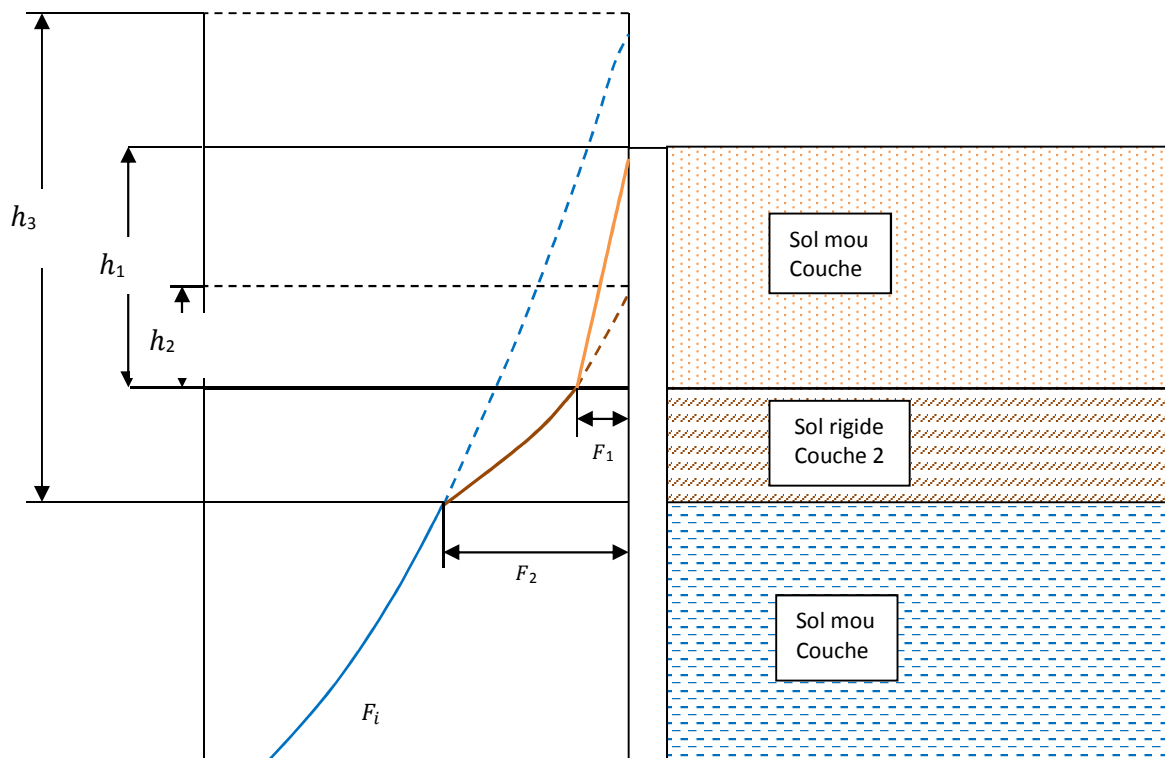


Figure. 2.13 Profondeurs équivalentes pour un sol stratifié

$F_1$  : Forces totales agissant sur le pieu au-dessus du point  $i$  au moment de la rupture.

$h_i$  : Profondeur équivalente à la surface de la couche de sol  $i$ .

## 2.9 Dimensionnement des pieux chargés latéralement en se servant de l'approche de Winkler

L'équation du problème doit être résolue pour l'application de la méthode  $p - y$ , une brève dérivation est montrée dans ce qui suit et une méthode de résolution de forme fermée est utilisée pour la version abrégée, une solution générale ne peut être effectuée que par une procédure numérique.

### 2.9.1 Dérivation de l'équation différentielle

Dans la plus part des cas, la charge axiale dans un pieu chargé latéralement a très peu d'influence sur le moment de flexion, mais dans certains cas il est préférable de la prendre en considération dans le processus analytique. La dérivation de l'équation différentielle pour la poutre sur fondation élastique a été présentée par Hetenyi (1946) [16] et est exposée dans ce qui suit.

L'hypothèse qui a été faite est celle d'une barre sur une fondation élastique soumise à une charge verticale ainsi qu'à une paire de forces de compression horizontale  $Q$  agissant au centre de gravité de l'extrémité des sections transversales de la barre.

Considérant un élément infiniment petit de cette barre, non chargé, délimité par deux verticales séparées d'une distance  $dx$ , (voir la figure 2.14), l'équilibre des moments (en ignorant les termes de second ordre) conduit à l'équation :

$$(M + dM) - M + Qdy - Vvdx = 0 \quad (2.31)$$

$$dM/dx + Q dy/dx - Vv = 0 \quad (2.33)$$

La différenciation de cette dernière équation par rapport à  $x$ , on obtient l'équation suivante :

$$\frac{d^2M}{dx^2} + Q \frac{d^2y}{dx^2} - \frac{dv}{dx} = 0 \quad (2.34)$$

On obtient les définitions suivantes :

$$\frac{d^2M}{dx^2} = EI \frac{d^4y}{dx^4}$$

$$\frac{dV_v}{dx} = p$$

$$P = -E_s y$$

Dans lesquelles  $E_s$  est égale au module sécant de courbe de la réponse du sol.

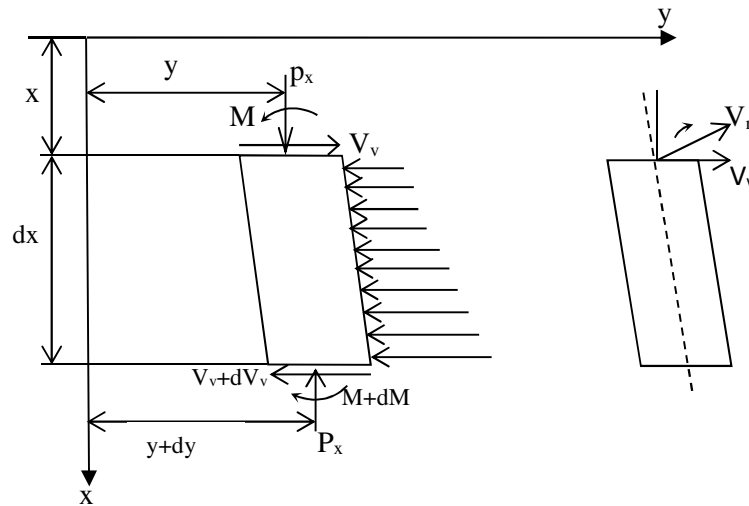


Figure 2.14 Elément de la poutre sur fondation (Hetenyi, 1964)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Q \frac{d^2 y}{dx^2} + E_s y = 0 \quad (2.35)$$

La direction de la force de cisaillement  $V_v$  est montrée à la figure 2.14. La force de cisaillement dans le plan normal à la ligne de déflexion peut être obtenu par :

$$V_n = V_v \cos S - Q \sin S \quad (2.36)$$

Etant donné que  $S$  est habituellement petit, on peut admettre la relation d'angle :

$$\cos S = 1 \text{ et } \sin S = dy/dx.$$

En conséquence l'équation 2.37 est obtenue.

$$V_n = V_v - Q \frac{dy}{dx} \quad (2.37)$$

$V_n$  sera essentiellement utilisée dans les calculs, mais  $V_v$  peut être calculé à partir de l'équation 2.37 ou  $dy/dx$  est égal à la rotation  $S$ .

La possibilité de permettre la distribution d'une force  $W$  par unité de longueur le long de la partie supérieure du pieu est utile dans la solution d'un certain nombre de problèmes pratiques. L'équation différentielle devient alors comme indiqué ci-dessous.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Q \frac{d^2 y}{dx^2} - p + W = 0 \quad (2.38)$$

Dans laquelle :

$Q$  : Force axiale dans le pieu

$y$  : déflexion latérale du pieu en un point  $x$  le long du pieu,

$p$  : réaction du sol par unité de longueur

$EI$  : rigidité à la flexion

$W$  : charge distribuée le long du pieu

Les autres formules des poutres nécessaires dans l'analyse des pieux sous charges latérales sont :

$$V_v = EI \frac{d^3y}{dx^3} + Q \frac{dy}{dx} \quad (2.39)$$

$$M = EI \frac{d^2y}{dx^2} \quad (2.40)$$

$$S = \frac{dy}{dx} \quad (2.41)$$

Où :

$V$  = cisaillement dans le pieu

$M$  = Moment de flexion dans le pieu

$S$  = pente de la courbe élastique définie par l'axe du pieu

A l'exception de la charge axiale  $Q$ , la convention de signe utilisée dans l'équation différentielle et le développement qui suit est la même que celle de la mécanique des poutres avec des axes tournés de  $90^\circ$  dans le sens horaire.

Les hypothèses qui ont été faites pour la dérivée de l'équation différentielle sont :

1. Le pieu est droit et présente une section transversale uniforme.
2. Le pieu possède un plan de symétrie longitudinal, les charges et les réactions se trouvent dans ce plan.
3. Le matériau du pieu est homogène
4. La limite proportionnelle du matériau du pieu n'est pas dépassée.
5. Le module d'élasticité du pieu est le même en traction et en compression
6. Les déflexions transversales du pieu sont faibles,
7. Le pieu n'est pas soumis à un chargement dynamique
8. Les déflexions dues à un chargement dynamique sont faibles

### 2.9.2 Solution de la forme réduite de l'équation différentielle

Une forme simple de l'équation différentielle résulte de l'équation 2.35, si les hypothèses faites sont qu'aucune charge axiale n'est appliquée, la rigidité à la flexion est constante avec la profondeur, et que le module du sol  $E_s$  est constant avec la

profondeur et égale à  $\alpha$ . Les deux premières hypothèses peuvent être satisfaites dans plusieurs cas pratiques, cependant, la dernière hypothèse est rarement ou jamais satisfaite en pratique.

La solution montrée dans cette partie est présentée pour deux raisons importantes :

1. Les équations résultantes montrent plusieurs facteurs communs pour toutes les solutions, ainsi la nature du problème est définie.
2. La solution de forme fermée permet le contrôle de l'exactitude des solutions numériques.

Si les hypothèses montrées au-dessus sont utilisées et si l'identité montrée dans l'équation 2.42 est utilisée, la forme réduite de l'équation différentielle est montrée dans l'équation 2.43

$$\beta^4 = \frac{\alpha}{4EI} = \frac{E_s}{4EI} \quad (2.42)$$

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4\beta^4 y = 0 \quad (2.43)$$

La solution de l'équation 2.44 peut être écrite directement :

$$y = e^{\beta x}(C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x}(C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) \quad (2.44)$$

Les coefficients  $C_1, C_2, C_3, et C_4$  doivent être évalués pour différentes conditions aux limites choisies. Un pieu  $EI$  est la rigidité de flexion du pieu,  $y$  est le déplacement latérale en un point  $x$  le long du pieu,  $x$  est la position le long du pieu,  $P_x$  est la charge axiale sur le pieu,  $P$  est la réaction du sol par unité de longueur, et  $W$  est la charge répartie sur toute la longueur du pieu (Reese, 1984). L'équation peut être résolue en utilisant une équation aux différences finies (Equation 2.4)

$$y_{m-2}R_{m-1} + y_{m-1}(-2R_{m-1} - 2R_m + P_x h^2) + y_m(R_{m-1} + 4R_m + R_{m+1} - 2P_x h^2 + k_m h^4) + y_{m+1}(-2R_m - 2R_{m+1} + P_x h^2) + y_{m+2}R_{m+1} - W_m = 0 \quad (2.45)$$

Où

$y_m$  : le déplacement au point  $m$  le long du pieu.

$R_m$  : la résistance à la flexion au point  $m$ .

$P_x$  : la charge axiale.

$k_m$  : le module de réaction du sol au point  $m$ .

$W_m$  : la charge répartie au point  $m$ .

Une fois que les déplacements sont obtenus, les cisaillements, les moments, et la flèche peuvent être déterminés en tous points le long du pieu. La résolution pour l'obtention des déplacements peut être faite à l'aide d'un programme informatique. L'ordinateur fait gagner du temps et évite les erreurs humaines. Cette méthode s'applique uniquement pour la solution d'un cas général en utilisant la méthode  $p - y$ . L'application de la méthode  $p - y$  aux problèmes réels n'est pas aussi simple.

La méthode  $p - y$  pour une réponse non linéaire peut être appliquée à une large gamme de type de sols qui inclut : les courbes  $p - y$  pour l'argile molle (Matlock, 1970), les courbes  $p - y$  pour le sable (Reese, Cox, and Koop, 1974), les courbes  $p - y$  pour l'argile raide au-dessus de la nappe phréatique (Reese et Welch, 1975), et les courbes  $p - y$  pour l'argile raide en dessous de la nappe phréatique (Reese, Cox, et Koop, 1975). Ces quatre méthodes couvrent une large zone de profil de sol.

## 2.10 Conclusion

Dans ce chapitre est présentée la modélisation des pieux chargés latéralement par la méthode de Winkler ainsi que les procédures d'établissement des courbes  $p-y$  pour les différents types de sol. La méthode de Winkler est la base de toutes les réglementations internationales telles que l'API et le DNV, elle décrit l'interaction sol-pieu par une loi de réaction du sol en fonction du déplacement horizontal ( $p - y$ ). Cependant cette loi n'est pas tout à fait correcte étant donné qu'elle suppose que le sol est modélisé par des ressorts représentant des couches de sol indépendantes, ce qui n'est pas exact en réalité, d'où la nécessité d'aller vers des méthodes plus rigoureuses.



## CHAPITRE 3

# PROCEDURE NUMERIQUE POUR CORRELER LE COEFFICIENT DE REACTION DU SOL AVEC LES PROPRIETES DE RIGIDITE DU SOL EN UTILISANT L'APPROCHE SEMI ANALYTIQUE PAR ELEMENTS FINIS.

### Résumé

---

Dans ce chapitre un disque soumis à des déplacements horizontaux imposés à l'interface le séparant du sol élastique environnant est analysé, la réaction du sol est calculée en fonction de différentes valeurs du rayon extérieur du model. Une corrélation entre le coefficient de réaction  $k_s$  et les propriétés de déformation du sol  $E_s$  et  $\nu_s$  est établie sous la forme d' un coefficient adimensionnel  $\lambda$ .

L' expression analytique obtenue est comparée à celles de différents auteurs. Les valeurs trouvées sont introduites dans un code de calcul par la méthode de Winkler. Une analyse paramétrique d' un pieu par la méthode de Winkler ainsi que par la MEF est ensuite effectuée.

---

### 3.1 Introduction

Avec le temps, de plus en plus d'ingénieurs géotechniques s'impliquent dans des conceptions qui exigent des solutions à des problèmes complexes tels que les pieux chargés latéralement dans des zones liquéfiables, les pieux soutenant les ponts et les plates-formes de forage pétrolier offshore ou même récemment, le domaine émergent des monopieux supportant des turbines Offshore (OWT) dans l'industrie éolienne offshore. Le comportement des fondations profondes sous chargement latéral dans durant les cinq dernières décennies a fait l'objet de recherches de nombreux auteurs. En effet, diverses méthodes allant des solutions empiriques et graphique aux modèles numériques très sophistiqués ont été développés pour résoudre ce problème( Poulos et Davis, 1980 [6] ; Randolph, 1981 [13] ; Verruijt et Kooijman, 1989 [37] ; Amar Bouzid et Vermeer, 2007 [38] ). Dans ce sujet largement discuté, il existe deux principaux types d'analyse, selon que le sol soit traité comme un continuum (approches du continuum) ou comme un ensemble de ressorts distincts (approche du module de réaction du sol). Ces deux types ont des avantages et des inconvénients. Bien que les modèles de Winkler présentent des difficultés dans la modélisation correcte de l'interaction sol/pieu lorsque le sol n'est pas homogène ou lorsqu'il est composé de plusieurs couches, les modèles de réaction sont des approximations relativement simples et faciles à utiliser, attrayantes par leur flexibilité et permettant d'intégrer facilement des comportements non-linéaires dans des sols homogènes (modèles d'analyses de courbe  $p - y$ ).

### 3.2. Énoncé du problème

Le principal paramètre qui caractérise l'approche de Winkler est un coefficient appelé coefficient de réaction du sol  $k_s$  [ $force/longueur^3$ ]. Au début des années soixante, les ingénieurs géotechniciens face aux problèmes des fondations, des poutres, des dalles fondés dans les sols et soumis à une charge verticale, ont défini le coefficient de réaction du sol comme moyen pour décrire l'interaction sol / structure verticale à l'aide de l'équation :

$$k_s = \frac{q}{\delta} \quad (3.1)$$

Où  $q$  est la pression du sol à un endroit arbitraire et  $\delta$  est le tassement au même point (Figure 3.1 a.) Par la suite, lorsque l'analyse des pieux chargés latéralement est devenu cruciale pour une conception sécurisée des pieux des plateformes offshore

dans le domaine de l'industrie pétrolière et gazière, le coefficient de réaction du sol avait été défini comme le rapport entre la pression de contact  $p$  à n'importe quel point du pieu et le déplacement latérale  $y$  produit par la charge en ce point la (Figure 3.1 b) selon l'expression :

$$k_s = \frac{p}{y} \quad (3.2)$$

Que ce soit dans des problèmes géotechniques relatifs aux structures reposant directement sur le sol ou aux structures entièrement fondées dans le sol comme les pieux, le coefficient de réaction du sol n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol. Raison pour laquelle, de nombreux auteurs ont tenté de lier ce paramètre au module de Young du sol  $E_s$  à travers une formule générale :

$$k_s = \lambda \frac{E_s}{B} \quad (3.3)$$

Dans laquelle,  $B$  peut être soit la largeur de la semelle ou le diamètre  $D_p$  dans le cas des pieux chargés latéralement.  $\lambda$  est un coefficient sans dimension qui représente un certain nombre de facteurs tels que la largeur (diamètre), la forme de la Fondation et même le coefficient de Poisson du sol  $\nu_s$  tel que suggéré par certains auteurs, on la dénommé dans le présent travail le coefficient de corrélation. Les valeurs de  $\lambda$  pour l'interaction sol/structure impliquant des structures reposant horizontalement sur le sol ou entièrement intégrés dans le sol, sont présentés dans le tableau 3.1, alors que celles proposées par les auteurs concernant les problèmes des pieux chargés latéralement figurent dans le tableau 3.2.

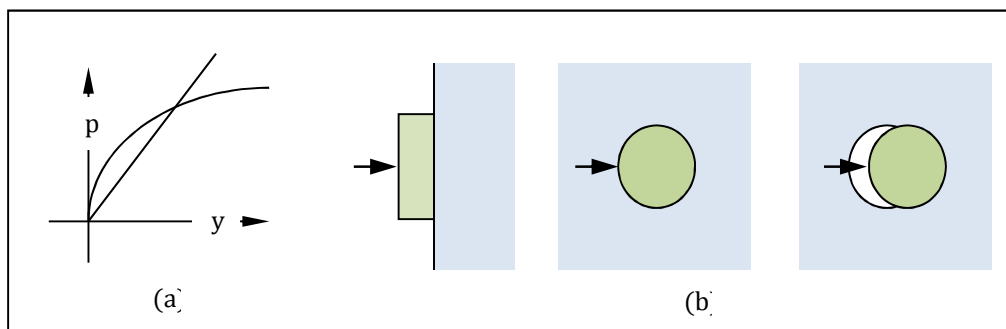


Figure 3.1 : Modèle de réaction du sol, (a) Courbe  $p - y$  , (b) Mécanisme de déformation de l'interaction sol/pieu d'après Pyke and Beikae, 1984

Tableau 3.1 Expressions de  $\lambda$  proposées pour problèmes d'ISS subissant des tassements

Auteur	Coefficient de corrélation $\lambda = B \frac{k_s}{E_s}$	Domaine d'application
<b>Biot (1937) [23]</b>	$\frac{0.95}{1 - \nu_s^2} \left[ \frac{B^4 E_s}{EI} \right]^{0.108}$	Poutre infinie reposant sur un sol élastique
<b>Vesic (1961) [24]</b>	$\frac{0.95}{1 - \nu_s^2} \left[ \frac{B^4 E_s}{EI} \right]^{0.083}$	Poutre reposant sur un demi-domaine élastique
<b>Mayerhof and Baikie (1963) [39]</b>	$\frac{1}{1 - \nu_s^2}$	Caniveau circulaire creus
<b>Vlassov (1966) [40]</b>	$\frac{\mu(1 - \nu_s)}{2(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)}$	Poutre et dalle reposant sur un demi-domaine élastique
<b>Salvadurai (1985) [41]</b>	$\frac{0.95}{1 - \nu_s^2}$	Caniveau circulaire creus

Tableau 3.2 : Valeurs proposées du coefficient de réaction du sol  $k_s$  (Unité :  $F/L^3$ ) par rapport au module de Young du sol ( $E_s$ ).

Approche	$\lambda = D \frac{k_s}{E_s}$ ( $D$ est le diamètre du pieu)	Commentaires
<b>Terzaghi (1955) [21]</b>	0.74	
<b>Broms (1964) [3]</b>	0.48 à 0.90	
<b>Poulos (1971) [5]</b>	0.82	
<b>Scott (1980, 1981) [20]</b>	1.00	
<b>Pyke &amp; Beikae (1984) [42]</b>	2.30, 2.00 and 1.80 pour $\nu = 0.00, 0.33$ and $0.495$	
<b>Baguelin et al. (1977) [43]</b>	$\frac{1}{0.808 + 0.265 \ln \frac{R_m}{30r_d}}$ pour $\nu = 0.33$	$\lambda = 1.24$ pour $R_m = 30r_d$
	$\frac{1}{0.573 + 0.239 \ln \frac{R_m}{30r_d}}$ pour $\nu = 0.495$	$\lambda = 1.75$ pour $R_m = 30r_d$
<b>Hübner (2007) [44]</b>	$\frac{1}{1.340 + 0.275 \ln \frac{R_m}{30r_d}}$ pour $\nu = 0.30$	$\lambda = 0.75$ pour $R_m = 30r_d$
	$\frac{1}{1.290 + 0.274 \ln \frac{R_m}{30r_d}}$ pour $\nu = 0.40$	$\lambda = 0.78$ pour $R_m = 30r_d$
	$\frac{1}{1.011 + 0.259 \ln \frac{R_m}{30r_d}}$ pour $\nu = 0.495$	$\lambda = 1.00$ pour $R_m = 30r_d$

Ce travail ne concerne pas les problèmes de tassement, donc seules les relations proposées dans le tableau 3.2 sont examinées. Il ressort clairement de ce tableau que, certains auteurs ont proposé juste des valeurs scalaires, d'autres ont relié le coefficient aux paramètres de raideur du sol tels que le coefficient de Poisson, tandis qu'une troisième catégorie a proposé des expressions en fonction d'autres paramètres géométriques tels que le rayon extérieur moyen. Le grand nombre de documents qui traitent de ce problème particulier témoignent d'une part, de la complexité de la démarche et les écarts dans les valeurs de  $\lambda$  révèle, en revanche, qu'un consensus sur cette question n'a pas encore été obtenu. De nombreux auteurs qui ont étudié les pieux chargés latéralement ont signalé que l'utilisation des modèles de Winkler conduit à une sous-estimation des déplacements en tête, pour les pieux de grand diamètre, soumis à des charges extrêmes (Abderahman et Achmus, 2005 [45] ; Wiemann et al., 2004 [46] et Sorensen, 2012 [47] ) et à une surévaluation des déplacements des pieux sous l'effet de faibles charges opérationnelles, (Kallehave *et al.*, 2012 [48] et Hald *et al.*, 2009 [49] ), ces faits ont récemment été confirmés par Otsmane et Amar Bouzid (2018) [50] .

On ne sait pas si ces incohérences dans le modèle de Winkler sont dues à la nature du modèle lui-même qui ne tient pas compte de la continuité du milieu modélisé comme une série de ressorts élastiques ou à l'inexactitude des valeurs empiriques du coefficient de réaction du sol attribué à chaque raideur de ressort le long du pieu.

### 3.3 Méthodologie proposée

Bien que l'analyse des pieux sous charge latérale soit fondamentalement un problème non linéaire, leur analyse dans la gamme des déformations élastique a son importance dans la pratique. En particulier dans les étapes de conception préliminaire des pieux, où les mouvements en tête doivent être connus dans les calculs aux états limites, ainsi que la détermination précise de la raideur initiale des courbes  $p - y$  pour évaluer correctement certaines caractéristiques dynamiques tels que la fréquence naturelle des éoliennes offshore (OWT) supportées par les monopieux (Abed et al, 2016 [51] et Aissa et al., 2017 [52] ). À la lumière de ces déclarations, la détermination correcte du coefficient de réaction du sol qui quantifie la rigidité du ressort utilisée dans la méthode de Winkler devient obligatoire. Pour aborder ce problème, une procédure

numérique appelée la méthode semi analytique des éléments finis assistée par les séries de Fourier notée FSAFEM qui est entièrement adaptée aux problèmes axisymétriques soumis à des chargements non-axisymétriques, est employée pour analyser un pieu isolé chargé latéralement selon deux configurations géométriques différentes. Dans la première, une fine tranche du système sol/pieu est modélisée pour reproduire des conditions de déformation plane qui peuvent se produire dans le voisinage du pieu dans un endroit suffisamment profond loin de l'influence de la pointe du pieu et de la surface du sol. Afin d'obtenir une corrélation entre  $k_s$  et les propriétés de déformation du sol  $E_s$  et  $\nu_s$  sous la forme d'un facteur adimensionnel  $\lambda$ , le segment du pieu est déplacé horizontalement et la réaction du sol est calculée inversement en fonction de diverses limites extérieures du milieu modélisé. Dans la deuxième configuration géométrique, cette approche numérique est utilisée pour analyser un pieu vertical et son milieu environnant sous l'effet d'un chargement latéral et d'un moment. Les résultats des analyses sont destinés à être utilisés ultérieurement à des fins de comparaison pour évaluer la précision du modèle Winkler. Dans les deux configurations sont considérés des interfaces sol/pieu rugueuse et lisse.

Dans un autre contexte, les différentes expressions de  $\lambda$  rapportées dans le tableau 3.2 ainsi que ceux obtenus par la méthode actuelle FSAFEM sont mises en œuvre dans un programme ordinateur Fortran existant COM622 (Reese et Manolu, 1973 [53] et Reese, 1977 [54] ) qui repose sur la discrétisation du pieu et de son sol environnant comme une poutre sur un milieu élastique à l'aide de la méthode des différences finies. Le pieu est chargé sous les mêmes amplitudes de chargement considérées par la méthode FSAFEM. Les profils de déplacement et la distribution des moments de flexion maximal obtenus par chaque modèle de Winkler sont comparés tout d'abord les uns aux autres, puis à ceux obtenus par la FSAFEM.

### 3.4 Méthode semi-analytique des éléments finis assistée par les séries de Fourier.

Un pieu fondé (Figure 3.2) soumis à un chargement latérale et a un moment est un problème axisymétrique soumis à un chargement non axisymétriques. C'est un problème en trois dimensions, en ce sens que chaque point du milieu subit trois composantes du déplacement, résultant en six composantes de contrainte qui sont en général différentes de zéro.

Ce type de problèmes peut être analysé par la méthode semi-analytique communément appelées méthode des éléments finis assistées par les séries de Fourier (FSAFEM) (Wilson, 1965 [55] ; Winnicki et Zienkiewicz, 1979 [56] ; Zdravkovic et Potts, 1999 [57] et Cook et al., 2001 [58] ). Elle consiste à exprimer les déplacements et les forces appliquées dans le sens de la rotation sous forme de séries de Fourier, calculer la réponse de chaque terme de la série de Fourier et superposer les résultats. Cette méthode réduit le problème tridimensionnel en un problème harmonique en deux dimensions où la solution globale est obtenue par la superposition des résultats de l'analyse de chaque composante harmonique. Une condition essentielle de cette approche est que les propriétés des matériaux dans la direction circonférentielles restent constantes.

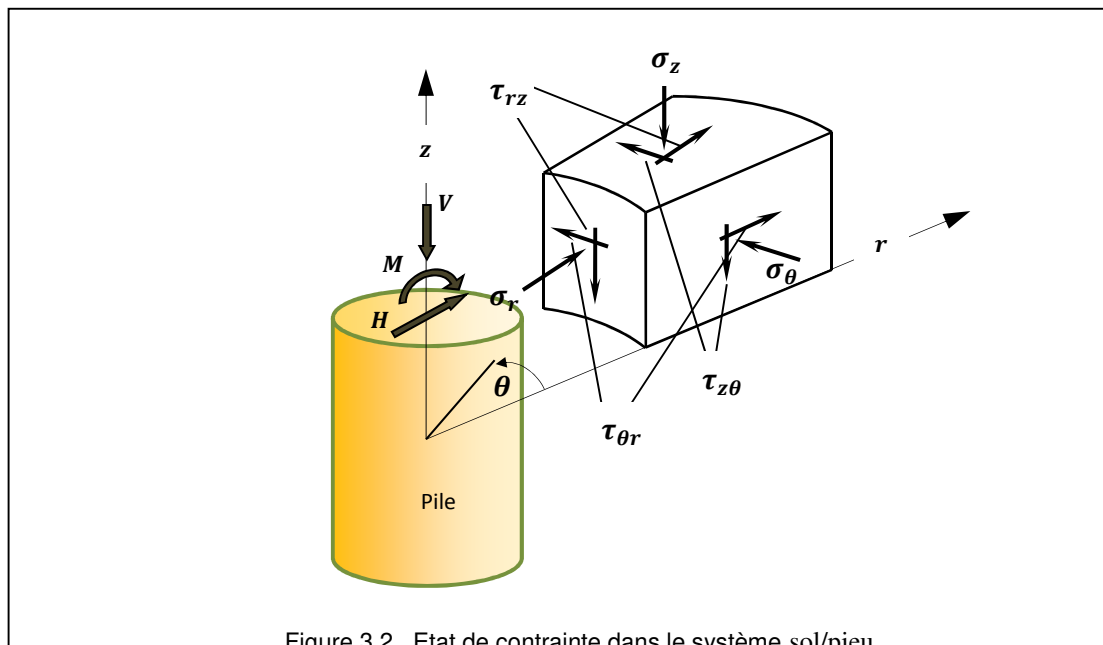


Figure 3.2. Etat de contrainte dans le système sol/pieu

Cette approche a été appliquée avec succès à de nombreux problèmes géotechniques. En effet, Amar Bouzid, 2011 [59] a étudié une semelle sur pieux en effectuant une étude paramétrique dans lequel il a analysé l'influence des caractéristiques de l'interface sur les profils des déplacements et des moments fléchissant. Dans le contexte des pieux chargés latéralement, Amar Bouzid et al., 2013 a utilisé la FSAFEM pour calculer les coefficients de mise à l'échelle permettant d'obtenir n'importe quelle courbe  $p - y$  à partir de sa courbe de laboratoire  $\tau - \gamma$  mise à l'échelle à l'aide d'une approche appelée concept de la résistance mobilisée. Récemment, Aissa et al., 2017 et Abed et al., 2016 ont employé la FSAFEM pour la

détermination des fonctions d'impédance statiques pour des monopieux soutenant des éoliennes offshore dans des sols homogènes et non homogènes, respectivement. On trouvera des applications impliquant d'autres problèmes d'interaction sol/structure dans Amar Bouzid et Vermeer, 2007 et 2009.

### 3.5. Enoncé du problème et formulation semi-analytique par éléments finis

Un disque enfouis chargé latéralement est souvent considéré comme un modèle représentatif du comportement du sol autour d'un court tronçon d'un pieu élancé sous chargement latéral, bien loin de l'effet de pointe et de la surface du sol. Ce modèle qui s'inscrit dans un pieu circulaire chargé latéralement à une profondeur suffisante au-dessous du niveau du sol est souvent utilisé pour établir les courbes  $p - y$ . L'interaction sol-pieu à une profondeur particulière est considérée (Figure 3.3) avec les hypothèses suivantes dans l'analyse.

- Le déplacement du pieu ' $y$ ' est compatible avec la distribution des déformations dans le sol.
- Les contraintes dans le sol sont en équilibre avec la force de réaction ' $p$ '.

L'idée de base vient du fait que le chargement du sol est représenté par une pression unique  $p$  qui engendre une déformation unique  $y$ .

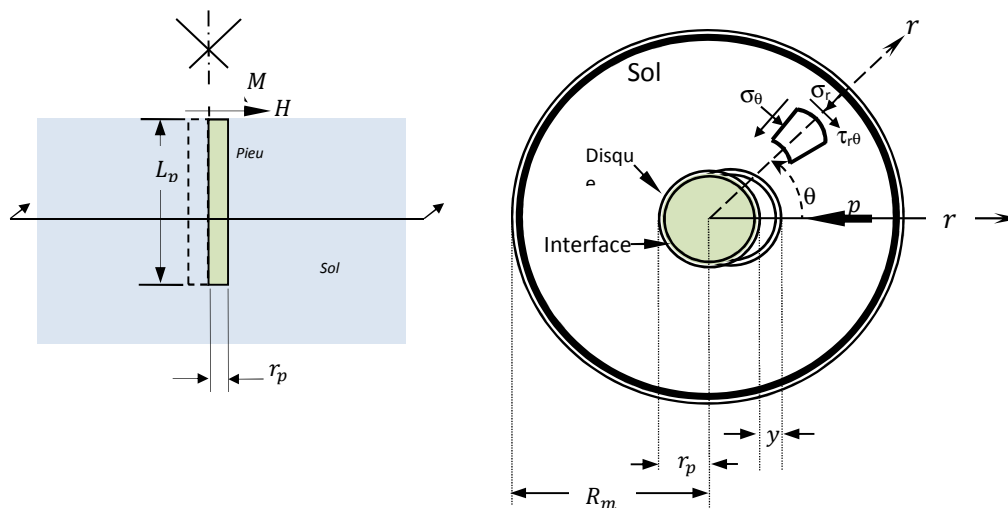


Figure 3.3 Idéalisations de la déformation plane de l'interaction sol-pieu à une profondeur particulière.

#### 3.5.1 Description des champs de contrainte et de déplacement



Etant donné que la géométrie de l'interaction sol-pieu est axisymétrique, il est pratique d'adopter un système de coordonnées cylindriques pour la formulation semi-analytique par éléments finis. Les six composantes des contraintes peuvent être liées aux trois composantes des déplacements qui sont le déplacement radial,  $u_r$ , le déplacement axial  $v_z$  et le déplacement circonférentiel  $w_\theta$ . La formulation de la déformation donne donc :

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u_r}{\partial r}, \quad \varepsilon_z = \frac{\partial v_z}{\partial z}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{\partial w_\theta}{r \partial \theta} + \frac{u_r}{r} \quad (3.4)$$

$$\gamma_{rz} = \frac{\partial u_r}{\partial z} + \frac{\partial v_z}{\partial r}, \quad \gamma_{z\theta} = \frac{\partial v_z}{r \partial \theta} + \frac{\partial w_\theta}{\partial z}, \quad \gamma_{\theta r} = \frac{\partial u_r}{r \partial \theta} + \frac{\partial w_\theta}{\partial r} - \frac{u_r}{r} \quad (3.5)$$

Suite à la procédure standard de représentation des séries de Fourier (Cook et al 2001), on peut écrire :

$$\begin{aligned} u_r &= \sum_{i=0}^L \bar{u}_{ri} \cos i\theta + \sum_{i=1}^L \bar{\bar{u}}_{ri} \sin i\theta \\ v_z &= \sum_{i=0}^L \bar{v}_{zi} \cos i\theta + \sum_{i=1}^L \bar{\bar{v}}_{zi} \sin i\theta \\ w_\theta &= \sum_{i=1}^L \bar{w}_{\theta i} \sin i\theta + \sum_{i=0}^L \bar{\bar{w}}_{\theta i} \cos i\theta \end{aligned} \quad (3.6)$$

L'indice  $i$  représente le nombre harmonique et  $L$  est le nombre total de termes harmoniques considérés dans la série. Les termes simples barrés  $\bar{u}_{ri}, \bar{v}_{zi}, \bar{w}_{\theta i}$  sont les amplitudes de déplacements qui sont symétriques par rapport au plan  $\theta = 0$ .

Les termes doublement barrés  $\bar{\bar{u}}_{ri}, \bar{\bar{v}}_{zi}, \bar{\bar{w}}_{\theta i}$  sont les amplitudes des déplacements qui sont antisymétriques par rapport au plan  $\theta = 0$ .

Dans la plupart des cas pratiques, seuls les deux premiers termes de la série de Fourier sont nécessaires. Les problèmes du premier terme ( $i = 0$ ) sont ceux liés à des problèmes purement axisymétriques et par conséquent bien établis dans la littérature. Le second terme pour  $i = 1$  est nécessaire lorsque le modèle de chargement comporte un plan de symétrie. Dans cette situation, les composantes de déplacement seront réduites à :

$$u_r = \bar{u}_r \cos \theta, \quad v_z = \bar{v}_z \cos \theta, \quad w_\theta = \bar{w}_\theta \sin \theta, \quad (3.7)$$

Les déformations et les contraintes calculées aux points de Gauss sont elles-mêmes des amplitudes. Les valeurs exactes des contraintes à différents points tangentiels sont donc trouvées avec les relations :

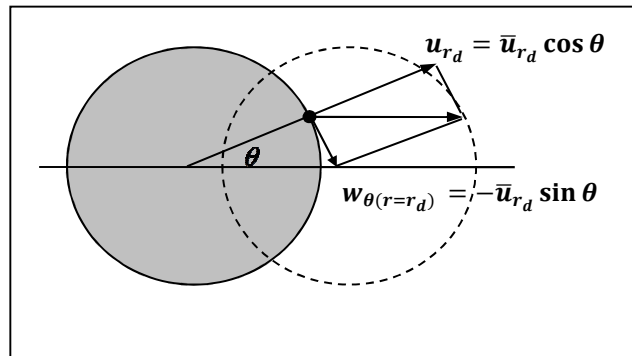


Figure 3.4 Composantes du déplacement dans les coordonnées radiales

$$\begin{aligned}
 \sigma_r &= \bar{\sigma}_r \cos \theta, & \tau_{rz} &= \bar{\tau}_{rz} \cos \theta \\
 \sigma_z &= \bar{\sigma}_z \cos \theta, & \tau_{r\theta} &= \bar{\tau}_{r\theta} \sin \theta \\
 \sigma_\theta &= \bar{\sigma}_\theta \cos \theta, & \tau_{\theta r} &= \bar{\tau}_{\theta r} \sin \theta
 \end{aligned}
 \tag{3.8}$$

Où les termes barrés représentent les amplitudes calculées. Des expressions similaires existent pour les six composantes des déformations.

Bien que plus de travail et de stockage soient nécessaires pour une véritable analyse 2D, le fait que la discrétisation par éléments finis est nécessaire uniquement dans le plan radial signifie que les problèmes de largeur de bande qui se produisent avec les éléments 3D sont évités. Ainsi, le problème est plus facile pour l'analyste et nécessite moins de ressources informatiques.

### 3.5.2 Les éléments d'interface

Dans la majorité des problèmes d'interaction sol-structure, des modèles relativement simples peuvent être adoptés pour les interfaces car ils associent généralement des contraintes de contact de compression. Pour de nombreux problèmes, il peut être pratique de modéliser le comportement de l'interface en se contentant de raffiner le maillage d'éléments finis au voisinage immédiat de l'interface. Cependant, étant donné que le maillage est constitué d'éléments adjacents continus et sont affectés de propriétés très différentes, les exceptions numériques occasionnelles peuvent se produire constituant ainsi, le principal inconvénient de cette méthode simple.

Un élément commun a donc été formulé par Amar Bouzid et al. (2004) [60] et Amar Bouzid (2011) pour modéliser les interfaces sol-structure de solides de révolution axisymétriques soumis à une charge non-axisymétrique en utilisant une analyse semi-analytique.

Dans ce but, un élément d'interface à six nœuds a été formulé et qui peut être combiné à des éléments de volume quadrilatères à huit ou neuf nœuds (figure 3.5). Un bref aperçu de la formulation de l'interface sera donnée ici.

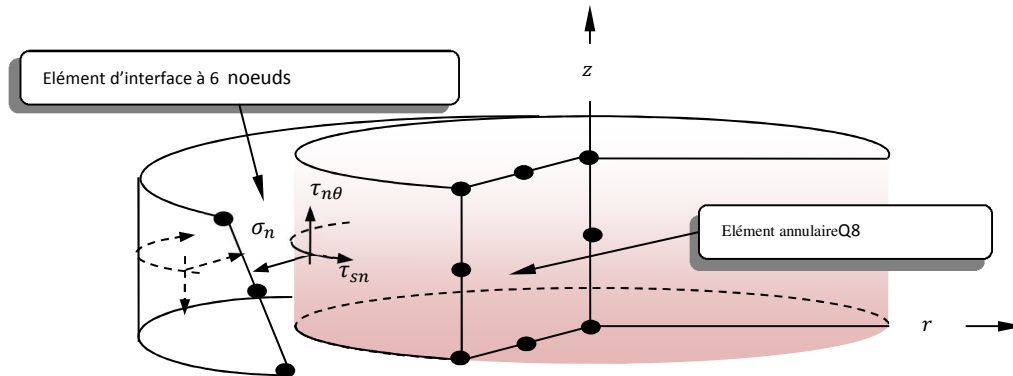


Figure. 3.5 Epaisseur d'un élément d'interface à 6-nœud dans un corps à symétrie axiale montrant les contraintes normales et de cisaillement agissant au niveau de l'interface.

Selon la formulation standard de la méthode des déplacements à base d'éléments finis (Zienkiewicz et Taylor, 1991), la matrice de rigidité  $K_{int}$  de l'élément d'interface est donnée par l'équation :

$$K_{int} = \int_A \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dA$$

Avec,  $\mathbf{B}$  la matrice de contrainte-déplacement,  $\mathbf{D}$  la matrice constitutive et  $A$  la surface de l'élément d'interface. L'épaisseur de l'élément d'interface est prise égale à zéro.

Étant donné que l'élément d'interface est un emplacement fictif et n'est pas en lui-même un matériau, il ne représente que l'interaction entre deux matériaux différents. Par conséquent, il existera seulement une contrainte normale,  $\sigma_{ni}$ , et les contraintes de cisaillement,  $\tau_{sni}$  et  $\tau_{n\theta i}$ , dans cette zone imaginaire. Les relations contraintes-déplacements peuvent être écrites comme suit :

$$\sigma_i = D u_{rel} \quad (3.9)$$

Où  $\sigma_i = \begin{Bmatrix} \tau_{sni} \\ \sigma_{ni} \\ \tau_{n\theta i} \end{Bmatrix}, \quad D = \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_n & 0 \\ 0 & 0 & k_s \end{bmatrix}$

Et  $u_{rel} = B \bar{u}^e$

La rigidité de cisaillement de l'interface  $k_s$  et la rigidité normale de l'interface  $k_n$  ont pour unités la force par unité de longueur du cube. Les vecteurs des amplitudes de déplacement nodaux radiales, axiales et circonférentielles dans le système de coordonnées global peuvent s'écrire :

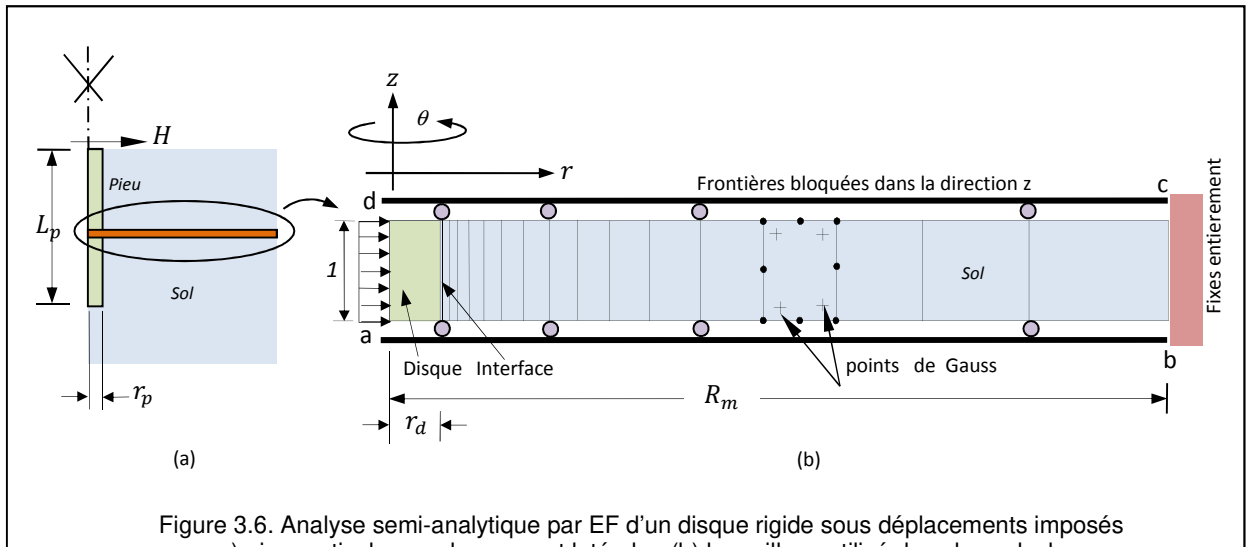
$$\bar{u}^e = [\bar{u}_1, \bar{v}_1, \bar{w}_1, \dots, \bar{u}_6, \bar{v}_6, \bar{w}_6]^T$$

Comme la plupart des matrices de rigidité de l'interface ont été basées sur l'intégration numérique, cette formulation analytique présente l'avantage d'éviter les oscillations parasites des contraintes sur la zone de l'interface car cette dernière est déterminée avec précision.

### 3.6. Dérivation numérique du paramètre de corrélations de rigidité du sol $K_s$

L'emplacement optimal pour trouver des valeurs sûres du facteur de corrélation  $\lambda$  est un emplacement dans une profondeur suffisante au-dessous du niveau du sol, bien loin de l'influence de la tête et de la pointe du pieu. Dans ces circonstances, une fine tranche du corps cylindrique sol/pieu peut être considérée comme un modèle représentatif du comportement du sol autour d'un court segment d'un long pieu sous un chargement horizontal, constituant ainsi un modèle pour établir les relations de  $p - y$ .

Reprenant l'avantage de l'axisymétrie géométrique, le maillage utilisé pour effectuer cette analyse numérique, représentée dans l'espace  $r - z$ , est montré à la figure 3.6. Il se compose d'un disque horizontal du sol d'épaisseur unité avec un rayon extérieur de  $R_m$ . Les nœuds à la limite b-c du maillage sont fixés dans toutes les directions, tandis que les nœuds sur les frontières a-b et d-c sont bloqués au déplacement vertical. Par conséquent, nous sommes restreints dans cette étude à un problème dans lequel aucune séparation ne peut se produire. Seulement une seule rangée d'éléments est considéré pour modéliser la fine couche.



Afin de calculer avec précision le facteur de corrélation, la pression du sol  $P(kN/m^2)$  et par conséquent, la réaction du sol  $T(kN/m)$  sont évaluées sur le bord gauche du premier élément de sol adjacent à l'interface sol/disque ou à la zone de l'interface. Etant donné que  $T(kN/m)$  et  $P(kN/m^2)$  sont exprimés en une combinaison linéaires des contraintes radiales et tangentielles, une technique de lissage de contrainte basée sur des contraintes calculées aux points de Gauss est utilisée pour améliorer la précision. Cette technique de lissage n'est pas nécessaire si les contraintes d'interface sont utilisées car elles ont été établies analytiquement. La réaction du sol numérique  $T$  est calculée selon l'équation suivante :

$$T(kN/m) = \pi r_d \left( \tau_{r\theta}(\theta=\frac{\pi}{2}) - \sigma_r(\theta=0) \right) \quad (3.10)$$

Dans laquelle,  $\tau_{r\theta}(\theta=\frac{\pi}{2})$  est l'amplitude de la contrainte de cisaillement et  $\sigma_r(\theta=0)$  est l'amplitude de la contrainte normale radiale.

En conséquence la pression est définie par :

$$P(kN/m^2) = T/d_d = \frac{\pi}{2} \left( \tau_{r\theta}(\theta=\frac{\pi}{2}) - \sigma_r(\theta=0) \right) \quad (3.11)$$

Dans la quelle  $d_d = 2r_d$  est le diamètre du disque.

Le coefficient sera alors évalué par l'équation suivante :

$$\lambda = \frac{T}{u_{r_d} E_s} \quad (3.12)$$

Où  $u_{r_d}$  est le déplacement radial du disque.

La valeur numérique de P est basée sur des contraintes évaluées sur la limite gauche du premier élément du sol au voisinage de l'interface, en utilisant la technique de lissage des contraintes locales basée sur les contraintes calculées aux points de Gauss.

Une analyse numérique par la méthode semi analytique par éléments finis est effectuée dans un sol élastique isotrope. l'interface rugueuse est modélisée en affectant des valeurs élevées ( $k_n = 10^{12} \text{ kN/m}^3$  et  $k_s = 10^{12} \text{ kN/m}^3$ ) aux coefficients de rigidité à l'interface. L'interface lisse est modélisée en affectant une valeur de  $k_s = 0.0$  pour la rigidité de cisaillement et  $k_n = 10^{12} \text{ kN/m}^3$  pour la rigidité normale.

Les caractéristiques du sol et du disque utilisées dans l'analyse semi analytique sont résumées dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 Caractéristiques du sol, disque et interface utilisées dans le calcul.

<b>Disque</b>			
<b>Diamètre <math>D_d(m)</math></b>	<b>Module de Young <math>E_d (kN/m^2)</math></b>	<b>Coefficient de Poisson <math>\nu_s</math></b>	<b>Epaisseur <math>t_d(m)</math></b>
<b>1.0</b>	$10^{10}$	0.25	1.0
<b>Sol</b>			
<b>Module de Young <math>E_s (kN/m^2)</math></b>	<b>Coefficient de Poisson <math>\nu_s</math></b>	<b>Epaisseur <math>t_s(m)</math></b>	
<b><math>10^5</math></b>	Différentes valeurs	1.0	
<b>Interface</b>			
<b>Rugueuse</b>		<b>Lisse</b>	
<b><math>K_n(N/m^3)</math></b>	<b><math>K_s (kN/m^3)</math></b>	<b><math>K_n(N/m^3)</math></b>	<b><math>K_s (kN/m^3)</math></b>
<b><math>10^{12}</math></b>	$10^{12}$	$10^{12}$	0.00

Le disque se déplace horizontalement en imposant à chacun de ses nœud un déplacement égale a  $u/D_d = 0.001$ .

### 3.7 Effet du coefficient de Poisson sur le coefficient $\lambda$ pour différentes valeurs de $R_m/r_d$ .

Le coefficient  $\lambda$  est calculé pour différentes valeurs de  $\nu_s$  variant de  $\nu_s = 0.00$  a  $\nu_s = 0.495$  ainsi que pour différentes valeur du rayon extérieur  $R_m/r_d$

Les figure 3.7 et 3.8 montrent l'effet de la variation du coefficient de Poisson sur le coefficient  $\lambda$  pour différentes valeurs  $R_m/r_d$ . Trois points importants ressortent de cette figure. Premièrement, les valeurs de  $\lambda$  dans le cas de l'interface rugueuse sont élevées par rapport à celle de l'interface lisse. Deuxièmement, pour les deux types d'interface, la réaction du sol dépend de  $R_m/r_d$  quand se rapport est inferieur a 20. Troisièmement, l'influence du coefficient de Poisson est insignifiante jusqu'à une valeur de  $\nu_s = 0.3$ , au-delà de cette valeur, pour  $\nu_s$  variant entre 0.3 et 0.5, le coefficient de Poisson affecte sensiblement le coefficient  $\lambda$  surtout pour l'interface rugueuse.

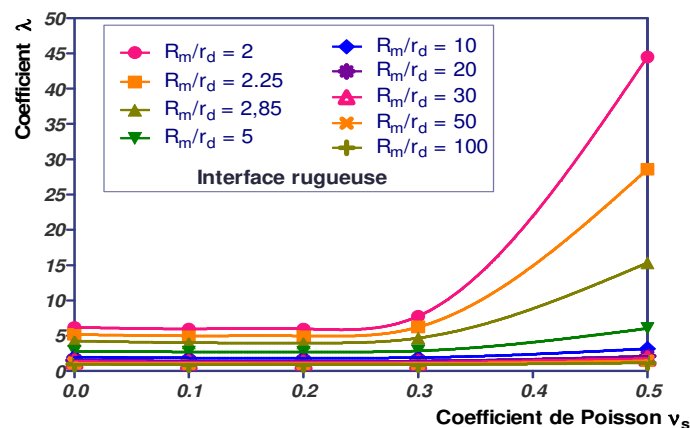


Figure 3.7. Effet de la variation du coefficient de poisson sur le coefficient  $\lambda$  pour différentes valeurs de  $R_m/r_d$  dans le cas d'une interface rugueuse.

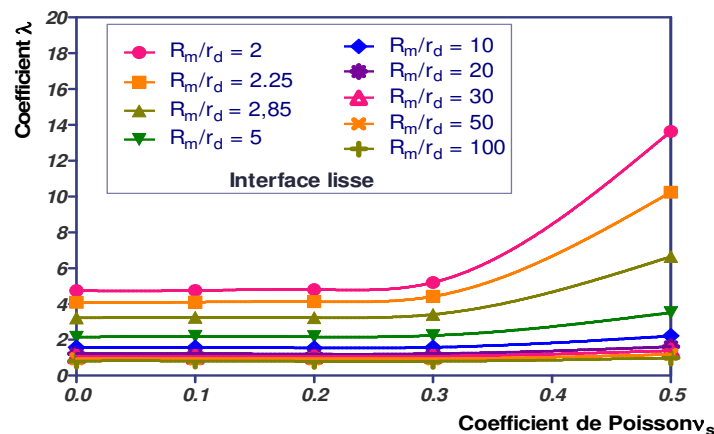


Figure 3.8. Effet de la variation du coefficient de poisson sur le coefficient  $\lambda$  pour différentes valeurs de  $R_m/r_d$  dans le cas d'une interface lisse.

### 3.8 Courbes $\lambda$ en fonction de $\frac{Rm}{3\sigma r_d}$ pour différentes valeurs de $\nu_s$

Deux courbes d'ajustement ont été établies dans le but de trouver des expressions analytiques approximatives du coefficient de corrélation, spécialement

pour celles de l'interface rugueuse. La première correspond aux valeurs du coefficient de Poisson inférieur à 0.3, dans lesquelles  $\lambda$  ne présente aucune dépendance.

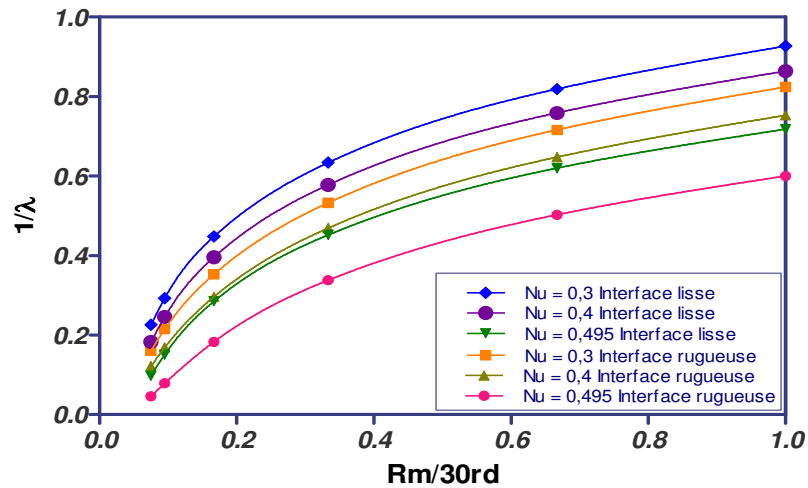


Figure. 3.9 Variation du coefficient  $\lambda$  en fonction de  $\frac{Rm}{30rd}$

On a essayé de développer des expressions analytiques permettant d'établir la valeur du coefficient  $\lambda$  pour des valeurs du coefficient de Poisson inférieurs à 0,3.

Les expressions obtenues ont été développées à partir des équations de régression logarithmiques obtenues sur des courbes de tendance. Dans le but d'obtenir des fonctions comparable à celles de Baguelin et de Hubner, on a du établir la variation de  $\frac{1}{\lambda}$  sur une zone de rayon de variation égale à  $\frac{Rm}{30r_d}$ .

Les expressions de  $\lambda$  obtenues pour les valeurs du coefficient de poisson égale à 0.3 sont les suivantes :

Pour l'interface rugueuse :

$$\frac{1}{\lambda} = 0,26 \ln(R_m/30r_d) + 0,828 \quad , \quad k_s = \frac{E_s}{D_p[0,26 \ln(R_m/30r_d)+0,8282]} \quad (3.13)$$

Pour l'interface lisse :

$$\frac{1}{\lambda} = 0,27 \ln(R_m/30r_d) + 0,9283 \quad , \quad k_s = \frac{E_s}{D_p[0,27 \ln(R_m/30r_d)+0,9283]} \quad (3.14)$$



### 3.9 Comparaison des résultats obtenus avec ceux de différents auteurs.

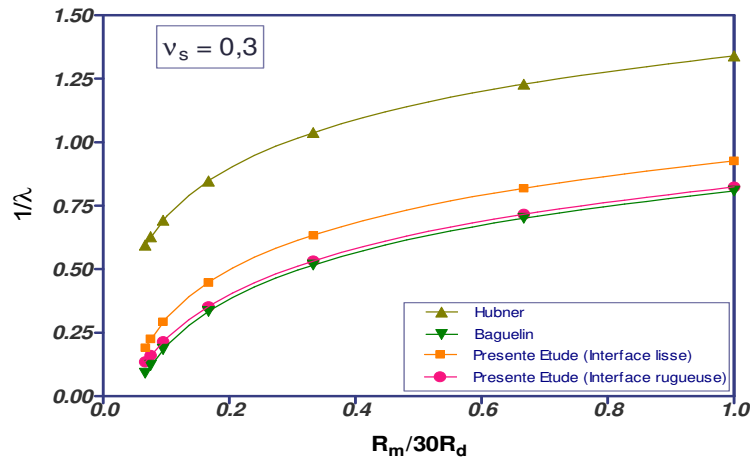


Figure. 3.10 Comparaison des valeurs de  $\lambda$  pour différents auteurs ( $\nu_s = 0,3$ )

Les expressions de  $\lambda$  pour  $\nu_s = 0,3$  sont les suivantes :

$$\text{Baguelin: } \lambda = \frac{1}{0,265 \ln(R_m/30r_d) + 0,808}$$

$$\text{Hubner: } \lambda = \frac{1}{0,275 \ln(R_m/30r_d) + 1,34} \quad (3.15)$$

$$\text{Présente étude : } \lambda = \frac{1}{0,26 \ln(R_m/30r_d) + 0,828}$$

Pour la valeur de  $\nu_s$  égale à 0.3 l'expression obtenue par la présente étude coïncide parfaitement avec celle donnée par Baguelin, cela est probablement dû au fait de l'utilisation de la même méthode d'analyse par éléments finis. Les valeurs de Hubner semblent présenter la borne inférieure du coefficient  $\lambda$ .

Etant donné que les valeurs du coefficient  $\lambda$  augmentent sensiblement pour des valeurs du coefficient de Poisson supérieur à 0.3, il serait intéressant d'établir la variation de  $1/\lambda$  en fonction des deux variables  $\nu_s$  et  $R_m/r_d$ . La figure 3.8 montre l'évolution de  $1/\lambda$  en fonction de ces deux paramètres.

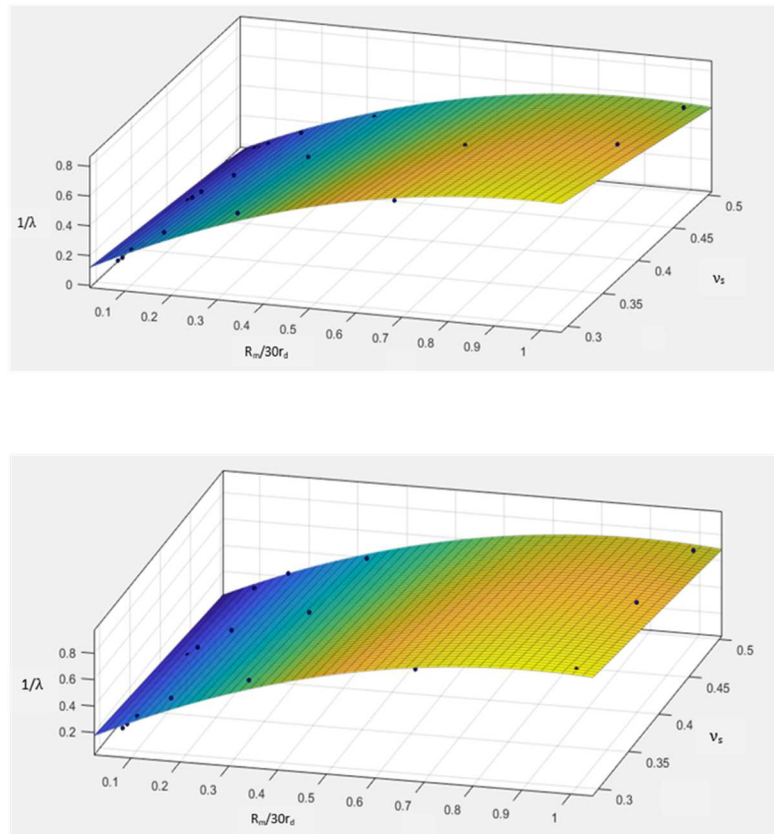


Figure 3.11 Evolution de  $1/\lambda$  en fonction de  $v_s$  et de  $R_m/r_d$  :  
a) interface rugueuse, b) interface lisse.

Avec l'utilisation de l'outil de lissage du logiciel Matlab, on a obtenu les expressions analytiques suivantes :

Pour l'interface rugueuse :

$$\frac{1}{\lambda} = 0.28 + 1.76 \frac{R_m}{30r_d} - 0.69v_s - 0.79 \left( \frac{R_m}{30r_d} \right)^2 - 0.67v_s \frac{R_m}{30r_d} \quad (3.16)$$

Pour l'interface lisse :

$$\frac{1}{\lambda} = 0.33 + 1.90 \frac{R_m}{30r_d} - 0.68v_s - 0.96 \left( \frac{R_m}{30r_d} \right)^2 - 0.45v_s \frac{R_m}{30r_d} \quad (3.17)$$

Dans le but de vérifier l'exactitude de ces expressions, les valeurs de  $\lambda$  sont calculées pour certaines valeurs discrètes d'une interface rugueuse puis comparées avec celles obtenues par Baguelin et al. et Hubner pour un rayon externe égales a  $30 r_d$ .

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau 3.4

Tableau 3.4 Comparaison des valeurs de  $\lambda$  obtenues avec celles de différents auteurs

<b>Coefficient de Poisson <math>\nu_s</math></b>		<b>0.30</b>	<b>0.33</b>	<b>0.40</b>	<b>0.495</b>
<b>Hübner</b>		0.750	-	0.780	1.000
<b>Baguelin et al.</b>		-	1.240	-	1.750
<b>Pyke and Beikae</b>		-	2.00	-	1.80
<b>Présente étude</b>	Interface rugueuse	1.187	1.248	1.416	1.734
	Interface lisse	1.074	1.115	1.222	1.407

### 3.10 Validation du coefficient de corrélation par le model de Winkler

Dans le but de valider les résultats obtenus et de vérifier l'exactitude des expressions analytiques trouvées, on a considéré l'analyse d'un pieu sous l'effet d'une charge horizontale.

#### 3.10.1 Code de calcul utilisé

Parmi les versions pionnières des programmes informatiques encore valables jusqu'ici, le code Fortran COM622 a été établi pour analyser les pieux chargés axialement et latéralement par la méthode de Winkler en utilisant la méthode des différences finies. Afin d'évaluer les capacités prédictives du modèle Winkler par rapport aux résultats du modèle 3D de la méthode semi analytique par éléments finis (FSAFEM), les valeurs de  $\lambda$  proposés par Pyke et Beikae, celles proposées par Hübner et les équations de la présente d'étude (3.13) et (3.14) Pour une limite extérieure du domaine de  $R_m/r_d = 30$  ont été implémentées dans COM622. Cependant, les expressions données par Baguelin et al. sont exclues de la comparaison, puisqu'elles sont en parfaite concordance avec les résultats des corrélations effectuées. Les calculs sont effectués pour des valeurs ponctuelles du coefficient de Poisson de 0.3, 0.4 et 0.495 pour une interface rugueuse. Les valeurs proposées par les autres chercheurs figurant dans le tableau (3.2) n'ont pas été jugées utiles puisqu'elles sont toutes inférieures à l'unité.

### 3.10.2 Maillage adopté pour l'analyse du comportement du pieu en utilisant la FSAFEM en 3D.

Le maillage présenté ci-dessous est utilisé pour obtenir des résultats par éléments finis comparables avec ceux du modèle Winkler incluant différentes valeurs de  $\lambda$ . Tenant compte de la symétrie géométrique du problème, seule la moitié du domaine a été utilisée pour l'étude semi-analytique FE en 3D. Le maillage, représenté dans l'espace  $r - z$ , est illustré sur la figure 3.12.

Pour représenter le domaine infini du problème, des conditions aux limites en déplacements égales à zéro ont été imposées sur la limite inférieure. Le long de la limite latérale, tous les nœuds sont bloqués en déplacements latéraux.

Dans le but de vérifier la précision du maillage du modèle établi, des études ont été effectuées sur les maillages d'analyses entièrement par éléments finis, en faisant varier la taille et le nombre des éléments ainsi que les distances des limites, les auteurs ont émis les conclusions suivantes :

Le maillage ne doit pas s'étendre latéralement à plus de  $25 D_p$ ,

Le maillage ne doit pas s'étendre à plus d'une longueur de pieu ( $L_p$ ) sous la pointe du pieu. Trente-six (36) éléments isoparamétriques à huit nœuds sont suffisants pour modéliser le sol et le pieu rigide des deux côtés. Dix (10) éléments dans la direction latérale et vingt (20) éléments dans la direction verticale ont été trouvés suffisant pour modéliser avec précision le comportement élastique du pieu.

Comme il est nécessaire de modéliser l'interface lisse et rugueuse séparant le pieu du milieu élastique environnant, la formulation des éléments d'interface discutée plus haut a été implémentée dans le code de calcul.

### 3.10.3 Étude paramétrique et comparaisons pour les pieux chargés latéralement

Dans les applications pratiques, seuls les pieux courts subissent des déformations sur toute leur longueur sous un chargement latéral. En tant que tel, la longueur du pieu est rarement un paramètre pertinent lors du développement des solutions pour les pieux chargés latéralement. Les deux variables les plus importantes qui influent sur le comportement du pieu sont le rapport longueur / diamètre ( $L_p/D_p$ ) et un facteur  $K_R$  connu sous le nom de la flexibilité du pieu  $K_R = (EI)_p/E_s L_p^4$  qui est une valeur adimensionnelle de la flexibilité relative pieu / sol.

Dans ce qui suit, le comportement latéral de deux pieux avec deux rapports longueur/diamètre différents :  $L_p/D_p = 10$  et  $20$  sont examinés à travers l'évolution de leurs déplacements adimensionnels en tête de pieu  $uE_sL_p/H$  (pour les pieux soumis à  $H$ ) et  $uE_sL_p^2/M$  (pour les pieux soumis à  $M$ ) avec une variation du facteur de flexibilité  $K_R$  à partir de  $10^{-6}$  à  $10$ . En outre, 3 valeurs de coefficient de Poisson et deux états d'interface sont considérés. Pour les deux analyses (Winkler et FSAFEM), les caractéristiques de déformation du pieu ont été prises égales à  $E_p = 2 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$  et  $\nu_p = 0.25$  pour le module de Young et le coefficient de Poisson respectivement.

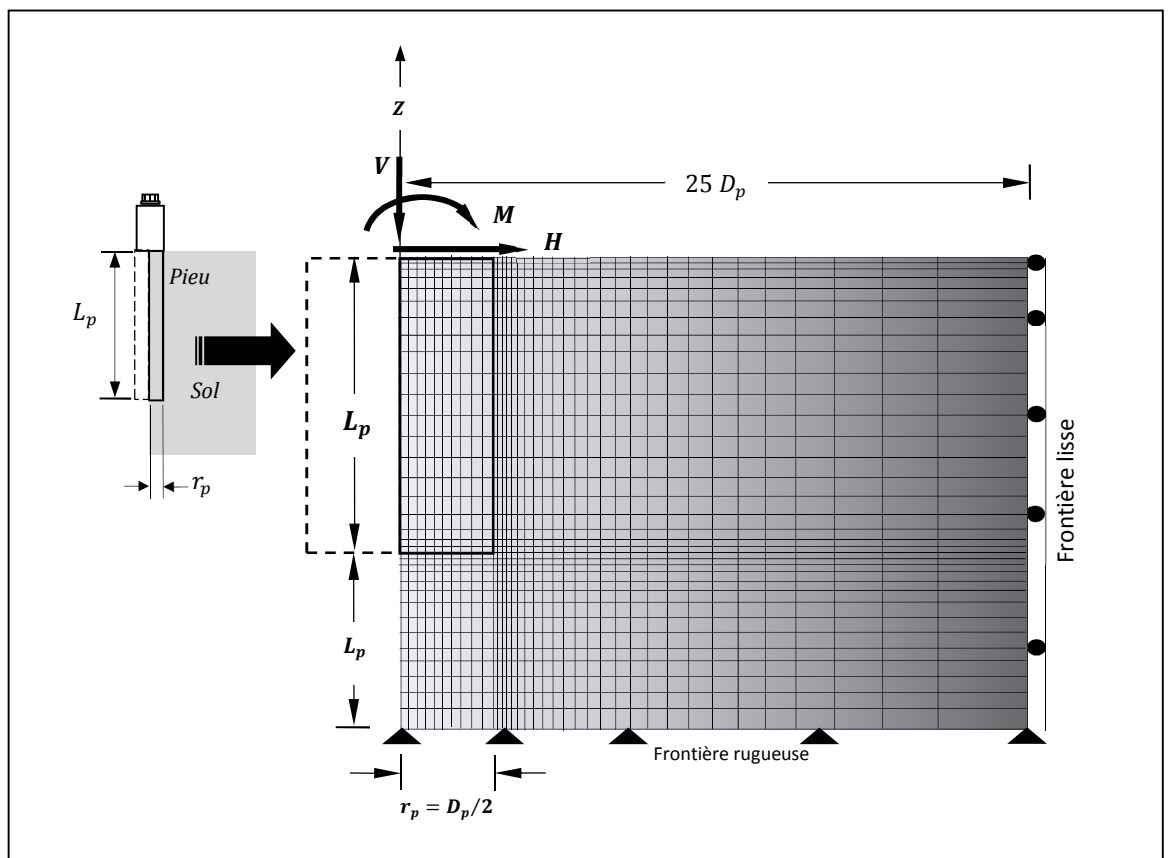


Figure 3.12 Maillage du modèle sol/pieu par éléments finis

### 3.10.4 Pieu d'élanement $L/D = 10$ soumis à une charge horizontale

- a) Déplacement adimensionnel en fonction de la rigidité relative  
Interface rugueuse.

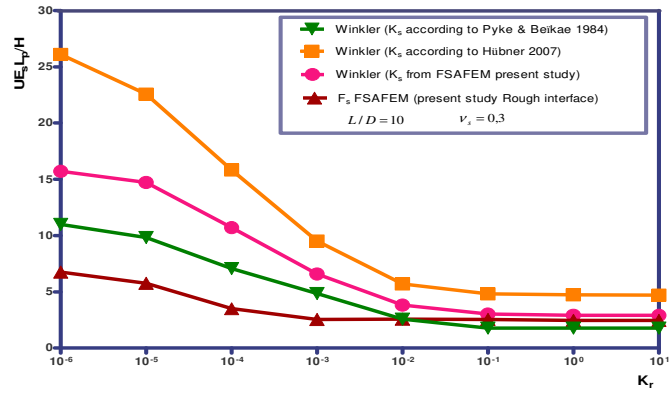


Figure. 3.13.a

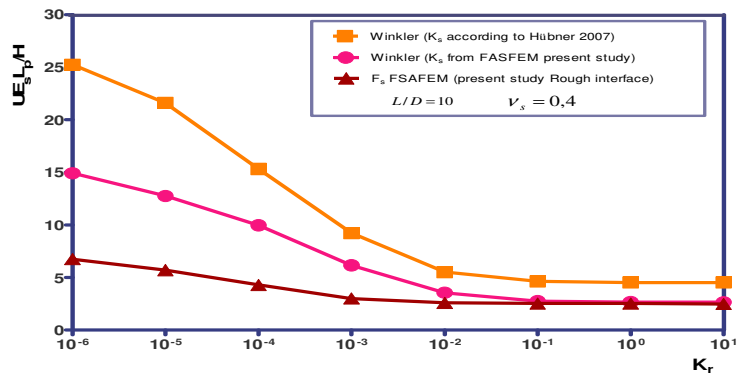


Figure. 3.13.b

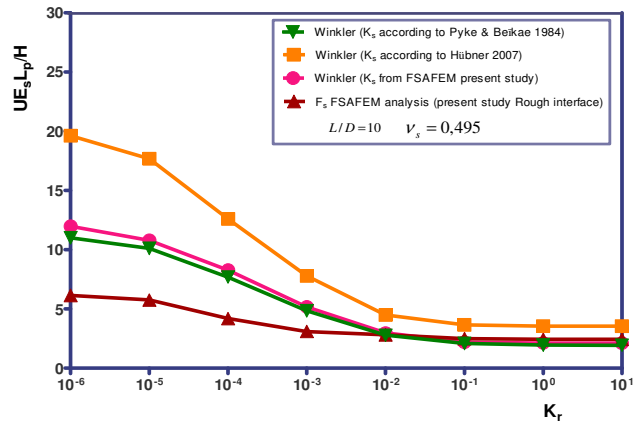


Figure. 3.13.c

Figure. 3.13 Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse.

a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

Les figures 3.13. a,b et c présentent la variation du déplacement adimensionnel en fonction de la rigidité relative  $K_r$  pour différentes valeurs du coefficient de Poisson,

dans ces figures l'interface sol/pieu est considérée rugueuse.

Les déplacements en tête du pieu sont beaucoup plus élevés pour les interfaces rugueuses que ceux présentés par les interfaces lisses. Les déplacements calculés à partir du coefficient  $\lambda$  proposé par Hübner sont surestimés pour toutes les valeurs du facteur de flexibilité. Pour les déplacements très rigides ( $K_r = 10$ ), le déplacement est deux fois plus élevé que les déplacements FSAFEM et presque quatre à cinq fois plus élevés pour les pieux très flexibles ( $K_r = 10^{-6}$ ). Par conséquent, ce modèle n'est plus considéré comme pratique pour une analyse rigoureuse des pieux chargés latéralement.

Le comportement des pieux sous une charge horizontale en utilisant soit le FSAFEM soit les deux modèles Winkler basés sur  $\lambda$  de Pyke et Beikae  $\lambda$  FSAFEM peuvent être distingués en deux modèles fondamentaux. Pour les pieux rigides où  $K_r$  est supérieur à  $10^{-2}$ , les trois méthodes produisent approximativement le même déplacement en tête, en particulier pour  $\nu_s = 0.495$ . Cependant, pour les pieux flexibles, plus  $K_r$  est petit plus la différence du déplacement en tête du pieu augmente à la figure 3.13 (c).

Les valeurs fournies par Pyke et Beikae sont plus proches de celles des éléments finis que de celles du modèle de Winkler basées sur  $\lambda$  FSAFEM. De légères différences sont remarquées pour  $\nu_s = 0.495$  dans la Figure 3.13 (c), où les modèles Winkler produisent des résultats approximativement identiques. Ceci est évident puisque  $\lambda$  de la FSAFEM et les  $\lambda$  de Pyke et Beikae étaient respectivement de 1.734 et 1.800 pour  $\nu_s = 0.495$ .

Interface lisse

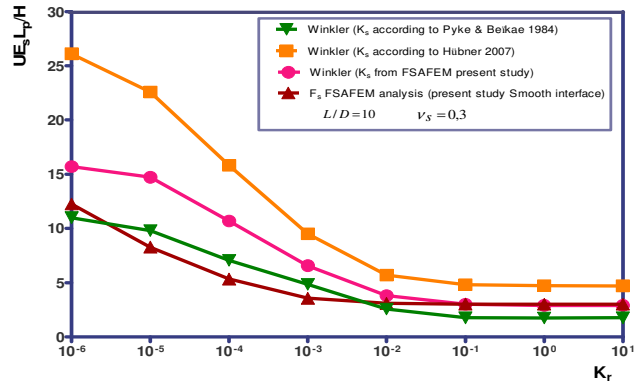


Figure 3.14 a

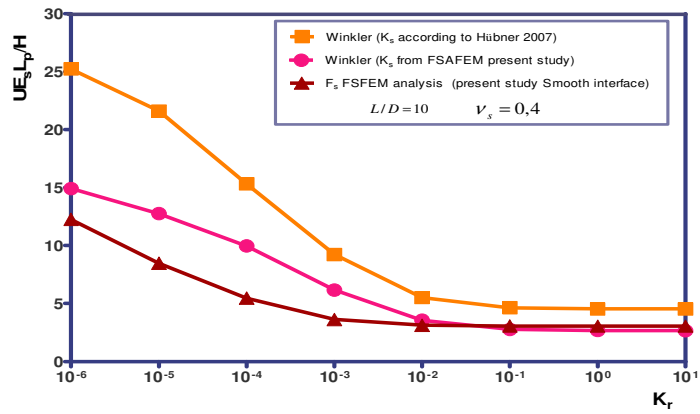


Figure 3.14 b

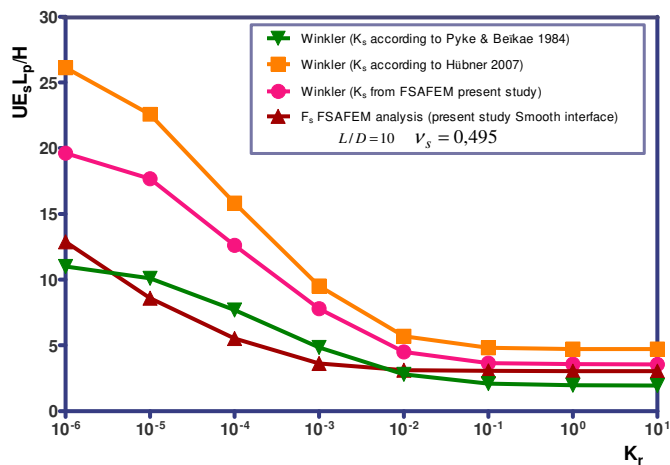


Figure.3.14.c

Figure. 3.14 Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse.



b)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

Les figures 3.14 a, b et c présentent la variation des déplacements en fonction de la rigidité relative avec les différentes méthodes citées plus haut en considérant l'interface sol/pieu lisse.

Les conclusions faites pour le cas de l'interface rugueuse restent valable pour le cas de l'interface lisse.

Les déplacements en tête du pieu pour l'interface rugueuse sont beaucoup plus importants que ceux présentées par l'interface lisse.

a) Moment adimensionnel en fonction de la rigidité relative  
Interface rugueuse

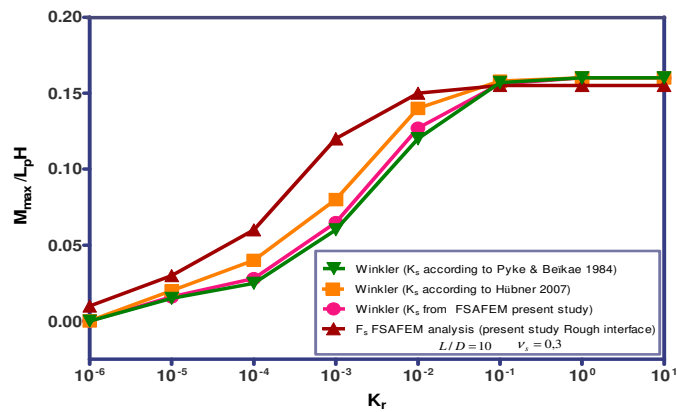


Figure 3.15.a

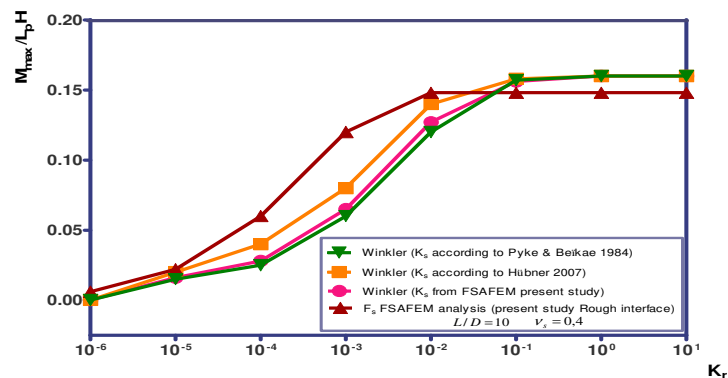


Figure 3.15.b

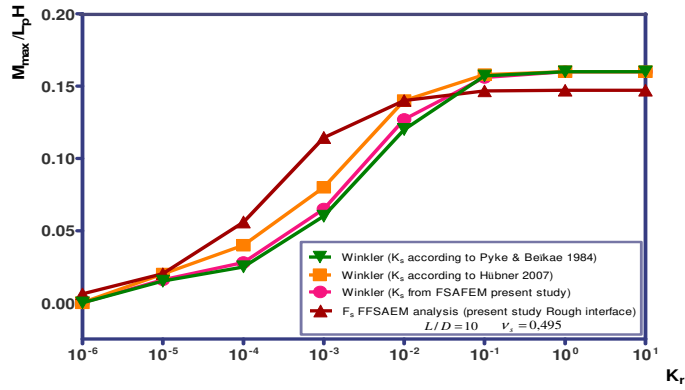


Figure 3.15.c

Figure. 3.15 Moment adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse.

b)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

Les figures 3.15.a, b et c présentent la variation du moment adimensionnel en fonction de la rigidité relative  $K_r$  pour différentes valeurs du coefficient de Poisson, dans ces figures l'interface sol/pieu est considérée rugueuse.

Dans les figures 3.15, tous les modèles de pieux rigides présentent les mêmes valeurs de  $M_{max}/L_p H$ . Pour les pieux flexibles, la méthode semi analytique par éléments finis surestime le moment de flexion, alors que les autres courbes des modèles de Winkler convergent l'une vers l'autre présentant la même tendance. Enfin, on peut noter que la variation du coefficient de Poisson a peu d'influence sur les résultats.

Interface lisse

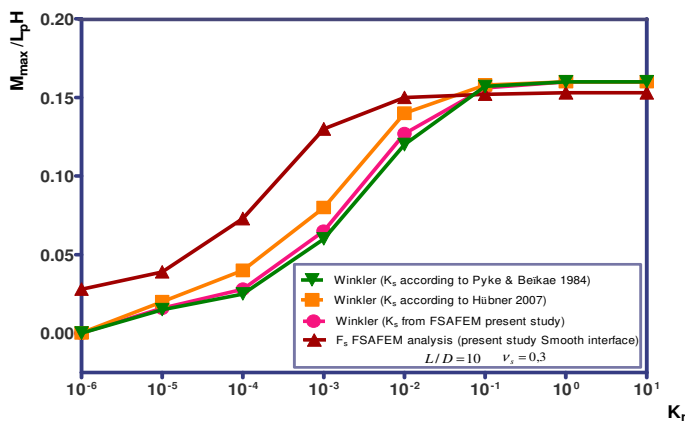


Figure. 3.16.a

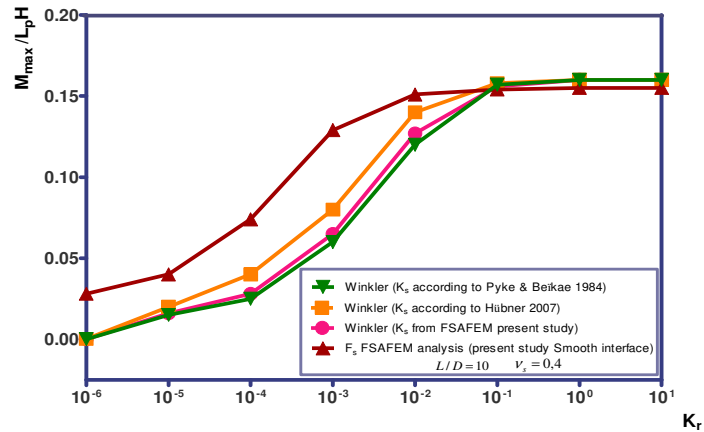


Figure. 3.16.b

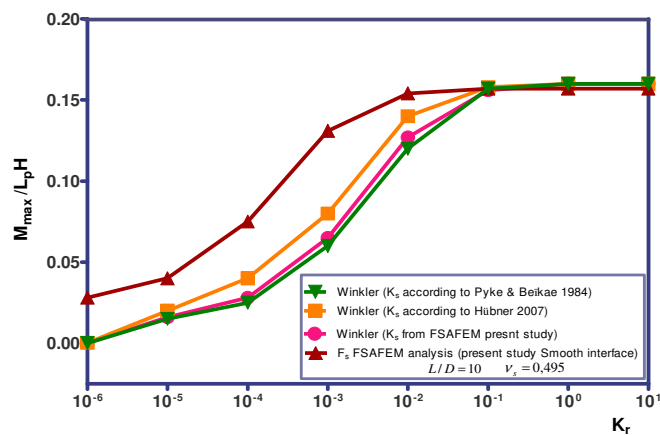


Figure 3.16.c

Figure. 3.16 Moment adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse

b)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

Les figures 3.16 a, b et c présentent la variation du moment en fonction de la rigidité relative avec une interface sol/pieu lisse. Comme pour les déplacements, avec la méthode des éléments finis les valeurs des moments sont plus importantes pour les valeurs faibles de  $K_r$  et sont pratiquement confondues pour les valeurs élevées de  $K_r$ .

### 3.10.5 Pieu d'élancement $L/D = 20$ soumis à une charge horizontale

- a) Déplacement adimensionnel en fonction de la rigidité relative  
Interface rugueuse.

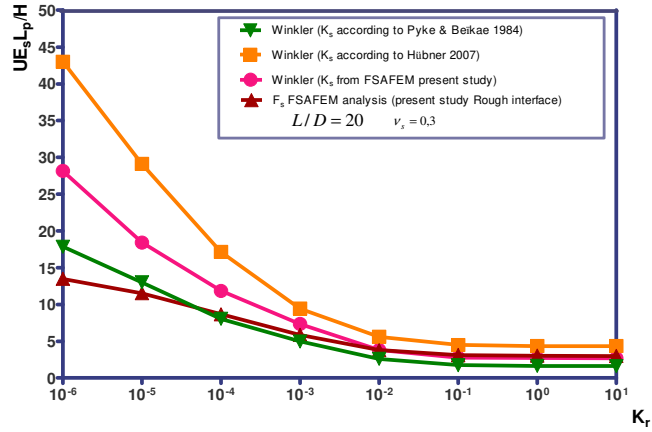


Figure. 3.17.a

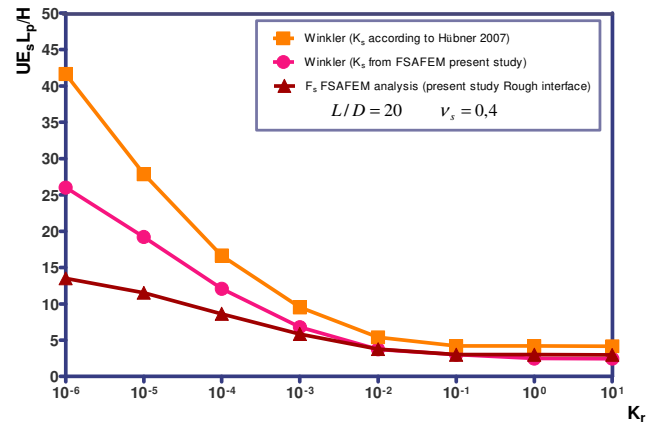


Figure 3.17.b

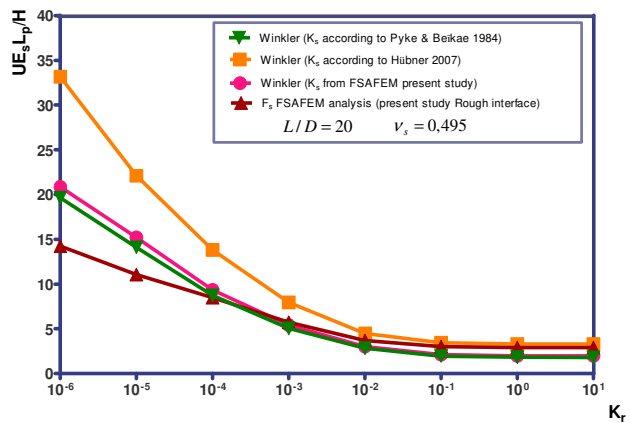


Figure 3.17.c

Figure.3.17 Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse

a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

Pour un pieu plus fin avec  $L_p/D_p = 20$  et une interface rugueuse, l'évolution du déplacement adimensionnel  $uE_sL_p/H$  en tête en fonction du facteur de flexibilité du pieu  $K_r$  est illustrée aux figures 3.17 (a, b et c) pour les trois rapports de coefficient de Poisson sélectionnés.

La première observation qui peut être constatée est que toutes les méthodes sont en accord étroit pour les pieux ayant un  $K_r$  variant entre  $10^{-2}$  et  $10$ . Cela signifie qu'une valeur de  $\lambda$  entre 1 et 2 pourrait donner le même déplacement que celui donné par l'analyse des éléments finis. Cependant, pour les valeurs du facteur de flexibilité inférieur à  $10^{-2}$ , l'écart pour le modèle Winkler basé sur  $\lambda$  de Hübner est clair et il devient plus grand d'autant que  $K_r$  diminue. Le déplacement en tête du pieu est deux à trois fois plus élevé que celui de l'analyse par éléments finis pour les pieux très flexibles ayant  $K_r = 10^{-6}$ . Les autres modèles de Winkler ont montré différentes variantes. Le modèle Winkler basé sur  $\lambda$  de Pyke et Beikae présente une concordance étroite avec l'analyse éléments finis, sauf un léger écart est constaté lorsque  $K_r$  est inférieur à  $K_r = 10^{-5}$ . Cette déviation est plus prononcée pour  $\nu_s = 0.495$

### Interface lisse.

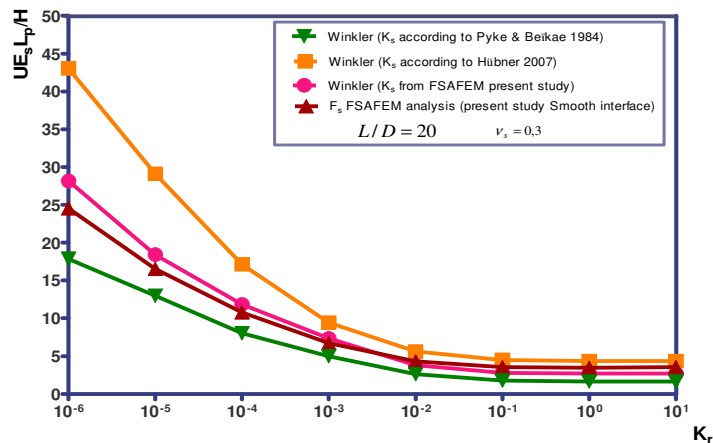


Figure. 3.18.a

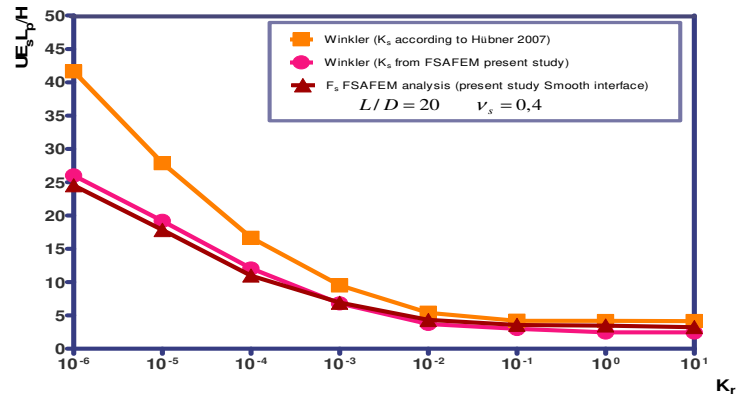


Figure 3.18.b

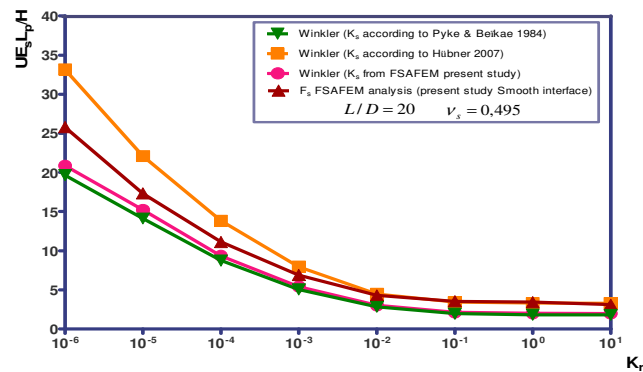


Figure 3.18.c

Figure. 3.18 Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse.

b)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

L'évolution des mêmes paramètres examinés dans les figures 3.18, est représentée sur les figures 3.18 pour une interface sol/pieu lisse. Contrairement à ce qui a été noté pour les pieux courts ( $L_p/D_p = 10$ ) et en particulier pour  $\nu_s = 0.3$ , le déplacement en tête du pieu correspondant au modèle Winkler basé sur  $\lambda$  de la FSAFEM est en accord étroit avec les résultats la méthode des éléments finis en 3D. Pour  $\nu_s = 0.495$  de légères différences sont remarquées et les deux courbes sont presque parallèles pour toute la gamme de  $K_r$ .

a) Moment adimensionnel en fonction de la rigidité relative

Interface rugueuse

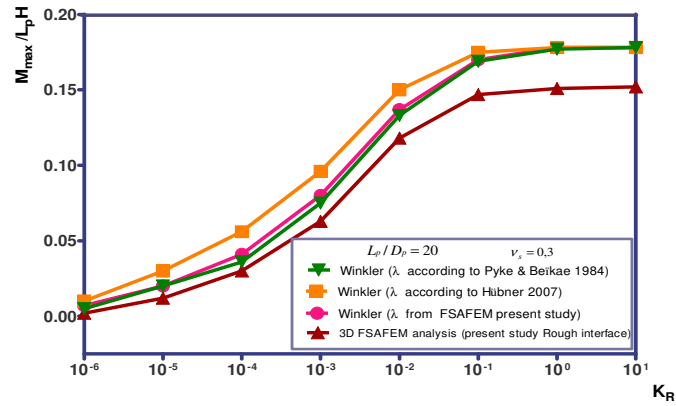


Figure.3.19.a

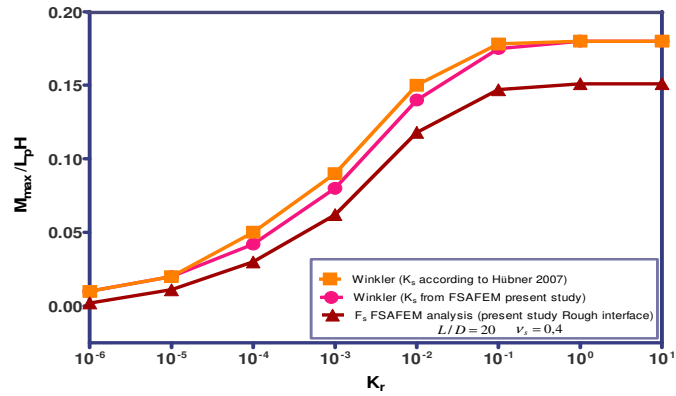


Figure.3.19.b

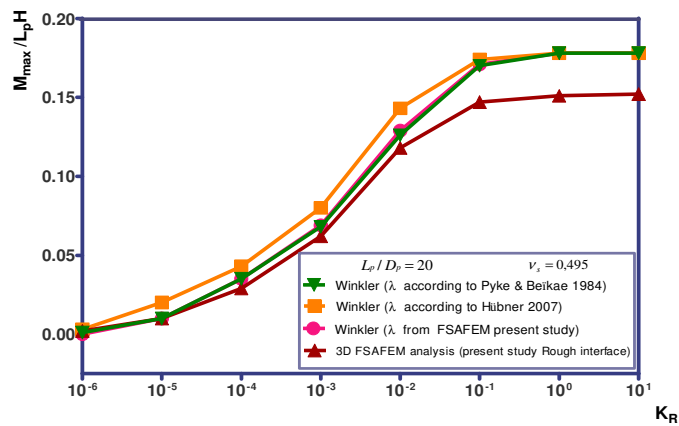


Figure. 3.19 Moment adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse

b)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

La variation du moment de flexion maximum se produisant le long d'un pieu mince ayant  $L_p/D_p = 20$  en fonction du facteur de flexibilité du pieu  $K_r$  est présentée dans les figures 3.19 (a) et 3.19 (b) pour  $\nu_s = 0.3$  et  $\nu_s = 0.495$  respectivement. Deux points importants méritent d'être notés. Tout d'abord, contrairement aux moments maximum qui ont eu lieu dans des pieux raides et pour lesquels les différentes méthodes d'analyse se sont révélées être en bon accord, une grande déviation est survenue ici pour cette classe de pieux ( $K_r > 10^{-2}$ ). Deuxièmement, les mêmes remarques peuvent être faites pour les pieux flexibles.

### Interface lisse

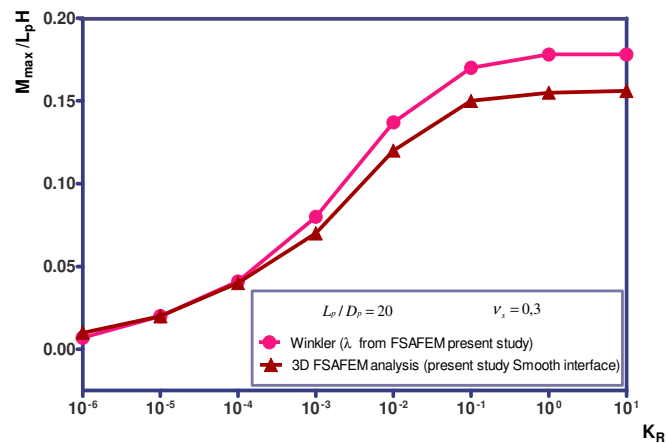


Figure 3.20.a

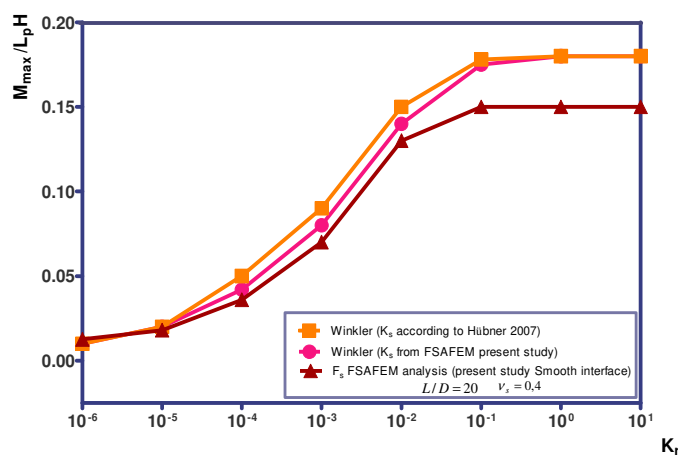


Figure 3.20.b



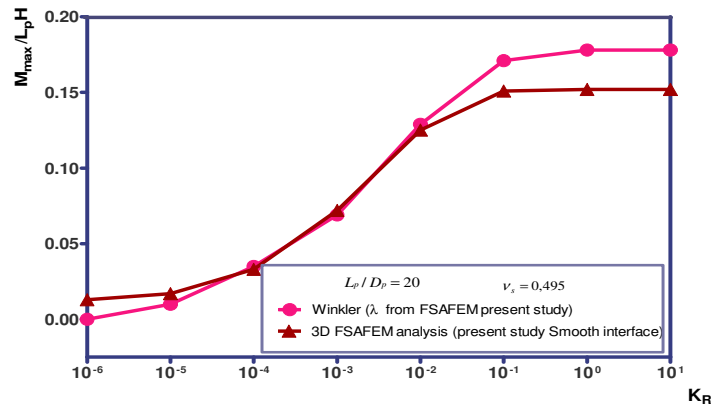


Figure 3.20.c

Figure. 3.20 Moment adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse.

b)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

Pour une interface sol/pieu lisse, les figures 3.20 (a) et 3.20 (b) et 3.20 (c) montrent la variation de  $M_{max}/L_p H$  en fonction de  $K_r$  pour les différentes valeurs du coefficient de Poisson considérés dans cette étude. Les résultats du modèle de Winkler avec  $\lambda$  issu de la FSAFEM concordent bien avec ceux des calculs par éléments finis pour la gamme de pieux flexibles. Cependant, pour les pieux rigides, la déviation reste telle que notée dans les figures 3.19.

### 3.10.6 d'élanement Pieu $L/D = 10$ soumis à un moment

a) Déplacement adimensionnel en fonction de la rigidité relative  
Interface rugueuse.

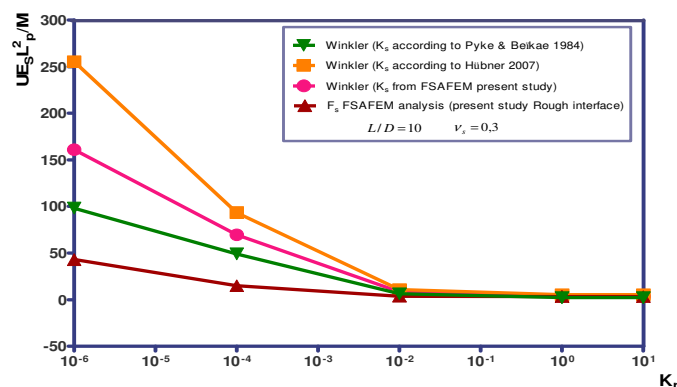


Figure. 3.21.a

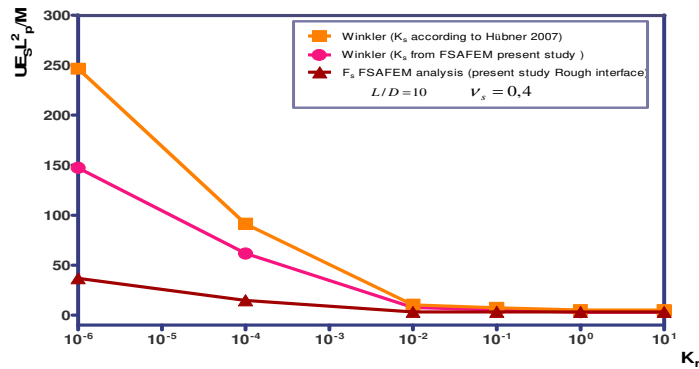


Figure 3.21.b

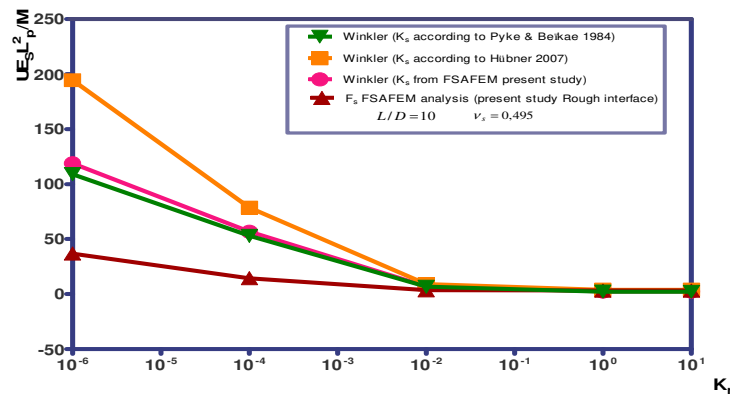


Figure. 3.21.c

Figure. 3.21. Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse.

a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

Étant donné que le moment maximum a lieu en tête de pieu pour un pieu soumis à un moment, la variation du moment de flexion maximal en fonction du coefficient de flexibilité n'est pas examinée dans cette-section. Seuls, les déplacements en tête du pieu sont étudiés en fonction de deux rapports de longueur/diamètre du pieu et deux états d'interface lisse et rugueux.

Les figures 3.21 montrent, pour un pieu court, l'évolution des déplacements en tête du pieu en fonction du facteur de flexibilité. Dans la figure 3.21 (a) qui est pertinente pour une interface de sol/pile  $\nu_s = 0.3$ , l'accord entre les différents modèles utilisés pour analyser le pieu est parfait pour la gamme des pieux rigides. Cela signifie que les modèles Winkler ne dépendent pas de  $\lambda$ . Cependant, l'effet du facteur de corrélation est important lorsque des pieux flexibles sont considérés. En effet, plus  $K_r$  est petit plus l'écart entre les différents modèles devient important.

Ces faits ont également été observés à la figure 3.21 (b et c), mais sont moins importants. Dans ces figures, les modèles Winkler avec  $\lambda$  selon Pyke et Beikae et  $\lambda$  issu de la FSAFEM ont donné les mêmes résultats.

Interface lisse.

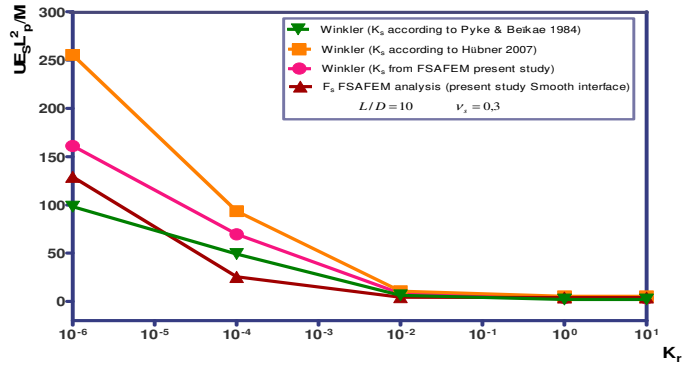


Figure. 3.22.a

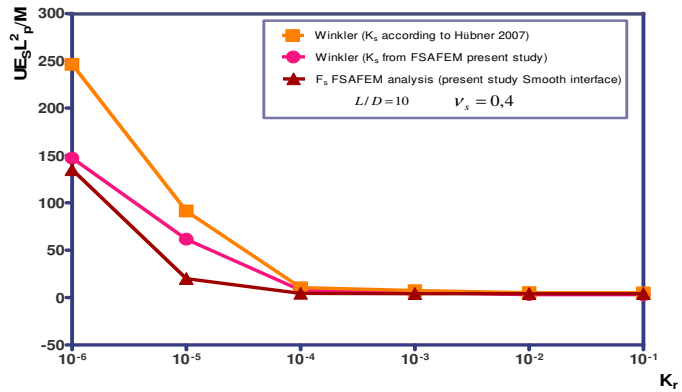


Figure. 3.22.b

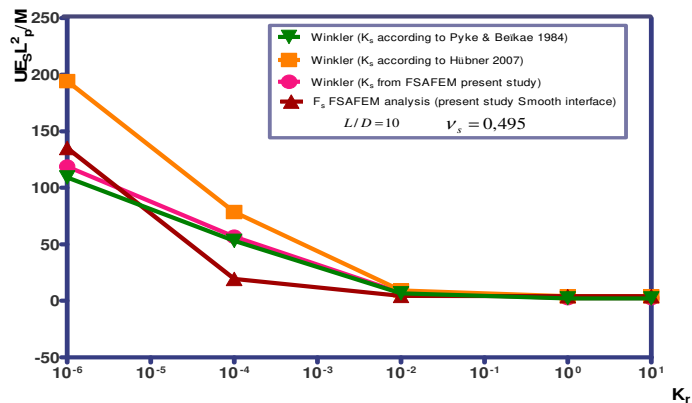


Figure. 3.22.c

Figure. 3.22 Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse

a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

Pour une interface sol/pieu lisse, les figures 3.22 (a) et 3.22 (b) et 3.22 (c) montrent la variation de  $M_{max}/L_p H$  en fonction de  $K_R$  pour les trois valeurs du coefficient de Poisson considérées dans cette étude. Les résultats du modèle Winkler avec  $\lambda$  basé sur la FSAFEM concordent bien avec ceux des calculs d'éléments finis pour la gamme des pieux flexibles. Cependant, pour les pieux rigides, la déviation reste telle que notée dans les figures 3.21.

### 3.10.7 Pieu d'élanement $L/D = 20$ soumis à un moment

- a) Déplacement adimensionnel en fonction de la rigidité relative  
Interface rugueuse.

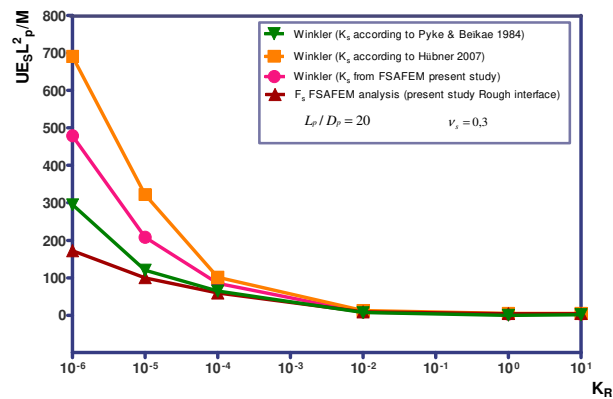


Figure. 3.23.a

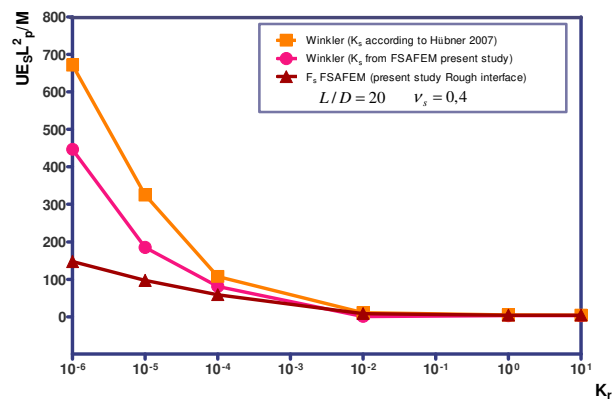


Figure. 3.23.b

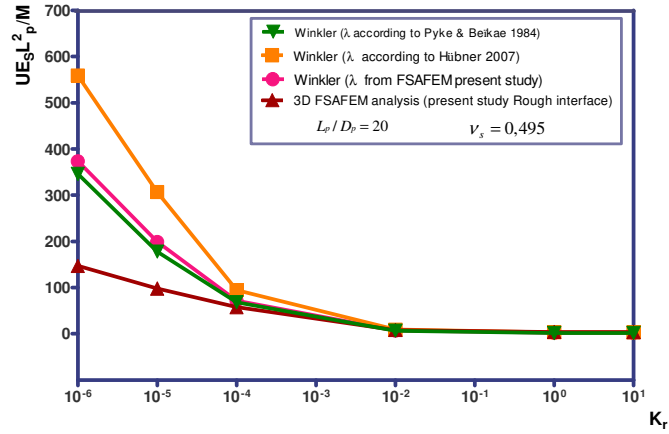


Figure. 3.23.c

Figure.3.23 Déplacements adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface rugueuse

a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

Interface lisse.

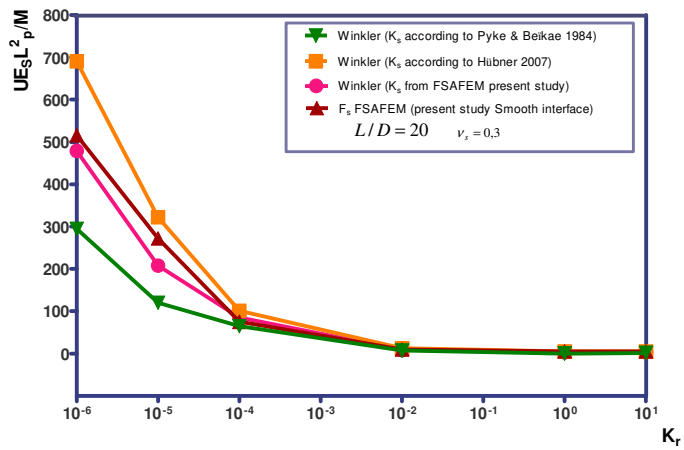


Figure. 3.24.a

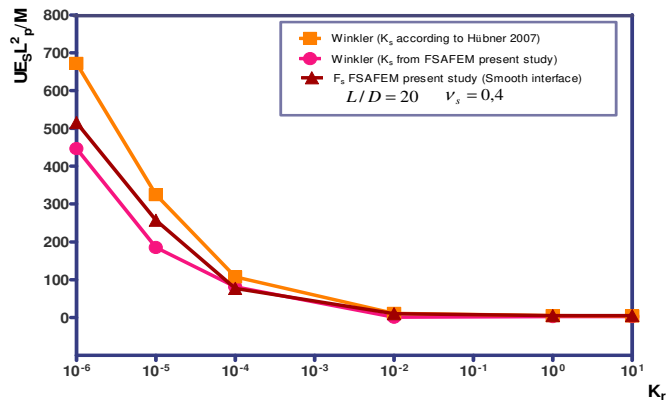


Figure. 3.24.b

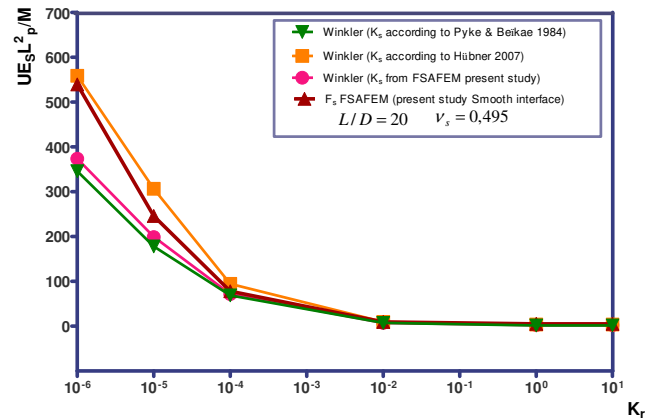


Figure. 3.24.c

Figure. 3.24 Déplacement adimensionnel en fonction de  $K_r$  pour une interface lisse

a)  $\nu_s = 0.3$ , b)  $\nu_s = 0.4$ , c)  $\nu_s = 0.495$

Les déplacements adimensionnelles en tête de pieu en fonction du facteur de flexibilité sont tracées respectivement sur les figures 3.23 et 3.24 pour les interfaces rugueuses et lisses. Bien que les valeurs de déplacement en tête de pieu pour ce rapport d'élanement soient bien différentes de celles obtenues pour les petits pieux illustrées aux figures 3.21 et 3.22, la même tendance est observée et par conséquent les mêmes remarques peuvent être faites pour les figures 3.23 et 3.24.

### 3.11 Conclusion

Le modèle de Winkler basé sur l'utilisation de ressorts non couplés pour modéliser le sol est le modèle le plus utilisé pour analyser un pieu sous chargement latéral, étant donné la facilité de le traduire en un code informatique. Ce modèle est essentiellement basé sur le coefficient de réaction du sol ainsi que l'interaction sol/pieu. Cependant, de nombreux auteurs ont remarqué que ce modèle surestime le déplacement en tête du pieu pour les pieux élastiques utilisés pour supporter par exemple les plateformes offshore. Jusqu'à présent, on ne sait pas si ces lacunes sont dues à la nature du modèle de Winkler lui-même qui ne tient pas compte de la continuité du domaine modélisé par un ensemble de ressorts non couplés ou de l'inexactitude des valeurs empiriques du coefficient de réaction du sol donné à la rigidité de chaque ressort le long du pieu.

Afin de trouver une corrélation entre le coefficient de réaction du sol et les propriétés de rigidité du sol, à savoir : Le module de Young et le coefficient de Poisson,

une tranche mince du système de sol/pieu a été considérée pour reproduire les conditions de contrainte planes qui peuvent se produire dans le voisinage immédiat du pieu dans un endroit suffisamment profond loin de l'influence de la pointe du pieu et de la surface du sol. L'analyse a été menée à l'aide d'une procédure numérique appelée Méthode des éléments finis assistée par les séries de Fourier (FSAFEM) qui est parfaitement adaptée aux problèmes axisymétriques soumis à un chargement non axisymétrique.

Les corrélations établies avec d'autres expressions trouvées dans la littérature ont été implémentées dans un code informatique du modèle Winkler existant. Ce dernier ainsi qu'une analyse par éléments finis complète ont été appliqués pour étudier le comportement des pieux avec deux rapports de longueur/diamètre différents soumis à un chargement latéral puis à un moment dans un milieu caractérisé par trois valeurs de coefficient de Poisson. L'étude a porté sur la variation des déplacements en tête de pieu et du moment de flexion maximum en fonction de la rigidité relative sol/pieu pour chaque modèle en fonction de deux états d'interface de sol/pieu : rugueuse et lisse. Les principales conclusions sont les suivantes :

Les déplacements en tête des pieux courts calculés avec les modèles de Winkler basés sur  $\lambda$  provenant de différentes sources sont parfaitement en accord avec celles de l'analyse par éléments finis dans la gamme des pieux rigides, en particulier pour  $\nu_s = 0.495$ . Pour  $\nu_s = 0.3$ , un modèle Winkler avec  $\lambda = 1.2$  donne une concordance exacte avec les résultats de la FSAFEM. Cependant, plus  $K_R$  est petit plus l'écart devient important pour les pieux flexibles. Une valeur de  $\lambda > 2$  est nécessaire pour se rapprocher des résultats des éléments finis.

Pour les pieux flexibles ayant  $L_p/D_p = 20$ , le facteur de corrélation  $\lambda$  établi dans la présente étude est le plus approprié pour les pieux dont  $10^{-3} < K_R < 10$ , en particulier pour  $\nu_s = 0.495$ . En dehors de cette gamme, le facteur de corrélation devrait être supérieur à 2 pour correspondre aux résultats des éléments finis.

Sous l'effet d'un moment de renversement, les déplacements en tête des pieux courts ou des pieux élancés ont montré le même modèle pour des valeurs de rigidité relative de  $K_R > 10^{-2}$ . Dans cette tranche de rigidité, l'effet de  $\lambda$  est négligeable.

Bien que la détermination du facteur de corrélation ait été effectuée sur la base d'une procédure numérique rigoureuse, les résultats n'étaient pas ce à quoi nous nous attendions. Nous concluons donc que les incohérences trouvées dans les modèles

Winkler ne sont pas dues à l'imprécision de la rigidité des ressorts, mais au modèle lui-même qui remplace un milieu continu par des ressorts discrets non couplés en ignorant le transfert des contraintes de cisaillement entre les couches de sol.



*CHAPITRE 4***ANALYSE DES PIEUX COURTS DE GRANDS DIAMETRES  
APPORT DES MODELES PAR ELEMENTS FINIS  
ET INADAPTATION DE LA METHODE P-Y POUR LE  
DIMENSIONNEMENT**Résumé

---

Le dimensionnement des pieux de grand diamètres ou mono pieux et traditionnellement fait avec la méthode des courbes  $p-y$  recommandée par le API (American Petroleum Institut), cependant, de nombreuses recherches ont montré que la méthode  $p-y$  n' est pas adaptée au dimensionnement des mono pieux et présente de nombreuses carences. Ce travail présente en premier lieu un état de l' art des méthodes proposées pour le dimensionnement des pieux courts, allant de celles basées sur la modification des courbes  $p-y$  initiales à des méthodes plus rigoureuses telles que les différences finies et les éléments finis.

Une analyse par la MEF de fondations d' éoliennes offshore dans différents sites est ensuite présentée, les résultats obtenus sont comparés à ceux issus des méthodes  $p-y$  modifiées dans lesquelles la rigidité initiale des courbes  $p-y$  dépend du diamètre du pieu.

---

#### 4.1 Introduction

L'épuisement des sources d'énergie traditionnelles a conduit à une augmentation de la recherche d'alternatives dans les sources d'énergie renouvelables pour répondre aux besoins de la société. En conséquence, un développement rapide s'est produit dans l'installation de parcs éoliens à la fois dans les zones côtières et offshore afin de garantir une électricité propre en tant que source d'énergie permanente. Étant donné que les vents au large ont tendance à avoir des vitesses plus élevées et moins turbulents que les vents terrestres, ce qui a entraîné une augmentation de l'énergie potentielle produite dans les sites offshore par rapport à celle produite dans les zones côtières, plusieurs parcs éoliens offshore ont déjà été installés sur toute la planète durant la dernière décennie et un grand nombre est prévu dans l'avenir proche. Bien qu'il existe de nombreuses options pour soutenir les turbines éoliennes offshore (OWT), en fonction de la profondeur de l'eau, (allant des fondations gravitaires pour les faibles profondeurs de 0-15 m aux fondations flottantes pour des eaux très profondes de 60 à 200 m), le monopieu est le concept de fondation préférée pour les convertisseurs d'énergie éolienne offshore, dans les eaux peu profondes jusqu'à quarante mètres, en raison de son processus d'installation relativement simple et rentable (Ahmed et Hawlader 2016 [61] , Abed et al., 2016 [51] et Aissa et al., 2017 [52] ). Les monopieux se composent de tubes en acier soudés fondés à l'extrémité ouverte dans le sol. Les pieux d'un diamètre allant jusqu'à 8 m sont déjà installés et des diamètres encore plus grands sont actuellement programmés (Achmus et al. 2009 [62] ; Adhikari et Bhattacharya (2011, 2012) [63] , Carswell et al., 2015 [64] ; Lombardi et al., 2013 [65] ; Laszlo et al. (2016, 2017) [66] , Galvin et al., 2016 [67] et Sheil et Finnegan 2016 [68] ).

L'élément clé dans la conception des fondations monopieux est de répondre aux analyses de conception à l'ELU (Etat Limite Ultime) et ELS (Etat Limite de Service). Dans l'analyse à l'ELU, les propriétés du monopieu doivent être choisies de telle sorte que la résistance du sol soit maintenue dans une marge de sécurité loin de sa rupture afin d'assurer la sécurité de la structure de l'ensemble de la Turbine éolienne Offshore. Dans l'état limite de service, les

mouvements en tête du monopieu (déplacement et rotation) dans des cas de chargement extrême doivent rester inférieurs à certaines limites.

Pour satisfaire à la fois les exigences ELU et ELS, la conception de la structure et de la sous-structure d'une turbine éolienne offshore citée OWT (Offshore Wind Turbine) dans ce qui suit, doit être effectuée correctement en incluant l'interaction sol/monopieu afin de permettre aux OWT de supporter les forces dynamiques permanentes induites par les vibrations pendant leur durée de vie étant donné que ce sont des structures dynamiquement sensibles. La combinaison des forces induites avec la fréquence de fonctionnement pourraient potentiellement déclencher le phénomène de résonance. Afin d'éviter ce phénomène problématique qui peut conduire à l'endommagement total d'une OWT, celle-ci doit être conçue de telle sorte que la première fréquence propre soit suffisamment éloignée des fréquences d'excitation principales du chargement dynamique. En d'autres termes, elle devrait se situer entre la turbine (1P) et les fréquences de passage des lames (3P), c'est-à-dire dans l'intervalle correspondant à l'intervalle "Souple-rigide". L'American Petroleum Institute (API, 2014) [30] et les normes Det Norske Veritas (DNV, 2013) [69] qui sont les directives offshore les plus connues recommandent d'utiliser l'approche du modèle Winkler pour concevoir des monopieux soumis à un chargement latéral. Dans cette approche, les monopieux sont considérés comme des poutres sur des fondations non linéaires de Winkler (BNWF) et la réponse du sol est analysée au moyen de courbes  $p - y$  fournissant la réaction du sol  $p$  en fonction du déplacement latérale  $y$ . Cependant, cette méthode d'analyse échoue lorsqu'elle est appliquée à des monopieux de grand diamètre (avec des diamètres de cinq à huit mètres et des rapports de flexibilité autour de 5) donnant lieu à beaucoup d'interrogation concernant sa formulation. Les limites de cette méthode empirique sont discutées en détail dans ce chapitre dans une section distincte. En ce qui concerne l'exécution des exigences ELU et ELS, la conception monopieu doit s'appuyer sur une méthode rigoureuse telle que la méthode des Eléments Finis. À cet égard, un code informatique NAMPULAL (Analyse Non linéaire des Monopieux sous charge Latérale et Axiale) établit sur la base du modèle des tranches verticales EF combiné à l'utilisation d'un modèle hyperbolique pour la modélisation des sols

sablonneux (Otsmane et Amar Bouzid 2018) est utilisé comme outil d'analyse des monopieux sous charge monotone.

L'objectif de ce travail est divisé en trois sous-objectifs distincts. Le premier consiste à montrer qu'une analyse éléments finis basée sur un modèle hyperbolique de sol non linéaire implanté dans NAMPULAL est le meilleur choix en tant que méthode d'analyse pour une conception sûre des OWT. Ceci est réalisé en examinant les déplacements et les rotations en tête du monopieu par NAMPULAL ainsi que le profil de déplacement du monopieu qui est compatible avec le modèle de déformation des monopieux rigides.

Le deuxième consiste à confirmer ce qui a été indiqué sur le comportement des monopieux chargés latéralement depuis l'émergence de l'industrie OWT par de nombreux chercheurs et qui constatent que la formulation O'Neill et Murchison (1983) qui a été adoptée en premier par l'API puis par la DNV n'est plus appropriée pour l'analyse de monopieux de grand diamètre sous un chargement horizontal loin d'une analyse EF. En d'autres termes, dans quelle mesure les modèles Winkler sont inappropriés pour prédire la réponse des monopieux chargés latéralement.

Le troisième consiste à évaluer correctement les modèles Winkler en fonction des dernières modifications des courbes de  $p - y$  dans le sable proposées dans la gamme délimitée par les résultats de l'API et des éléments finis. Ici, le but est de mieux comprendre si ces modèles ont amélioré l'évaluation précise du comportement latéral des monopieux de grand diamètre supportant des éoliennes offshore ou n'ont pas réussi à résoudre correctement ce problème.

Afin de préparer les solutions nécessaires permettant d'atteindre ces objectifs distincts et de mieux comprendre le comportement des monopieux de petit et de grand diamètre, la section suivante est consacrée à la description des mécanismes de rupture de ce type de fondations profondes, suivies par les formulations  $p - y$  adoptées par les directives offshore telles que API et DNV. Dans cette section, les auteurs fournissent en détails une vue critique de la méthode Winkler comme méthode d'analyse et donnent également les limites de son application aux monopieux de grand diamètre. Dans la section qui suit, les dernières modifications proposées des courbes  $p - y$  dans le sable sont données.

Ces courbes  $p - y$  modifiées ont été introduites dans un programme informatique appelé IGTHPile afin d'être utilisé ultérieurement à des fins de comparaison. Les trois objectifs visés par le présent travail sont réalisés à travers l'analyse de quatre études de cas.

#### 4.2 Mécanismes de rupture flexibles et rigides des monopieux de petit et grand diamètre.

Les pieux isolés (monopieux) comme ceux utilisés pour soutenir les bâtiments, les ponts ou les plates-formes offshore dans les industries du pétrole et du gaz peuvent être distinguées en termes de comportement latéral en deux classes principales, à savoir des pieux flexibles (minces) et des pieux courts (rigides). Dans la première classe, le comportement des monopieux est caractérisé par la participation au mouvement de la seule partie supérieure des monopieux dont la longueur dépend de la rigidité du sol/monopieu. Dans la situation extrême, la rupture se produit dans le pieu par la formation d'une rotule plastique dans les points de déplacement nul. Dans la deuxième classe, un «coup de pied» se produit en réponse aux charges appliquées. En d'autres termes, le monopieu subit un mouvement sur toute sa longueur. Le mécanisme de rupture de ces monopieux rigides se produit d'abord dans le sol lorsque le monopieu subit une rotation importante en tête. Étant donné que le diamètre est inférieur à 2 m en général, cette flexibilité ou rigidité dépend du fait que la longueur effective du monopieu  $L_p$  soit inférieure ou supérieure à une valeur appelée longueur critique  $L_{pc}$  (Figure 4.1 b et 4.1 c). Ces pieux de petit diamètre sont courts et rigides si leur longueur effective est inférieure à la longueur critique et mince et flexible dans la situation inverse. Le concept de longueur critique ou de flexibilité critique  $L_{pc}/D_p$  ( $D_p$  étant le diamètre du pieu) est la principale clé distinctive entre ces deux comportements. La notion de longueur critique a été bien abordée par de nombreux chercheurs, il y a plusieurs décennies (Randolph 1981 [13], Davies et Budhu 1986 [8] et Amar Bouzid 1997 [70]).

Bien que les monopieux utilisés pour soutenir les OWT soient profondément fondés dans les sous-sols marins, où la longueur d'ancrage peut atteindre 35 m dans

certaines situations, leur longueur effective est inférieure à la longueur critique correspondante en raison de leur grand diamètre qui est actuellement de 6 m en pratique routinière et prévoyant 8 m pour les installations futures (Thieken et al., 2015 [71]). Par conséquent, ces monopieux sont longs et rigides. La figure 4.1 (a) montre le mécanisme de rupture d'un monopieu, déclenché par des rotations supérieures et inférieures du monopieu et sans qu'il n'y ait formation de rotule plastique.

Les raideurs caractérisant les ressorts habituellement utilisées pour représenter l'interaction sol/monopieu et donc employées pour calculer certaines caractéristiques dynamiques de l'OWT dépendent dans une large mesure de la nature du monopieu. Dans les monopieux longs et flexibles, la rigidité latérale du ressort  $K_L^{Flexible}$ , la rigidité de torsion du ressort  $K_R^{Flexible}$  et la rigidité de couplage croisé du ressort  $K_{LR}^{Flexible}$  dépendent en plus du module de Young du sol  $E_s$  et du diamètre du monopieu  $D_p$ , de la rigidité relative monopieu/sol  $E_p/E_s$ . Le tableau 4.1 donne les relations établies les plus connues. Cependant, pour les monopieux de grand diamètre et les monopieux courts de petit diamètre, les rigidités  $K_L^{Rigid}$ ,  $K_R^{Rigid}$  et  $K_{LR}^{Rigid}$  dépendent, en plus du module  $E_s$  et du diamètre du monopieu  $D_p$ , du rapport d'élanement  $L_p/D_p$  du monopieu. Cela a été indiqué depuis plus de deux décennies par Carter et Kulhawy (1992) [15] pour des sols homogènes et confirmé récemment par de nombreux auteurs (Higgins et al. 2013 [72] ; Shadlou et Bhattacharya 2016 [73] , Abed et al., 2016 et Aissa et al., 2017) pour trois profils de sols différents. Ces fonctions d'impédance de rigidité sont listées dans le tableau 4.1.

La plupart des expressions données dans le tableau 4.1 ont été déduites des coefficients de flexibilité calculés par les différents auteurs dans leurs documents. Cependant, les expressions du tableau 4.2 ont été répertoriées dans leur publication respective.

Tableau 4.1. Fonction d'impédance pour un pieu élancé proposé par différents auteurs dans trois profils de sol.

Auteurs	$K_L^{Flexible}/E_{SD}D_p$	$K_{LR}^{Flexible}/E_{SD}D_p^2$	$K_R^{Flexible}/E_{SD}D_p^3$
<b>SOL HOMOGENE</b>			
Randolph 1981 [13]	$1.630 (E_p/E_{SD})^{0.143}$	$-0.342 (E_p/E_{SD})^{0.428}$	$0.197 (E_p/E_{SD})^{0.714}$
Amar Bouzid 1997 [70]	$1.152 (E_p/E_{SD})^{0.213}$	$-0.317 (E_p/E_{SD})^{0.479}$	$0.294 (E_p/E_{SD})^{0.695}$
Gazetas 1991	$1.000 (E_p/E_{SD})^{0.210}$	$-0.220 (E_p/E_{SD})^{0.500}$	$0.150 (E_p/E_{SD})^{0.750}$
Davies et Budhu 1986 [8]	$1.292 (E_p/E_{SD})^{0.182}$	$-0.309 (E_p/E_{SD})^{0.454}$	$0.182 (E_p/E_{SD})^{0.727}$
Shadlou et Bhattacharya 2016 [73]	$1.580 (E_p/E_{SD})^{0.186}$	$-0.327 (E_p/E_{SD})^{0.500}$	$0.204 (E_p/E_{SD})^{0.730}$
<b>SOL de GIBSON</b>			
Randolph, 1981	$0.853 (E_p/E_{SD})^{0.333}$	$-0.313 (E_p/E_{SD})^{0.555}$	$0.195 (E_p/E_{SD})^{0.777}$
Budhu and Davies 1987	$0.734 (E_p/E_{SD})^{0.333}$	$-0.270 (E_p/E_{SD})^{0.555}$	$0.173 (E_p/E_{SD})^{0.777}$
Amar Bouzid, 1997	$1.138 (E_p/E_{SD})^{0.327}$	$-0.591 (E_p/E_{SD})^{0.523}$	$0.450 (E_p/E_{SD})^{0.726}$
Gazetas 1991	$0.600 (E_p/E_{SD})^{0.350}$	$-0.170 (E_p/E_{SD})^{0.600}$	$0.150 (E_p/E_{SD})^{0.800}$
Shadlou and Bhattacharya 2016	$0.861 (E_p/E_{SD})^{0.340}$	$-0.291 (E_p/E_{SD})^{0.567}$	$0.188 (E_p/E_{SD})^{0.780}$
<b>NON HOMOGENEITE PARABOLIQUE</b>			
Gazetas 1991	$0.800 (E_p/E_{SD})^{0.280}$	$-0.240 (E_p/E_{SD})^{0.530}$	$0.150 (E_p/E_{SD})^{0.770}$
Shadlou and Bhattacharya 2016	$1.106 (E_p/E_{SD})^{0.270}$	$-0.319 (E_p/E_{SD})^{0.520}$	$0.193 (E_p/E_{SD})^{0.760}$

Tableau 4.2. Fonctions d'impédance de recherche antérieures pour les monopieux rigides proposées par différents auteurs dans trois profils de sols.

Auteurs	$K_L^{Rigid}/E_{SD}D_p$	$K_{LR}^{Rigid}/E_{SD}D_p^2$	$K_R^{Rigid}/E_{SD}D_p^3$
<b>SOLS HOMOGENES</b>			
Carter et Kulhawy 1992 [15]	$1.884 (L_p/D_p)^{0.627}$	$-1.048 (L_p/D_p)^{1.483}$	$1.910 (L_p/D_p)^{2.049}$
Higgins et al. 2013	$2.426 (L_p/D_p)^{0.710}$	$-1.440 (L_p/D_p)^{1.670}$	$1.789 (L_p/D_p)^{2.459}$
Shadlou et Bhattacharya 2016	$3.488 (L_p/D_p)^{0.620}$	$-1.935 (L_p/D_p)^{1.560}$	$1.798 (L_p/D_p)^{2.500}$
Aissa et al. 2017 [52]	$2.756 (L_p/D_p)^{0.668}$	$-1.595 (L_p/D_p)^{1.636}$	$1.731 (L_p/D_p)^{2.495}$
Higgins et al. 2013 [72]	$0.929 (L_p/D_p)^{2.041}$	$-0.633 (L_p/D_p)^{3.061}$	$0.672 (L_p/D_p)^{3.941}$
Abed et al. 2016 [51]	$1.708 (L_p/D_p)^{1.661}$	$-1.233 (L_p/D_p)^{2.665}$	$1.153 (L_p/D_p)^{3.605}$
<b>SOLS DE GIBSON</b>			
Shadlou and Bhattacharya 2016	$2.561 (L_p/D_p)^{1.530}$	$-1.935 (L_p/D_p)^{2.500}$	$1.730 (L_p/D_p)^{3.450}$
<b>SOL AVEC UNE VARIATION PARABOLIQUE DE LA RIGIDITE</b>			
Abed et al. 2016	$2.841 (L_p/D_p)^{0.997}$	$-2.933 (L_p/D_p)^{1.767}$	$3.894 (L_p/D_p)^{2.562}$
Shadlou et Bhattacharya 2016	$2.905 (L_p/D_p)^{1.070}$	$-1.962 (L_p/D_p)^{2.000}$	$1.771 (L_p/D_p)^{3.000}$

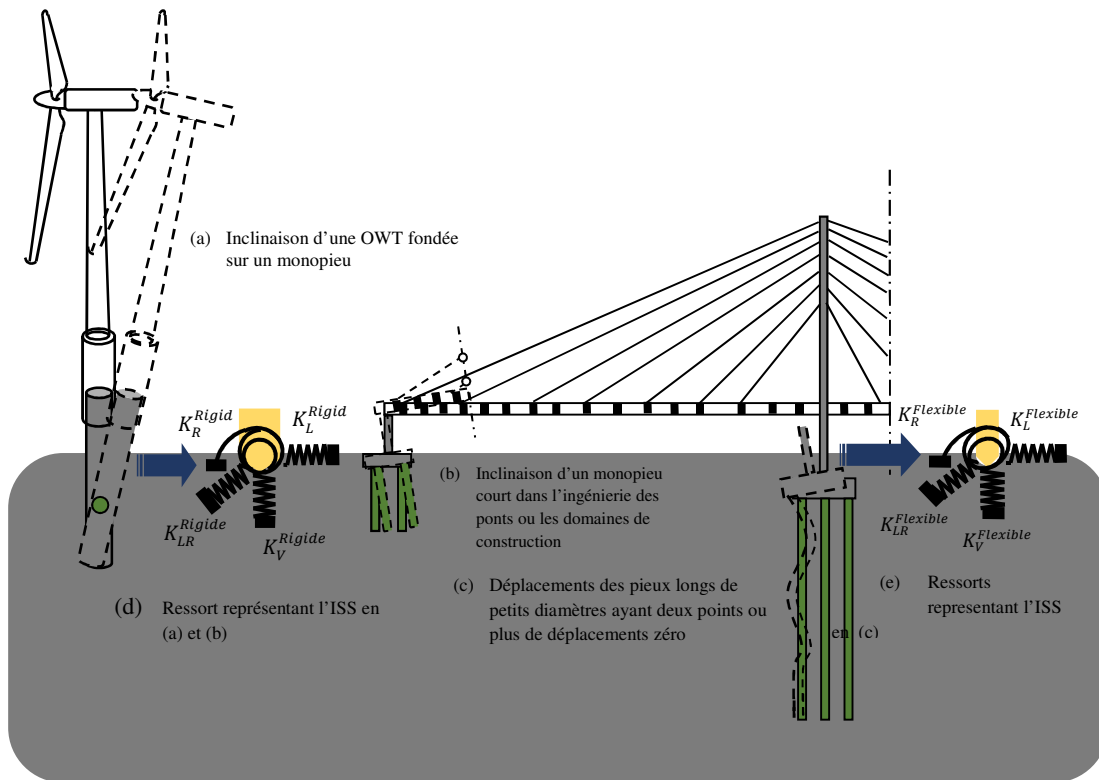


Figure 4.1 Mécanismes de rupture des monopieux de grands et petits diamètres utilisés pour soutenir à la fois les éoliennes offshore et les ponts dans les secteurs de l'énergie et du bâtiment.

#### 4.3 Examen critique montrant les limites de la méthode des courbes $P - Y$ pour la conception de monopieu de grand diamètre.

Bien que la formulation des courbes  $p - y$  ait été appliquée avec succès dans la conception de pieux supportant des plates-formes de gaz et de pétrole en raison du faible taux de ruptures observé dans les pieux depuis de nombreuses décennies, son application pour la conception de monopieu de grand diamètre supportant les convertisseurs d'énergie éolienne offshore n'a pas été vérifiée. Les hypothèses dans la dérivation de ces formules ont soulevé un certain nombre de questions. Dans les prochaines sous-sections, les incohérences et les



inconvenients qui ont été à l'origine de mauvaises performances du modèle de Winkler en fonction de l'utilisation des courbes  $p - y$  pour traiter les monopieux

sous chargement horizontal ont été divisés en trois grandes catégories, chacune étant détaillée.

La courbe  $p - y$  proposée par Reese et al. (1974) se compose de trois lignes droites et d'une parabole. Les déplacements latéraux limites séparant les segments ont été établis empiriquement sans aucune preuve théorique, bien que l'ensemble de la méthode ait été développé sur une base théorique. Compte tenu de la quantité considérable d'empirisme qui a été impliqué dans les recommandations de Reese et al. (1974), deux importantes limitations méritent d'être détaillées dans ce travail. La première est le coefficient de pression des terres au repos, tandis que la seconde est la profondeur approximative à laquelle la rupture du sol passe du type coin au type d'écoulement.

Parmi les paramètres qui affectent le comportement du sol, on trouve le coefficient de pression des terres au repos  $K_0$ . Bien que simple, ce coefficient est de loin le paramètre le plus influant par rapport au comportement latéral des monopieux. En fait, les chercheurs ont négligé la formulation originale de Reese et al. (1974) qui a adopté une valeur de 0,4 pour  $K_0$  pour le calcul de la réaction du sol à la rupture. Cela signifiait que du point de vue de Jaky qui proposait  $K_0 = 1 - \sin \varphi$ , Reese et al. ont développé leur théorie pour un sable dont l'angle de frottement est égal à  $\varphi = 37^\circ$ , et ont étendu les courbes  $p - y$  pour n'importe quel sable, quel que soit son état de densité. Les chercheurs qui ont étudié ce paramètre ont conclu que le coefficient de pression des terres au repos dépend de nombreux paramètres physiques du sol tels que l'indice des vides, l'angle de frottement, la densité relative et le degré de surconsolidation (OCR) pour les sols cohésifs ainsi que le processus par lequel le dépôt du sol a été formé (Jaky 1944 [74] ; Mayne et Kulhawy 1982 [75] , Michalowski 2005 [76] et Sherif et al., 1984 [77] ). Les valeurs de  $K_0$  varient considérablement lorsque le sable varie d'un état lâche à un état très dense. Par conséquent, le paramètre le plus affecté est le déplacement du pieu et donc la résistance ultime du sol. Dans ce contexte, et en utilisant un code informatique basé sur une méthode classique d'éléments finis en 3D, Dickin et Laman (2003) [78] ont analysé un petit pieu dans un sol sablonneux et ont

examiné la variation de la rotation en tête du pieu en fonction de la variation de  $K_0$ . Ils ont constaté que les rotations en tête du pieu sont remarquablement sensibles aux valeurs de  $K_0$ , en particulier celles comprises entre 0,25 et 0,60 et des variations relativement mineures ont été notées dans les rotations pour des valeurs de  $K_0$  supérieures à 0,60. Fan et Long (2005) [79] ont effectué des analyses par éléments finis sur des pieux chargés latéralement et ont étudié l'effet de la variation de  $K_0$  sur la forme des courbes  $p - y$ . Ils ont constaté non seulement une augmentation de la rigidité initiale des courbes  $p - y$ , mais aussi une augmentation significative de la résistance ultime du sol.

La formule analytique proposée par ces auteurs et adoptée par le code de la réglementation API était attrayante puisqu'elle est simple à mettre en œuvre dans le code informatique. Cependant, elle n'a pas réussi à concevoir des monopieux de grand diamètre de la même manière que la formulation de Reese et al. (1974). Les inconvénients majeurs dans la formulation de O'Neill et Murchison (1983) résident dans le fait que la rigidité initiale de leur courbe  $p - y$  surestime de manière significative la rigidité du sol à de grande profondeur et n'inclut aucune propriété géométrique du monopieu. Cela a été considéré par de nombreux chercheurs comme étant à l'origine de la mauvaise performance de ce modèle de Winkler.

La rigidité initiale  $E_{py}^*$  des courbes  $p - y$ , recommandée dans la conception, peut être obtenue en évaluant la pente de la tangente de la courbe  $p - y$  à  $y = 0$ .

$$E_{py}^* = \left. \frac{dp}{dy} \right|_{y=0} = Ap_u \frac{\frac{kz}{Ap_u}}{\cosh^2\left(\frac{kzy}{Ap_u}\right)} \Bigg|_{y=0} = kz \quad (4.1)$$

Il ressort clairement de l'équation (4.1) que la rigidité initiale est indépendante des propriétés du pieu (diamètre et rigidité de flexion) et dépend linéairement de la profondeur  $z$ . Comme  $E_{py}^*$ , à travers le paramètre  $k$ , repose uniquement sur la densité relative du sable et ne dépend pas des propriétés du monopieu, de nombreuses questions peuvent survenir, car les recherches dans ce problème ont donné des conclusions contradictoires. Nous verrons dans le reste de ce travail que la plupart des auteurs qui ont essayé d'améliorer la performance des courbes  $p - y$ , sont intervenus au niveau de la rigidité initiale de la courbe  $p - y$  plutôt qu'au niveau de la pression ultime.

La littérature sur cette question est rare et seuls quelques travaux de recherche ont été réalisés depuis près de six

décennies. En effet, Terzaghi (1955) a expliqué comment la profondeur du bulbe des contraintes peut être affectée par le diamètre du pieu, qu'il soit petit ou grand. Il a conclu que le module de réaction du sol est indépendant du diamètre du pieu. En fournissant l'expression donnée par l'équation (4.2), qui relie le module de réaction du sol à la fois au pieu et aux propriétés élastiques du sol, Vesic (1961) [24] a démontré que le module de réaction du sol est indépendant du diamètre du pieu car ce dernier disparaît étant donné qu'il a la même puissance dans le numérateur et le dénominateur de l'équation (4.2):

$$K = \frac{0.65E_s}{(1-\nu_s^2)} \left[ \frac{E_s D_p^4}{(EI)_p} \right]^{1/2} \quad (4.2)$$

Où,  $E_s$  est le module d'élasticité du sol,  $\nu_s$  est le coefficient de Poisson du sol,  $D_p$  est le diamètre du monopieu et  $(EI)_p$  est la rigidité à la flexion du monopieu.

Pender et al. (2007) [80] et Ashford et Juirnanongrit (2003) [25] ont mené une série d'analyses par éléments finis pour étudier l'effet du diamètre du monopieu sur la rigidité initiale de la courbe  $p - y$ . La recherche, cependant, a conclu qu'il y a un impact négligeable du diamètre du pieu. Fan et Long (2005) [79] ont également effectué une étude par éléments finis dans laquelle ils ont maintenu la rigidité à la flexion du monopieu  $(EI)_p$  constant et ont augmenté son diamètre. La recherche a confirmé la même observation. Cependant, la modélisation numérique des monopieux sous charge latérale par Wiemann [46] et al. (2004) et ensuite par Sorensen et al. (2010) [81] ont rapporté que la rigidité initiale de l'interaction sol-monopieu est affectée par le changement du diamètre monopieu.

Bien que importante, l'influence de la rigidité à la flexion des pieux sur la courbe  $p - y$  n'a pas beaucoup intéressé la littérature. Seuls les travaux réalisés par Ashour et Norris (2000) [82] et Fan et Long (2005) [79] se sont intéressés à cette question. À l'aide de la méthode du coin de déformation, la première enquête a confirmé l'effet de  $(EI)_p$  sur la résistance finale du sol, tandis que la seconde n'a signalé aucune influence significative de  $(EI)_p$  sur la courbe  $p - y$ .

En plus de la situation confuse de savoir si l'élément constitutif de  $p - y$ ,  $k$  et  $p_u$  dépendent ou non du diamètre du monopieu et de sa rigidité à la flexion, il est également difficile de trouver  $k$  pour un sable très dense ayant un angle de

frottement interne supérieur à  $40^\circ$ . En conséquence à ces incohérences, de nombreux chercheurs ont rapporté que la variation linéaire de la rigidité avec la profondeur, comme le montre l'équation (4.1), entraîne une surestimation de la rigidité du sol à de grandes profondeurs. En outre, les codes de conception actuellement utilisés ont conduit à une sous-estimation des déplacements en tête des monopieux de grand diamètre sous des charges extrêmes (Abderahman et Achmus 2005 [45], Wiemann et al. 2004 [46] et Sorensen 2012 [47]) et à une surestimation pour les monopieux sous de faibles charges opérationnelles (Kallehave et al., 2012 [48] et Hald et al., 2009 [49]). Ces faits ont récemment été confirmés par Otsmane et Amar Bouzid (2017) [50].

Ces conclusions contradictoires organisées chronologiquement sont résumées dans le tableau 4.3.

#### 4.3.1 Inconvénients de la méthode de Winkler elle-même en tant que méthode d'analyse des monopieux de grand diamètre

Le sol dans le modèle de Winkler est remplacé par un ensemble de ressorts discrets et non couplés et n'est donc pas considéré comme un continuum. Par conséquent, il n'y a pas de description rigoureuse du mécanisme de rupture et de déformation 3D, car le transfert des contraintes de cisaillement n'est pas garanti entre les couches de sol. En outre, les formulations  $p - y$  ont été dérivées sur la base d'essais sur pieux à grande échelle fondés dans des sols plutôt homogènes. Cependant, les formulations ne peuvent pas être extrapolées lorsqu'un sol stratifié est rencontré.

En ce qui concerne le comportement des monopieux courts utilisés dans le secteur de l'ingénierie des ponts ou dans l'industrie du pétrole ou du gaz, pour les monopieux de grand diamètre utilisés pour supporter les convertisseurs d'énergie éolienne, il n'y a qu'un seul point de déplacement zéro le long du monopieu.

Tableau 4.3. Conclusions de certains chercheurs sur les effets de  $D_p$  et  $(EI)_p$  sur la courbe  $p - y$ .

Auteur	Effet du diamètre du monopieu $D_p$	Effet de la rigidité a la flexion $(EI)_p$	Méthode employée
Terzaghi (1955) [21]	Pas d'effet	-	Experimentation echelle réelle
Vesic (1961) [24]	Pas d'effet	-	Recherches empiriques
Ashour et Norris (2000) [83]	-	Effet important	Analyse numérique
Ashford et Juirnarongrit (2003) [82]	Effet Négligeable	-	Programme expérimentale incluant des vibrations et des tests d'impact
Wiemann et al.(2004) [46]	Effet significatif	-	Analyse éléments finis 3D
Fan et Long (2005) [79]	Influence négligeable	Pas d'effet significatif	Analyse éléments finis 3D
Pender et al. (2007) [80]	Effet apparent	-	Calcul numérique
Sorensen et al. (2010) [81]	Effect confirmé	-	Calcul numérique avec FLAC <sup>3D</sup>

Dans ce cas, le déplacement du fond du monopieu pourrait provoquer une force de cisaillement. Cependant, la procédure en différence finie généralement formulée pour résoudre les équations différentielles du quatrième ordre (1) ou (2), ne fait pas de distinction entre les monopieux souples et rigides. Cela est expliqué par le fait que la plupart des codes écrits Winkler tels que COM 624 (Reese et Sullivan 1980) ou LPILE (Wang et Isenhowe 2010 [84] ) ont été établis en supposant que le monopieu peut rencontrer deux points ou plus de déplacement zéro (Reese et Van Impe 2011 [22] ). Ainsi, pour dire en bref, l'hypothèse d'une force de cisaillement nulle et d'un moment de flexion nulle en bas du monopieu est généralement adoptée pour trouver l'ensemble complet d'inconnues. Cependant, comme les monopieux présentent un déplacement nul sur toute leur longueur, le déplacement en bas pourrait donner naissance à une force de cisaillement. Dans ces circonstances, les équations des conditions aux limites nécessaires qui englobent les points imaginaires en bas des monopieux sont :

$$\frac{R_0}{2h^3}(y_{-2} - 2y_{-1} + 2y_1 - y_2) = V_0 \quad (4.3)$$

$$\frac{R_0}{h^2}(y_{-1} - y_0 + y_1) = M_0 \quad (4.4)$$

Les équations dans lesquelles  $R_0$  est la rigidité à la flexion du monopieu au noeud 0. Il est maintenant difficile de trouver des valeurs appropriées pour  $V_0$  et  $M_0$  sans aucune information supplémentaire (Reese et Van Impe 2011). Cela rend le modèle de Winkler moins fiable pour l'analyse des monopieux de grand diamètre et une entrave pour obtenir des profils de déplacement précis le long du tronc du monopieu. Pendant le processus de chargement, le sable peut se densifier devant la tête du monopieu et à l'arrière de la pointe du monopieu, tandis qu'il se desserre à l'arrière de la tête monopieu et devant sa pointe. Par conséquent, l'angle de frottement interne  $\phi$  peut changer de manière significative au cours de ce processus au voisinage d'un monopieu de grand diamètre. À cet égard, Ibsen et al. (2009) ont proposé une équation empirique donnant  $\phi$  en fonction de la densité relative du sable  $D_r$  ainsi que de la contrainte principale mineur  $\sigma_3$ :

$$\phi = 15 D_r + 27 \sigma_3^{-0.28} + 23[^\circ] \quad (4.5)$$

Cette équation ne peut pas être introduite dans le modèle de Winkler quelle que soit la qualité de la courbe  $p - y$ , mais elle peut être facilement introduite dans une analyse par éléments finis. L'équation (4.5) confirme que la rigidité du sable est largement contrôlée par la pression de confinement  $\sigma_3$  montrant l'adéquation des modèles hyperboliques pour la description des comportements du sable car ils constituent l'élément clé de leurs formulations. Ce type de modèles est utilisé dans l'analyse des éléments finis présentée ultérieurement dans cet article et l'équation (4.5) est implémentée pour suivre la variation de la rigidité du sable pendant le processus de chargement / déchargement.

#### 4.3.2 Dernières propositions pour améliorer le modèle de Winkler BNWF

En raison de la mauvaise performance du modèle BNWF remarquée récemment lorsqu'il s'agit de monopieu de grand diamètre, de nombreux chercheurs ont proposé des formules analytiques pour les courbes  $p - y$ , dans le but d'apporter des améliorations pour l'analyse en tenant compte du diamètre du monopieu et parfois des paramètres de rigidité du monopieu. Par conséquent, la

plupart d'entre eux ont suggéré des modifications des formes des courbes  $p - y$  au niveau de leur rigidité initiale, alors qu'elles considéraient la formulation par Reese et al. (1974) adéquate pour la conception des monopieux de grand diamètre et maintenait la résistance ultime du sol  $p_u$  inchangé dans leurs nouvelles formulations des courbes  $p - y$ .

#### 4.3.3 Modèles proposés pour remédier aux inconvénients des modèles $p - y$

Plusieurs auteurs ont proposé des solutions pour remédier aux inconvénients de la méthode  $p - y$  dans le calcul des pieux rigides. La majorité des recherches porte sur une adaptation des courbes  $p - y$  initiales formulées par Reese et al. (1974) aux pieux rigides, à travers des modifications apportées à la forme de la courbe  $p - y$  et à la rigidité initiale. En effet, ces auteurs proposent des modifications de la formule initiale définie dans l'offshore guidelines (OGL) de l'API (American Petroleum Institute).

Dans ce qui suit, sont présentées quelques modèles d'analyse adaptés aux pieux rigides en se basant sur la modification du coefficient de rigidité initial décrit plus haut. Ces méthodes ont été insérées dans le code de calcul IGTHpile de l'institut de l'engineering géotechnique de l'université de Hanovre.

##### Proposition de Wieman et al (2004) [46]

Wieman & al ont étudié l'applicabilité de la méthode  $p - y$  standard aux monopieux au moyen d'une analyse théorique ainsi que d'une analyse par éléments finis en 3D. Ils ont déduit que pour les pieux de grand diamètre, la méthode  $p - y$  initiale utilise des valeurs excessives de la rigidité du sol à de grandes profondeurs pour déterminer la longueur d'ancrage nécessaire. Comme solution, Wieman et al. ont proposé une modification du facteur déterminant l'augmentation de la rigidité du sol en fonction du diamètre du pieu décrite par l'équation (4.6)

$$k_{Wieman} = k_{API} \left( \frac{d_{ref}}{d} \right)^{\left( \frac{4(1-a)}{4+a} \right)} \quad (4.6)$$

Dans laquelle :

$d_{ref}$  : est le diamètre de références des pieux utilisés dans les essais de Mustang Island  $d_{ref} = 1m$

$a$  : paramètre introduisant la modification de  $k_{API}$

$a = 0.6$  dans le cas des sables moyennement dense,  $a = 0,5$  dans le cas des sables dense.

Selon la formule de Wieman & al,  $k_{Wieman}$  diminue avec l'augmentation du diamètre du pieu.

#### Proposition de Sørensen et al (2010) [47]

Sørensen & al ont étendu les courbes  $p - y$  aux pieux rigides de grands diamètres dans le sable en prenant en considération l'effet du diamètre du pieu sur l'interaction sol-pieu. Une expression modifiée des courbes  $p - y$  est proposée dans laquelle la pente initiale des courbes est fonction du diamètre du pieu, de la profondeur au-dessous de la surface du sol et de l'angle de frottement interne.

L'étude est menée au moyen d'une analyse par différences finis en 3D et validée par des essais en cellule pressurisée à l'université d'Aalborg.

Sørensen et al. ont conclu que la rigidité initiale dépend de la profondeur au-dessous de la surface du sol, du diamètre du pieu et de l'angle de frottement interne. Une expression modifiée du coefficient de rigidité du sol initiale dans laquelle il dépend des paramètres cités ci-dessus est proposée dans l'équation (4.7).

$$k_{Sørensen2010} = \frac{1}{z} \cdot a \cdot \left(\frac{x}{x_{ref}}\right)^b \cdot \left(\frac{D}{D_{ref}}\right)^c \cdot \varphi^d \quad (4.7)$$

Dans laquelle :

les constantes adimensionnelle sont prises égale a  $b = 0.6$ ,  $c = 0.5$  et  $d = 3.6$ ,  $x_{ref} = 1m$  et  $D_{ref} = 1m$ . "a" est une valeur de référence  $a = 50MPa$

#### Proposition de Sørensen et al. (2012) [48]

Deux ans plus tard, Sørensen modifie l'expression proposée antérieurement en remplaçant le terme de l'angle de frottement en un terme dépendant de la rigidité du sol.



Les valeurs  $b = 0.3$ ,  $c = 0.5$  et  $d = 0.8$  sont recommandées pour les constantes adimensionnelles.

La rigidité de référence  $a = 1 \text{ MPa}$  est valide pour une profondeur de référence  $x_{ref} = 1 \text{ m}$ , un diamètre de référence  $D_{ref} = 1 \text{ m}$  et une rigidité du sol de référence  $E_s = 1 \text{ MPa}$

L'expression modifiée de Sørensen proposée en 2012 est présentée dans l'équation (5.8)

$$k_{Sørensen2012} = \frac{1}{z} \cdot a \cdot \left(\frac{x}{x_{ref}}\right)^b \cdot \left(\frac{D}{D_{ref}}\right)^c \cdot \left(\frac{E_s}{E_{s,ref}}\right)^d \quad (4.8)$$

#### Proposition de Kallehave et al (2012)

Kallehave et al. ont présenté une méthode approximative pour déterminer la rigidité du sol pour des mono-pieux de grands diamètre ancrés dans du sable et cela en modifiant la rigidité initiale des courbes  $p - y$  de L'API. Les modifications proposées sont basées sur la différence entre la rigidité du sol mesurée sur des éoliennes offshore opérationnelles et celles calculées par l'API, en effet les résultats mesurés sur terrain montrent clairement que la rigidité initiale pour de faibles charges opérationnelle est sensiblement élevée par rapport à celle issue des résultats de l'API.

En se basant sur les résultats décrits ci-dessus, Kallehave et al. ont proposé une modification de la rigidité initiale des courbes  $p - y$  selon l'équation (4.9).

$$k_{Kallehave} = \frac{1}{z} \cdot K_{API} \cdot z_0 \cdot \left(\frac{x}{x_0}\right)^m \cdot \left(\frac{D}{D_{ref}}\right)^{0.5} \quad (4.9)$$

Dans cette formule, le coefficient de rigidité initiale recommandée par Kallehave dépend de la rigidité initiale du sol selon le API ( $K_{API} \cdot z_0$ ) a une profondeur de référence  $z_0 = 2.5 \text{ m}$ .

Le paramètre adimensionnel  $m$  qui régit la rigidité initiale (la pente) en fonction de la profondeur est suggéré égale a  $m = 0.6$ . le diamètre de référence est égale au diamètre des pieux des essais de Mustang Island,  $D_{ref} = 0.61 \text{ m}$ .

En conclusion, Wiemann et al. (2004) ont remarqué que la rigidité initiale dans l'approche API initiale surestime grossièrement la rigidité du sol à de grande profondeur. Par conséquent, ils ont proposé une formule qui atténue la rigidité du sol en introduisant un rapport de diamètre du monopieu et un exposant inférieur à un. Sorensen et al. (2010) ont mené des expériences numériques en utilisant le code commercial FLAC3D dans lequel ils ont considéré l'effet du diamètre du monopieu et des effets d'interaction sol/monopieu sur la rigidité initiale de la courbe  $p - y$  proposée. D'autres modifications ont été proposées par Sørensen (2012) dans lesquelles ils ont suggéré une expression de la rigidité initiale du sol similaire à celle initialement proposée mais sans l'angle de frottement et contenant le module de Young du sol. Sur la base de considérations théoriques, Kallehave et al. (2012) ont ajouté à la courbe  $p - y$  de l'API une correction de niveau de contrainte et de diamètre. Contrairement aux autres chercheurs, ils choisissent un diamètre monopieu de référence, le diamètre utilisé par Reese et al. (1974) dans leurs expériences sur l'île Mustang. Ces différentes formules sont listées dans le tableau 4.4.

La majorité des auteurs cités ci-dessus ont apporté des modifications à l'expression initiale présentée par Reese permettant de tenir compte du diamètre du pieu ainsi que de la rigidité du sol.

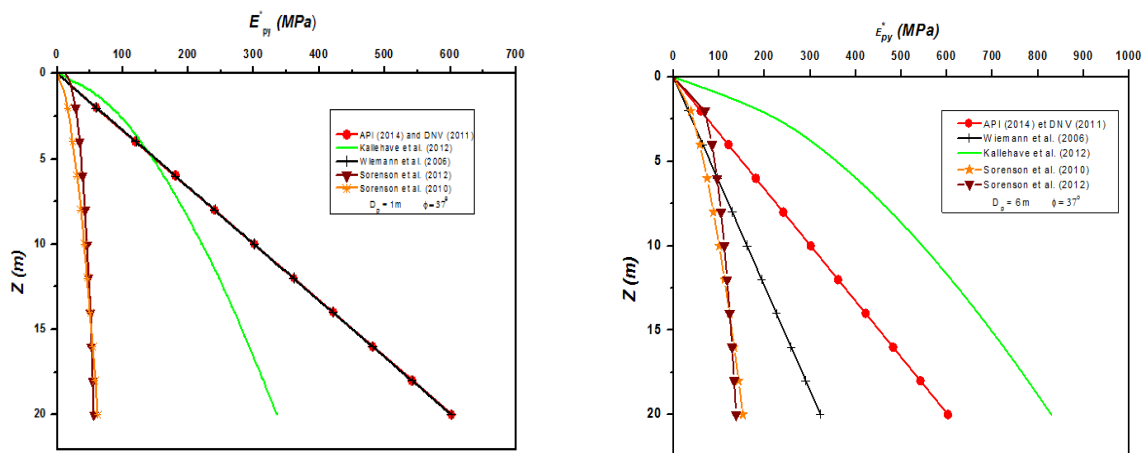
Thieken et al. (2015) [71] ont rassemblé ces propositions dans un code informatique appelé 'IGtHPile'. IGtHPile a été développé dans le cadre de plusieurs activités de recherche de l'Institut de génie géotechnique (IGtH), Université de Leibniz à Hanovre (Allemagne), dans le domaine des fondations pour les structures d'énergie éolienne offshore. Il permet de calculer le comportement des pieux tubulaires ouverts sous charge latérale et axiale, en mettant l'accent sur les besoins de conception pour les fondations éoliennes offshore. Différentes approches à la pointe de la technologie sont implémentées et, par conséquent, le programme peut être utilisé comme outil pour des études paramétriques ainsi que pour la conception usuelle des pieux.

Ce programme sera utilisé pour la comparaison des résultats obtenus avec ceux obtenus par la méthode des éléments finis.

Tableau 4.4. Formules proposées pour la rigidité initiale de la courbe  $p - y$ .

Auteurs	Formules proposées	Paramètres utilisés
API (2014) et DNV (2011) [30]	$E_{py}^* = k_{API} x$	$k_{API} = k$
Wiemann et al. (2006) [46]	$k_{Wiemann} = k_{API} \left( \frac{D_{ref}}{D_p} \right)^{\frac{4(1-a)}{4+a}}$	$a = 0.6$ ; $D_{ref} = 1m$
Sørensen et al (2010) [81]	$k_{Sørensen2010} = \frac{1}{z} \cdot a \cdot \left( \frac{x}{x_{ref}} \right)^b \cdot \left( \frac{D_p}{D_{ref}} \right)^c \cdot \varphi^d$	$b = 0.6, \quad c = 0.5$ $d = 3.6, \quad x_{ref} = 1m$ $D_{ref} = 1m$ $a = 50MPa$
Sørensen et al. (2012) [47]	$k_{Sørensen2012} = \frac{1}{z} \cdot a \cdot \left( \frac{x}{x_{ref}} \right)^b \cdot \left( \frac{D_p}{D_{ref}} \right)^c \cdot \left( \frac{E_s}{E_{s,ref}} \right)^d$	$b = 0.3, \quad c = 0.5$ $d = 0.8, \quad x_{ref} = 1m$ $D_{ref} = 1m.$ $E_{s,ref} = 1MPa$ $a = 1MPa$
Kallehave et al. (2012) [48]	$k_{Kallehave} = \frac{1}{z} \cdot K_{API} \cdot x_{ref} \cdot \left( \frac{x}{x_{ref}} \right)^m \cdot \left( \frac{D_p}{D_{ref}} \right)^{0.5}$	$m = 0.6,$ $D_{ref} = 0.61,$ $x_{ref} = 2.5m$

La variation de  $E_{py}^*$  en fonction de la profondeur  $z$  pour un angle de frottement interne égale a  $37^\circ$  et un diamètre de pieu  $D_p = 1m$  et  $D_p = 6m$  respectivement est présentée dans les figures 4.2 (a et b) :

Figure 4.2. Variation de la rigidité initiale  $E_{py}^*$  en fonction de la profondeur  $z$ .

a)  $D_p = 1m$ ,    b)  $D_p = 6m$ .

La figure 4.2 montre la variation de la rigidité initiale  $E_{py}^*$  de la courbe  $p - y$  en fonction de la profondeur selon différents auteurs. Il est clair que selon la formule

donnée par le API et le DNV,  $E_{py}^*$  est indépendante du diamètre du pieu et reste linéaire et constant. Selon les formules données par Sorenson 2010 et Sorenson 2012 la valeur du module de Young augmente légèrement pour les pieux rigides. L'augmentation de  $E_{py}^*$  pour les pieux rigides est sensible selon les formules données par Wieman et Kallehave.

#### 4.4 Le programme informatique NAMPULAL utilisé dans ce travail

Un programme informatique en Fortran appelé NAMPULAL (Analyse non linéaire des monocouches sous charge latérale et axiale) (Otsman et Amar Bouzid 2018), pour l'analyse de monopieux individuels sous chargement axiale et chargement latéral a été écrit sur la base des équations de la méthode des tranches verticales par éléments finis. Seules les fonctionnalités de ce programme informatique sont fournies ici. Bien que le processus de calcul de NAMPULAL soit naturellement itératif pour satisfaire l'équilibre des tranches, il ne nécessite pas un nombre significatif d'itérations pour atteindre la convergence. Pour les problèmes analysés jusqu'ici, un nombre qui tourne autour d'une vingtaine d'itérations est généralement suffisant pour trouver des solutions précises avec des marges acceptables.

- Un nombre de vingt tranches ont été intégrées à NAMPULAL. Le nombre qui a été établi sur la base d'une étude paramétrique impliquant de nombreux paramètres de comportement de monopieu (Amar Bouzid et al., 2005) a été jugé suffisant pour modéliser avec précision de nombreux problèmes d'interaction sol / structure (Amar bouzid et al. 2005 b et Otsman et Amar Bouzid 2018).
- Contrairement à la plupart des critères de comportement élasto-plastique du sol mis en œuvre, ce qui nécessite un nombre significatif d'itérations pour équilibrer les forces, le modèle hyperbolique implémenté dans NAMPULAL ne nécessite que deux itérations. Ce fait atténue considérablement l'ensemble du processus de solution et facilite la recherche de solutions rapides, même pour les problèmes d'interaction sol / structure les plus complexes.

- En plus des monopieux de section rectangulaire qui sont automatiquement pris en compte en raison de la forme de la tranche verticale, les monopieux de coupe transversale circulaires ou tubulaires sont facilement traités en attribuant une rigidité de flexion efficace. Par conséquent, un module équivalent de Young est établi selon la formule suivante :

$$E_{peq} = \frac{192 (EI)_{act}}{\pi^2 (D_p)^4} \quad (4.10)$$

Cette expression a été établie en supposant que le monopieu de section transversale carrée considéré dans NAMPULAL a la même section transversale que la section transversale effective du monopieu.

#### 4.5 Évaluation du mouvement en tête d'un monopieu en utilisant NAMPULAL et la méthode de Winkler basée sur les courbes $p - \gamma$ récemment proposées.

Les mouvements en tête du monopieu (déplacements latéraux et rotations) sont les paramètres essentiels requis pour concevoir un monopieu qui supporte une éolienne offshore sous une force horizontale ou un moment de renversement. En effet, ce sont les éléments clés pour la détermination de la rigidité en tête du monopieu qui peut être quantifiée par trois ressorts, deux pour contrôler les mouvements horizontaux et les mouvements de renversement et un pour l'interaction de couplage croisée. La relation entre la rigidité latérale  $K_L$ , la rigidité de renversement  $K_R$  et la rigidité de couplage croisé  $K_{LR}$  peut être exprimée sous forme d'une matrice comme suit :

$$\begin{Bmatrix} H \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_L & K_{LR} \\ K_{RL} & K_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_L \\ \theta_R \end{Bmatrix} \quad (4.11)$$

Où,  $H$  et  $M$  sont respectivement la force de cisaillement et le moment de renversement appliqué à la tête du monopieu et  $u_L$  et  $\theta_R$  sont respectivement le déplacement latéral et la rotation en tête du monopieu.

Puisque les courbes donnant la variation de  $u_L$  en fonction de  $H$  et la variation de  $\theta_R$  en fonction de  $M$  sont non linéaires, les raideurs  $K_L$  et  $K_R$  peuvent être considérées comme des valeurs de pentes des lignes tangentielles à ces courbes à l'origine. La rigidité du couplage croisé  $K_{LR}$  peut être obtenue en tant

que valeur de la pente tangente à l'origine de la courbe montrant la variation de  $u_L$  en termes de  $M$  ou la variation  $\theta_R$  en fonction de  $H$ . Les coefficients de rigidité apparaissant dans la matrice (4.11) sont liés à leurs coefficients de flexibilité inverse par les expressions suivantes :

$$K_L = \frac{I_R}{I_L I_R - I_{LR}^2}, \quad K_R = \frac{I_L}{I_L I_R - I_{LR}^2}, \quad K_{LR} = \frac{I_{LR}}{I_L I_R - I_{LR}^2} \quad (4.12)$$

Les facteurs de flexibilité sont trouvés en premier (Amar Bouzid et al. 2017) puis inversés pour obtenir les coefficients de rigidité des équations (4.12).

Les comparaisons fournies dans les sous-sections suivantes sont faites sur la base de ces facteurs qui sont des paramètres importants pour évaluer les caractéristiques dynamiques de l'éolienne offshore (Abed et al. 2016, Aissa et al., 2017, Amar Bouzid et al., 2017), en particulier la première fréquence naturelle l'éolienne offshore.

#### 4.6 Vérification de l'éolienne de référence 5 MW de NREL

Afin d'évaluer les résultats des éléments finis par l'utilisation de NAMPULAL par rapport à ceux de l'API et ceux des courbes de  $p - y$  récemment développées et implémentées dans IGtHPile, il est utile de considérer l'éolienne de base à 5 MW du laboratoire national d'énergie renouvelable (NREL ) qui est montée en tête d'un monopieu avec une base flexible dans une profondeur d'eau de 20 m (Jonkman et al., 2009 et Jung et al., 2015).

Dans le but d'aider les études de conception et les activités de recherche sur l'énergie éolienne offshore, le NREL a développé une éolienne de référence qui représente étroitement à l'échelle toutes les utilités des éoliennes trouvées sur le marché de nos jours. Elle se compose d'une éolienne à trois pales dont les propriétés ont été obtenues à partir d'informations publiquement disponibles sur les prototypes réels d'éoliennes et les modèles conceptuels. La masse de la NREL 5 MW et les détails structurels sont répertoriés respectivement dans les tableaux 4.5 et 4.6. Les caractéristiques du monopieu sont données dans le tableau 4.7

Tableau 4.5. Masses de l'éolienne de référence

Masse du rotor (tonnes)	Masse de la nacelle (tonnes)	Mass de la tour (tonnes)
110.0	240.0	347.5

Tableau 4.6 caractéristiques géométriques de l'éolienne de référence

Hauteur de la tour (m)	Diamètre de la tour (m)		Epaisseur du mur de la tour (m)	
	A la base	Au sommet	A la base	Au sommet
87.6	6.00	3.87	0.027	0.019

Tableau 4.7 caractéristiques du monopieu

Hauteur d'ancrage en (m)	Surplomb (m)	Diamètre du monopieu (m)	Epaisseur du mur du monopieu (m)
36.0	30.0	6.0	0,06

Tableau 4.8. Profil du sol, y compris les valeurs moyennes des paramètres de résistance et de rigidité pour chaque couche

Couche de sol	Type de sol	Profondeur (m)	$E_s$ (MPa)	$\gamma'$ ( $kN/m^3$ )	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\psi$ ( $^\circ$ )	$\nu_s$
1	Sable 1	0.0 – 5.0	30	10	3.0	3	0.3
2	Sable 2	5.0 - 14.0	35	10	5.0	5	0.3
3	Sable 3	>14.0	47	10	8.5	8.5	0.3

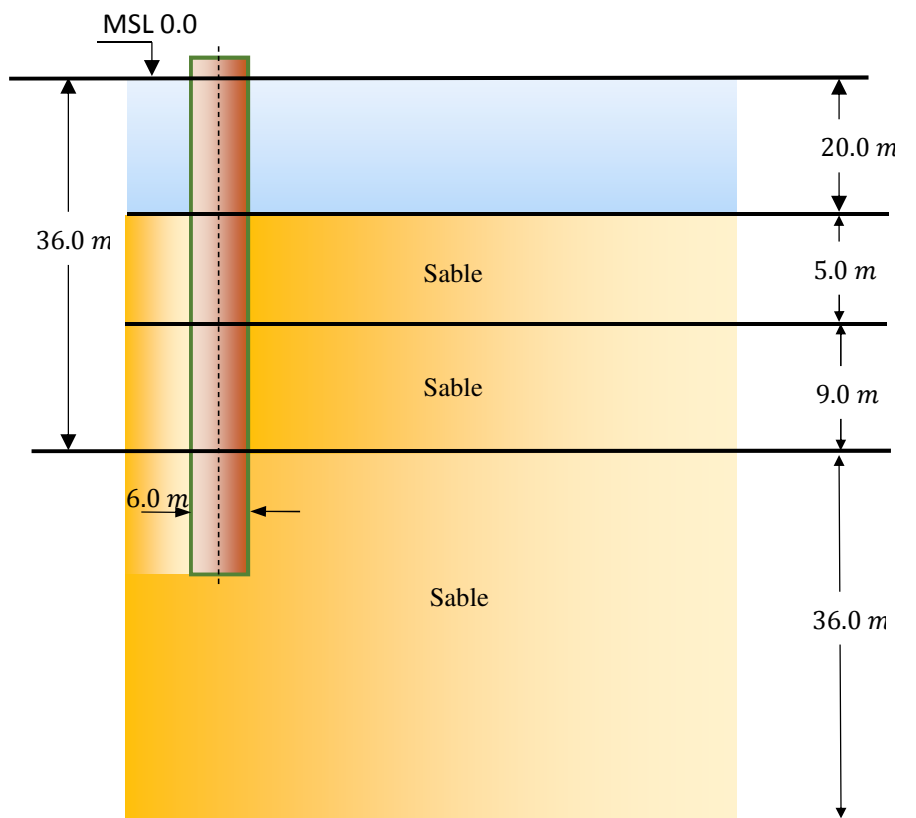
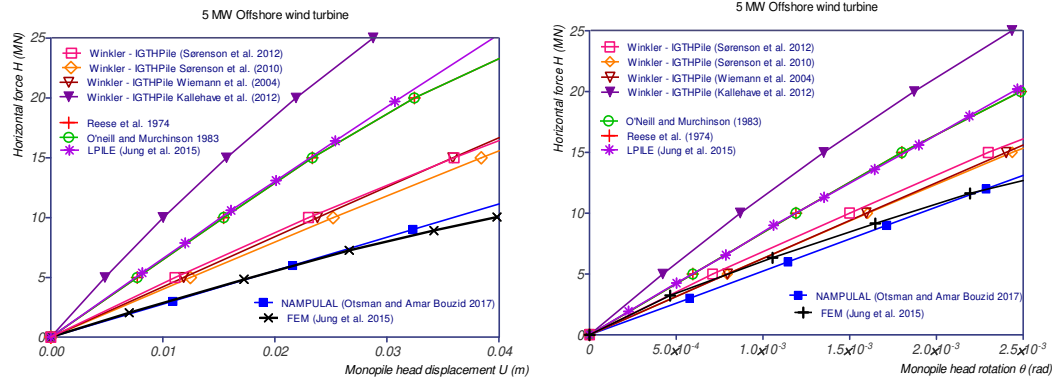
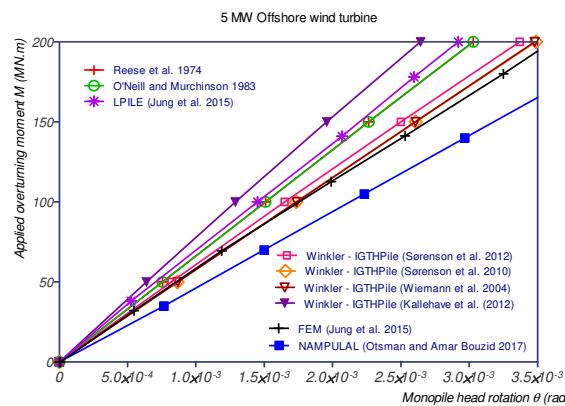


Figure 4.3 Profil du sol de l'Eolienne 5MW



a)



b)

Figure 4.4 Déplacements et rotations en tête du monopieu pour l'éolienne de référence 5MW a) sous l'effet d'une force horizontale appliquée, b) sous l'effet d'un moment appliqué.

Les figures 4.4 a, b et c présentent les déplacements et les rotations en tête du monopieu de l'éolienne de référence 5MW sous l'effet d'une charge horizontale et d'un moment respectivement. D'après ces courbes, on remarque que les mouvements issus des modèles de Winkler basés sur les courbes  $p - y$  de Reese et al. (1974) [33] ou O'Neill et Murchison (1983 [34] ) ou même LPILE, souestime de manière significative les déplacements en tête du monopieu et, par conséquent, ne peuvent pas quantifier correctement l'interaction sol-monopieu. Le modèle basé sur la courbe  $p-y$  de Kallehave (2012) [48] n'est pas du tout approprié pour traiter les monopieux de grand diamètre.



Étant donné que les coefficients de rigidité en tête du monopieu jouent un rôle important dans l'évaluation correcte de la fréquence naturelle, qui est à son tour un paramètre significatif dans la conception de toute éolienne offshore, il est utile de comparer les valeurs présentées dans le tableau 4.9 avec celles d'autres méthodes. En effet, et sur la base des formules développées par Poulos et Davis [6], Randolph et Carter et Kulhawy [15], ont déterminé les valeurs des coefficients de rigidité des monopieux.

Tableau 4.9 Coefficients de flexibilité  $I_L$ ,  $I_{LR}$  et  $I_R$  et leurs coefficients de rigidité correspondants  $K_L$ ,  $K_{LR}$  and  $K_R$  caractérisant les monopieux pour l'éolienne de référence 5MW.

	NAMPULAL	Sorenson 2010	Wiemann	FEM (Jung)	LPILE (Jung)	Sorenson 2012	Reese	O'neil et Murchinson	Kallehave
$I_L$ (m/GN)	0,00360	0,0026	0,0024	0,0037	0,0016	0,0025	0,0017	0,0017	0,0011
$I_R$ (rad/GN.m)	1,867E-05	1,757E-05	1,743E-05	1,77E-05	1,462E-05	1,709E-05	1,538E-05	1,538E-05	1,350E-05
$I_{LR}$ (1/GN)	0,00019	0,00016	0,00016	0,00019	0,00012	0,00016	0,00013	0,00013	9,426E-05
$K_L$ (GN/m)	0,608	0,949	1,086	0,583	1,816	0,981	1,604	1,604	2,233
$K_R$ (GN.m/rad)	117,316	141,360	150,458	123,211	193,819	144,337	174,218	174,218	182,897
$K_{LR}$ (GN)	-6,225	-8,946	-10,055	-6,236	-15,092	-9,178	-13,232	-13,232	-15,591

#### 4.7 Comparaison des résultats de NAMPULAL avec ceux des modèles FLAC3D et Winkler pour l'éolienne implantée à Horns Rev (Danemark)

En plus des analyses numériques, Augustesen et al. ont mis en place un programme in situ du sous-sol, incluant des forages géotechniques, des essais CPT et des essais triaxiaux, afin d'identifier les différentes couches du sous-sol sur le site de Horns Rev dans la région danoise de la mer du Nord, où 80 éoliennes offshore du type Vestas V80 sont installées.

Les turbines de ce parc éolien sont fondées sur des monopieux en acier ayant des diamètres extérieurs de 4 m et des longueurs variant entre 30 m et 32,7 m. La connexion de la tour au monopieu est assurée par une pièce de transition dont les diamètres extérieur et intérieur sont respectivement de 4,24 m et 4,15 m.

Le monopieu qui a fait l'objet des recherches d'Augustesen et al. a un diamètre extérieur de 4 m, une longueur de 31,6 m et une épaisseur des parois

variable. Par conséquent, la rigidité à la flexion  $(EI)_p$  varie selon le monopieu comme le montre la figure 4.5. Le monopieu a été enfoui à 31,8 m au-dessous du niveau moyen de la mer (MSL), ce qui donne une profondeur d'ancrage égale à 21,9 m.

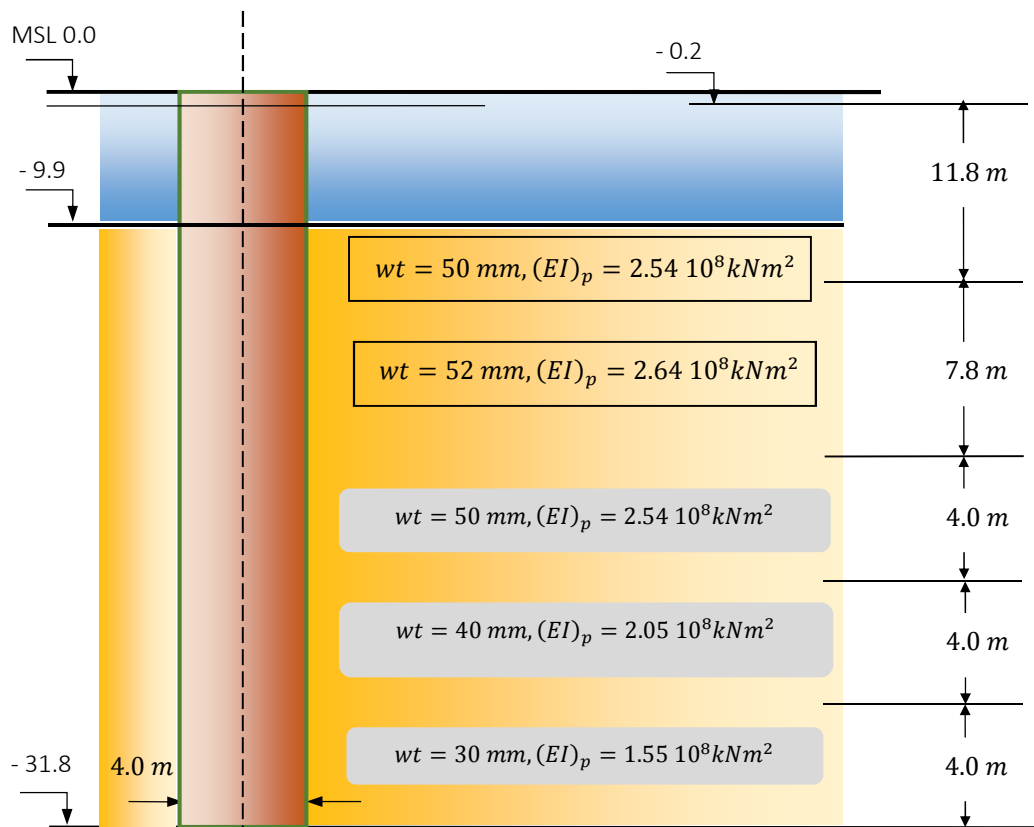
Le profil du sol à l'emplacement du monopieu considéré consiste principalement en du sable et peut être divisé en six (6) couches différentes. Les premiers 6,5 m sous le fond marin sont du sable, suivi de 7,5 m de sable limoneux. De 14 m à 18,2 m en dessous du fond marin, le limon/sable, y compris les matières organiques, domine le profil du sol. Par la suite on trouve du sable. Les conditions du sol sont résumées dans le tableau 4.10

Tableau 4.10. Profil du sol, y compris les valeurs moyennes des paramètres de résistance et de rigidité pour chaque couche de sol.

Couche de sol	Type de sol	Profondeur (m)	$E_s(MPa)$	$\gamma(\dot{\gamma})(kN/m^3)$	$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	$\nu_s$
1	Sable	0.0-4.5	130.0	20(10)	45.4	15.4	0.28
2	Sable	4.5-6.5	114.3	20(10)	40.7	10.7	0.28
3	Sable a sable limoneux	6.5-11.9	100.0	20(10)	38.0	8.0	0.28
4	Sable a sable limoneux	11.9-14.0	104.5	20(10)	36.6	6.6	0.28
5	Sable/limon/organique	14.0-18.2	4.5	17(7)	27.0	0.0	0.28
6	sable	> 18.2	168.8	20(10)	38.7	8.7	0.28

Le monopieu est soumis à une charge horizontale statique  $H = 4.6 MN$  et un moment de flexion  $M = 95 MN.m$ , tous deux agissant au niveau du fond marin, alors que la charge verticale est  $V = 5.0 MN$ . Cette dernière n'a pas été prise en compte dans l'analyse (supposée  $V = 0$ ), car elle a un effet négligeable (moins de 0,1%) sur le déplacement ainsi que sur les moments du monopieu.

Au moyen de FLAC3D, Augustesen et al., ont effectué des calculs numériques, dans lesquels le sol a été considéré comme un matériau élasto-plastique obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb résistance et on suppose que le monopieu est en acier élastique linéaire avec un module de Young  $E_p = 210 GPa$  et un coefficient de Poisson  $\nu_p = 0.3$ .



Figure

#### 4.5 Détails du monopieu de Horns Rev (Danemark)

Le maillage en différences finies dans leur étude, tire profit de la symétrie où seule la moitié du pieu et le sol environnant sont considérés. Le maillage FLAC3D a un diamètre extérieur de  $40 D_p = 160 m$  et la limite inférieure est placée à environ  $18 m$  sous la pointe du pieu.

Afin d'obtenir une étude comparative fiable où l'effet du maillage peut être exclu, le même maillage a été adopté dans les calculs relatifs au code informatique NAMPULAL. En effet, une étendue latérale du maillage égale à 20 fois le diamètre du monopieu a été imposée des deux côtés du monopieu. La limite inférieure de NAMPULAL a été maintenue à la même distance que celle de FLAC3D. Cependant, le monopieu de NAMPULAL est modélisé en section carrée plutôt qu'en monopieu tubulaire ouvert avec un bouchon de sol interne. Le coefficient de Poisson reste inchangé, car sa valeur pour le sol est proche de celle de l'acier. Les trois couches supérieures dont l'angle de frottement est proche de  $40^\circ$  indiquent que ces couches sont composées de sable compact.

La comparaison entre les résultats de NAMPULAL et ceux de FLAC3D et du API a été effectuée à travers les paramètres de conception les plus importants qui sont le profil de déplacement latéral et la répartition du moment de flexion avec la profondeur.

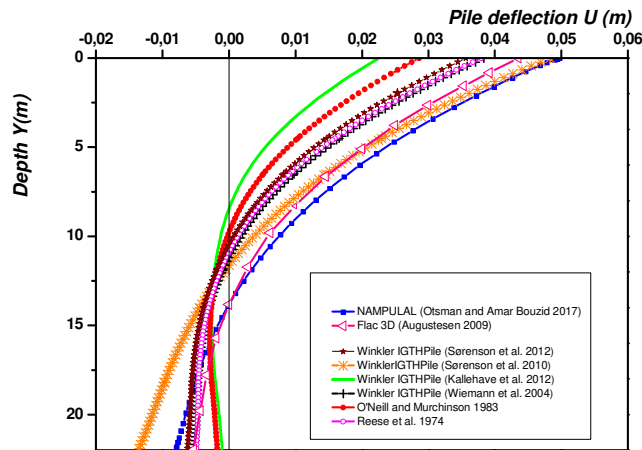
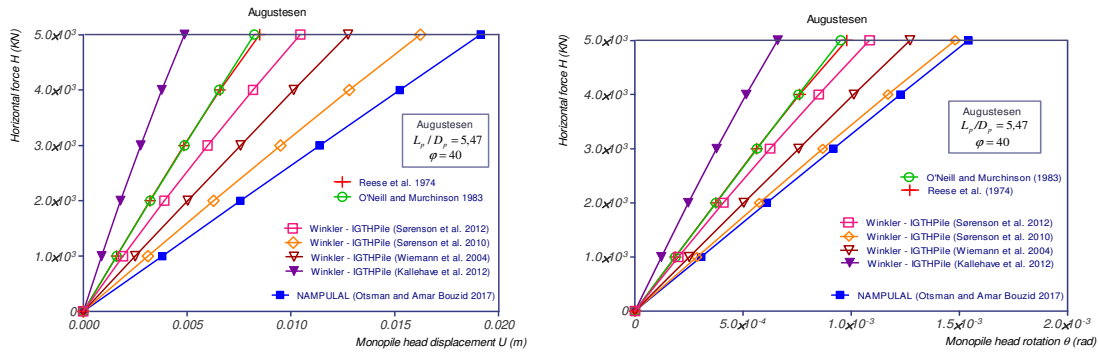


Figure 4.6 Profil de déplacement latéral du monopieu de Horns Rev (Danemark)

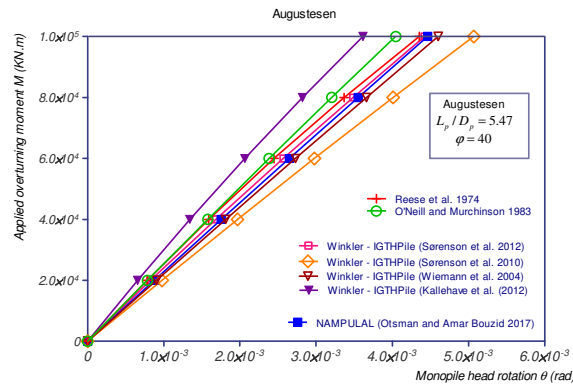
La figure 4.6 compare les profils de déplacement du monopieu Horns Rev (Danemark) tracés à partir des méthodes numériques à ceux issus des méthodes basées sur la méthode de Winkler. D'après les profils, il est clair que les profils issus des méthodes numériques sont compatibles avec l'allure déformée d'un monopieu rigide.

#### Déplacements et rotations en tête du monopieu de Horns Rev

Dans les figures 4.7 a, b et c sont présentés les déplacements et les rotations en tête du monopieu de l'éolienne de Horns Rev. Les mêmes conclusions qui ont été faites concernant les mouvements en tête de l'éolienne de référence 5MW citée plus haut peuvent être appliquées à ces résultats, c.-à-d. que les méthodes modifiées de Winkler sous-estiment les déplacements en tête par rapport aux méthodes numériques. L'analyse par éléments finis fournis par NAMPULAL donne des résultats raisonnablement précis. Cela signifie que les rigidités en tête du monopieu  $K_L^{Rigid}$ ,  $K_R^{Rigid}$  et  $K_{LR}^{Rigid}$  qui sont nécessaires pour calculer certaines caractéristiques dynamiques des turbines éoliennes offshore, sont suffisamment précises et l'interaction sol-monopieu est correctement prise en compte.



a)



b)

Figure 4.7 Déplacements et rotations en tête du monopieu pour l'éolienne de Horns Rev (Danemark). a) sous l'effet d'une force horizontale appliquée, b) sous l'effet d'un moment appliqué.

Afin d'évaluer les performances du code informatique NAMPULAL, et pour évaluer la précision, l'utilité et le potentiel du modèle des tranches verticales non linéaires, quatre (04) turbines éoliennes offshore ont été sélectionnées pour les calculs parmi six (06) sites éoliens en l'occurrence : Lely A2 (Royaume-Uni), Irene Vorrink (Pays-Bas), Kentish Flats (Royaume-Uni) et North Hoyle (Royaume-Uni). Ces éoliennes ont été choisies pour la disponibilité complète de leurs données, en particulier la première fréquence naturelle mesurée. Les conditions du sol sur le site et les sources à partir desquelles les données des éoliennes offshore sont tirées sont résumées dans le tableau 4.11

Pour gagner de l'espace, ces éoliennes ont été numérotées de A à D. Les données structurelles des turbines éoliennes offshore ainsi que certaines caractéristiques de déformation du sol et les fréquences naturelles mesurées sont présentées dans le tableau 4.12.

Étant donné que ces données proviennent directement des fabricants des éoliennes offshore, il n'est pas possible de vérifier leur précision, sauf les données relatives à la masse de la tour, à condition que la hauteur de la tour soit correcte.

Tableau 4.11. Liste des quatre éoliennes offshore avec les conditions du sol sur les sites.

No.	Nom du parc éolien	Pays	Conditions du sol sur le site	Sources fournissant les données et les fréquences naturelles mesurées
A	Parc éolien Offshore Lely	UK	Argile douce dans la couche supérieure et sable denses et très denses vers les couches en dessous	Arany et al. Zaajer
B	Parc éolien Offshore Irene Vorrink	Pays bas	Couches de limon mou et d'argile au fond marin supérieur et du sable dense à très dense en dessous	Arany et al., Zaajer
C	Parc éolien Offshore North Hoyle	UK	Sable et couches d'argiles	Arany et al., Leblanc et al.
D	Parc éolien Offshore Kentish Flats	UK	Couches de sable dense et argile ferme	Arany et al.

Les analyses sur le site indiquent que presque toutes les éoliennes offshore choisies dans cette étude sont installées dans des couches profondes de sable dense, dans cette situation, et dans le cadre de cette étude, un angle de frottement de 40 (°) correspondant à une densité relative de  $D_r = 60\%$  a été pris pour représenter le sable dense. Les paramètres hyperboliques qui dépendent de ces deux paramètres ont été calculés selon la méthodologie proposée dans la première partie de ce travail. Ceux-ci sont donnés dans le tableau 4.12

Les analyses sur le site indiquent que presque toutes les éoliennes offshore choisies dans cette étude sont installées dans des couches profondes de sable dense, dans cette situation, et dans le cadre de cette étude, un angle de frottement de 40 (°) correspondant à une densité relative de  $D_r = 60\%$  a été pris pour représenter le sable dense. Les paramètres hyperboliques qui dépendent de ces deux paramètres sont donnés dans le tableau 4.13

Tableau 4.12 Caractéristiques des pieux et du sol des différents parcs éoliens.

Dimension des composantes des éoliennes	Symbole (unité)	Parc éolien			
		A	B	C	D
		Diamètre du monopieu	$D_p$ (m)	3.2	3.5
Épaisseur du mur du monopieu	$t_p$ (mm)	35	28	50	45
Module de Young du matériau du monopieu	$E_p$ (Gpa)	210.0	210.0	210.0	210.0
Longueur du monopieu	$L_p$ (m)	13.5	19.0	33.0	29.5
Module de cisaillement du sol	$G_s$ (Mpa)	140.0	55.0	230.0	60.0
Coefficient de Poisson du sol	$\nu_s$	0.4	0.5	0.4	0.4
Module de Young du sol	$E_s$ (Mpa)	392.0	165.0	644.0	168.0
Fréquence mesurée	(Hz)	0.634	0.546/ 0.563	0.35	0.339

Une étude complète sur le maillage a été effectuée pour trouver le maillage par éléments finis optimal qui exprime le comportement des monopieux sous charge latérale dans un milieu non linéaire caractérisé par le modèle hyperbolique comme critère de rupture.

Tableau 4.13 Paramètres de résistance et de déformation du sol ainsi que les paramètres du modèle hyperbolique adoptés pour les éoliennes choisies.

OWT	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu_s$	$C$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$R_f$	$k$	$n$	$k_{ur}$	$D_r$	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_0$
A	392000	0.4	0.0	40	0.7	524.905	0.51	787.358	0.6	21.0	0.3572
B	165000	0.5	0.0	40	0.7	524.905	0.51	787.358	0.6	21.0	0.3572
C	644000	0.4	0.0	40	0.7	524.905	0.51	787.358	0.6	21.0	0.3572
D	5160000	0.2	0.0	50	0.7	1251.851	0.51	1877.776	0.85	21.0	0.2339

Un maillage de 20 fois le diamètre du monopieu  $D_p$  des deux côtés du monopieu et une longueur de monopieu  $L_p$  sous la pointe du monopieu ont été adoptés pour l'étude de toutes les éoliennes considérées ici. En outre, 35 éléments finis des deux côtés du monopieu et 36 éléments finis dans la direction verticale ainsi que 21 tranches ont été choisis pour analyser le domaine pseudo 3D considéré.

Comme la rigidité en tête du monopieu ne dépend pas du niveau de chargement, une charge horizontale  $H$  d'une magnitude de  $1000\text{ kN}$  a été appliquée en dix (10) incréments au sommet de chaque monopieu dans les quatre parcs éoliens considérés, dans le but de calculer les facteurs de flexibilité en tête du monopieu  $I_L$  et  $I_{LR}$ .

La figure 4.7 montre l'évolution des déplacements en tête du monopieu en fonction de la charge latérale croissante  $H$ .

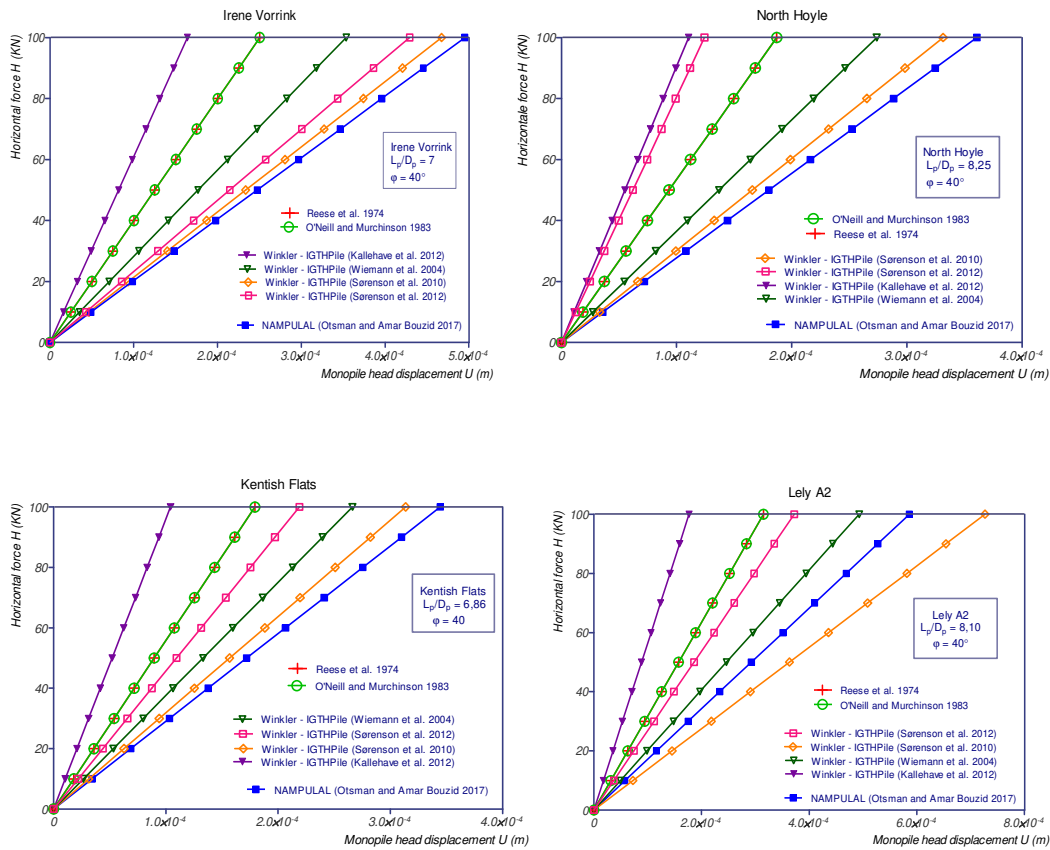


Figure 4.8. Déplacements en tête du monopieu sous l'effet d'une force horizontale appliquée pour les différentes éoliennes.

L'évolution des rotations en fonction de la charge latérale appliquée est rapportée à la figure 4.8. Cette figure sert à déterminer le facteur de flexibilité de couplage croisé  $I_{LR}$  pour tous les monopieux considérés ici.



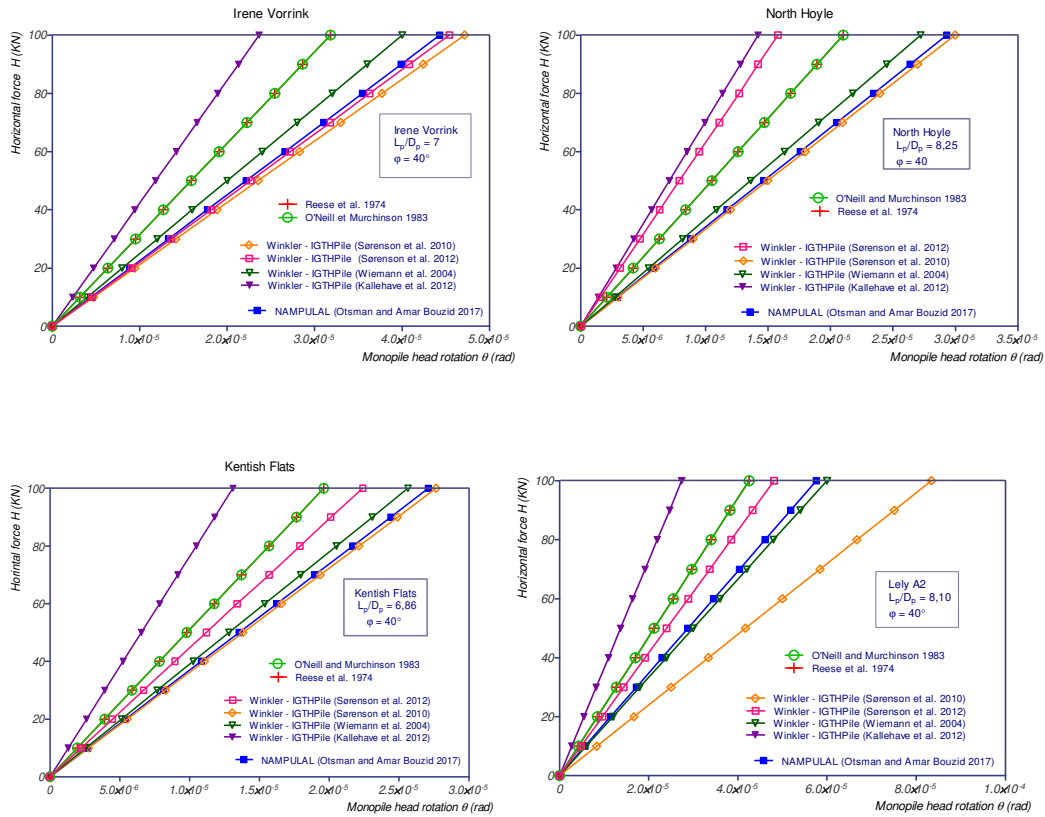
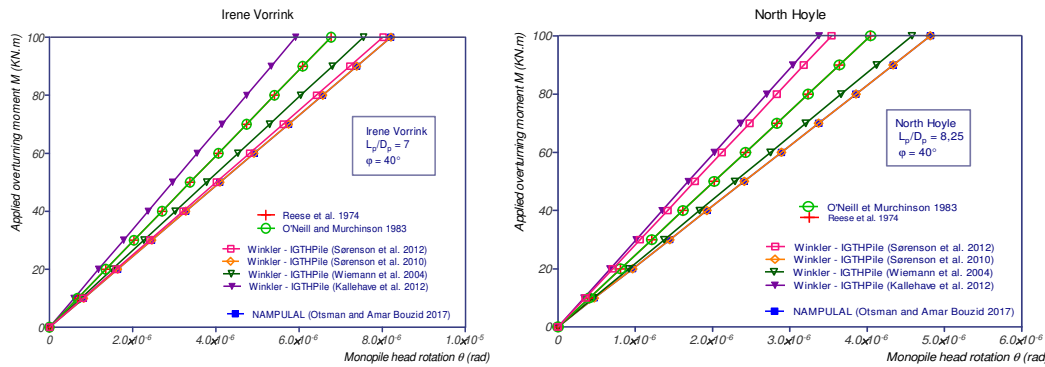


Figure 4.9. Rotation en tête du monopieu sous l'effet d'une force appliquée pour les différentes éoliennes.

Etant donné que le facteur de flexibilité  $I_R$  nécessite une sollicitation de flexion pure, un moment  $M$  appliqué en haut du monopieu de  $20000 \text{ kn.m}$  a été considéré. Ses rotations correspondantes sont rapportées dans la Figure 4.9.



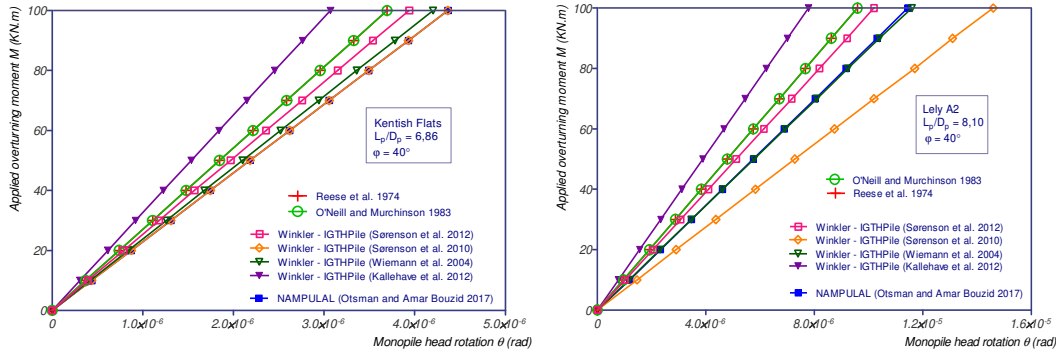


Figure 4.10 Rotation en tête du monopieu sous l'effet d'un moment appliqué pour différentes éoliennes.

Les relations presque linéaires obtenues entre  $H$  et  $u$  et  $H$  et  $\theta$  d'une part et entre  $M$  et  $\theta$  d'autre part facilitent le calcul de  $I_L$ ,  $I_{LR}$  et  $I_R$  qui peuvent être effectués en inversant simplement les pentes de leur courbes charge-déformation. Ensuite, en utilisant les équations (4.12), les coefficients de rigidité sont obtenus. Les coefficients de flexibilité et de rigidité sont respectivement présentés dans les tableaux 4.14, 4.15, 4.16, et 4.17 pour toutes les éoliennes considérées dans cette étude.

Tableau 4.14. Coefficients de flexibilité  $I_L$ ,  $I_{LR}$  et  $I_R$  et leurs coefficients de rigidité correspondants  $K_L$ ,  $K_{LR}$  and  $K_R$  caractérisant les monopieux pour le site Irene Vorrink

	NAMPULAL	Sørenson 2010	Sørenson 2012	Wiemann	Reese	O'Neill & Murchinson	Kallehave
$I_L$ (m/GN)	4,68678E-06	4,67436E-06	4,29104E-06	3,53434E-06	2,50408E-06	2,50408E-06	1,64031E-06
$I_R$ (rad/GN.m)	8,20764E-08	8,20764E-08	8,02296E-08	7,55129E-08	6,76672E-08	6,76672E-08	5,92476E-08
$I_{LR}$ (1/GN)	4,43327E-07	4,7131E-07	4,53772E-07	4,00316E-07	3,18158E-07	3,18158E-07	2,36747E-07
$K_L$ (GN/m)	0,436	0,508	0,580	0,708	0,992	0,992	1,440
$K_R$ (GN.m/rad)	24,9118	28,940	31,014	33,144	36,706	36,706	39,876
$K_{LR}$ (GN)	-2,356	-2,918	-3,280	-3,754	-4,664	-4,664	-5,755

Tableau 4.15. Coefficients de flexibilité  $I_L$ ,  $I_{LR}$  et  $I_R$  et leurs coefficients de rigidité correspondants  $K_L$ ,  $K_{LR}$  and  $K_R$  caractérisant les monopieux pour le site North Hoyle

	NAMPULAL	Sörenson 2010	Sörenson 2012	Wiemann	Reese	O'Neill & Murchinson	Kallehave
$I_L (m/GN)$	3,606E-06	3,315E-06	1,241E-06	2,74E-06	1,87E-06	1,869E-06	1,105E-06
$I_R (rad/GN.m)$	4,819E-08	4,818E-08	3,538E-08	4,58E-08	4,044E-08	4,044E-08	3,377E-08
$I_{LR}(1/GN)$	2,93E-07	2,996E-07	1,582E-07	2,722E-07	2,10E-07	2,10E-07	1,42E-07
$K_L (GN/m)$	0,549	0,689	1,871	0,893	1,284	1,284	1,973
$K_R (GN.m/rad)$	41,054	47,395	65,660	53,415	59,385	59,385	64,585
$K_{LR}(GN)$	-3,337	-4,284	-8,365	-5,311	-6,672	-6,672	-8,307

Tableau 4.16. Coefficients de flexibilité  $I_L$ ,  $I_{LR}$  et  $I_R$  et leurs coefficients de rigidité correspondants  $K_L$ ,  $K_{LR}$  and  $K_R$  caractérisant les monopieux pour le site Kentish Flats

	NAMPULAL	Sörenson 2010	Sörenson2012	Wiemann	Reese	O'Neill & Murchinson	Kallehave
$I_L (m/GN)$	3,44E-06	3,135E-06	2,190E-06	2,662E-06	1,793E-06	1,793E-06	1,640E-06
$I_R (rad/GN.m)$	4,367E-08	4,367E-08	3,937E-08	4,201E-08	3,695E-08	3,695E-08	5,925E-08
$I_{LR}(1/GN)$	2,71E-07	2,765E-07	2,237E-07	2,564E-07	1,960E-07	1,960E-07	2,367E-07
$K_L (GN/m)$	0,567	0,722	1,088	0,911	1,328	1,328	1,440
$K_R (GN.m/rad)$	44,751	51,857	60,55	57,742	64,453	64,453	39,876
$K_{LR}(GN)$	-3,521	-4,573	-6,184	-5,560	-7,047	-7,047	-5,755

Tableau 4.17. Coefficients de flexibilité  $I_L$ ,  $I_{LR}$  et  $I_R$  et leurs coefficients de rigidité correspondants  $K_L$ ,  $K_{LR}$  and  $K_R$  caractérisant les monopieux pour le site Lely A2

	NAMPULAL	Sörenson 2010	Sörenson 2012	Wiemann	Reese	O'Neill & Murchinson	Kallehave
$I_L (m/GN)$	5,857E-06	7,266E-06	3,721E-06	4,930E-06	3,150E-06	3,150E-06	1,77E-06
$I_R (rad/GN.m)$	1,283E-07	1,456E-07	1,023E-07	1,155E-07	9,587E-08	9,587E-08	7,788E-08
$I_{LR}(1/GN)$	5,761E-07	8,339E-07	4,809E-07	6,000E-07	4,249E-07	4,249E-07	2,74E-07
$K_L (GN/m)$	0,337	0,401	0,683	0,551	0,789	0,789	1,240
$K_R (GN.m/rad)$	13,954	20,018	24,852	23,542	25,933	25,933	28,190
$K_{LR}(GN)$	-1,372	-2,297	-3,211	-2,8651	-3,497	-3,497	-4,363

Les résultats obtenus dans les tableaux 4.14, 4.15, 4.16 et 4.17 montrent que les méthodes basées sur le model poutre sur fondation de Winkler, principalement celles

de Reese et O'Neill & Murchinson surestiment sensiblement les rigidités en tête des monopieux par rapport l'analyse par éléments finis fournie par NAMPULAL.

#### 4.8 Conclusion

Le modèle « poutre sur fondation de Winkler » est depuis des décennies un outil réussi pour la conception de pieux supportant des plates-formes offshore dans l'industrie du pétrole et du gaz ou tout autre secteur du génie civil, comme les grands bâtiments ou les ponts. L'incapacité de ce modèle à concevoir des monopieux de grand diamètre supportant les éoliennes offshore a été pratiquement prouvée pour le nombre écrasant d'incohérences et de limitations qui caractérisent les bases des théories sur lesquelles ses courbes  $p-y$  ont été formulées.

Après une brève description de la façon dont le mécanisme de rupture d'un monopieu de petit diamètre diffère de celui d'un monopieu de grand diamètre, les courbes  $p-y$  développées à la fin des années 70 et au début des années 80 (adoptées par l'API) ont été soigneusement critiquées et leurs points faibles ainsi que ceux inhérents au modèle « poutre sur fondation de Winkler » lui-même, ont été décrits dans trois sous-sections. Des modifications ont été apportées pour améliorer les performances des courbes  $p - y$  proposées récemment.

Les objectifs de ce travail étaient de confirmer la commodité de la méthode des éléments finis dans l'analyse des monopieux de grand diamètre sous charge horizontale et l'inadaptation du modèle « poutre sur fondation de Winkler » lorsqu'il s'agit du cas mentionné plus haut. Ces objectifs ont été atteints en tenant compte de deux programmes informatiques. Le premier est un code informatique d'éléments finis appelé NAMPULAL qui a été détaillé dans un autre article et publié récemment ailleurs. Ce code est basé sur un traitement spécial des problèmes d'interaction sol-structure et utilise le modèle hyperbolique comme critère de rupture du sol. Le deuxième programme IGTHPile englobe les courbes de l'API ainsi que ceux récemment proposés pour améliorer les mauvaises performances de l'approche « poutre sur fondation de Winkler ». Deux cas ont été étudiés. Le premier est un monopieu fondé dans un sol de sable multicouches servant de base de support à l'éolienne NREL de 5 MW et le second est un monopieu soutenant l'éolienne offshore à Horns Rev dans le secteur danois de la mer du nord. Dans le premier site, l'évolution des mouvements

en tête du monopieu avec le chargement appliqué donnée par les différents modèles de BNWF ainsi que par la méthode EF a été examinée et comparée. Cependant, dans le deuxième site, seul le profil de déplacement latéral du monopieu a été étudié. Les principales conclusions ont été :

1) Les déplacements en tête du monopieu dans l'analyse par éléments finis fournis par NAMPULAL sont raisonnablement précis. Cela signifie que les rigidités en tête du monopieu  $K_L^{Rigid}$ ,  $K_R^{Rigid}$  et  $K_{LR}^{Rigid}$  qui sont nécessaires pour calculer certaines caractéristiques dynamiques des éoliennes offshores, sont suffisamment précises et l'interaction sol-monopieu est correctement prise en compte. En outre, le profil de déplacement dans cette méthode numérique est compatible avec l'allure déformée d'un monopieu rigide.

2) Les modèles « poutre sur fondation de Winkler » basés sur les courbes  $p - y$  de Reese et al. (1974) ou O'Neill et Murchison (1983) ou même LPILE, surestime de manière significative la rigidité en tête du monopieu et, par conséquent, ne peut pas quantifier correctement l'interaction sol-monopieu.

3) En ce qui concerne les mouvements en tête du monopieu, les modèles « poutre sur fondation de Winkler » basés sur les courbes  $p - y$  de Wiemann (2004), Sorensen et al. (2010) et Sorensen (2012), peuvent être considérés comme modérément précis car ils sont proches des résultats des éléments finis. Ils peuvent être utilisés pour quantifier les rigidités en tête du monopieu avec une marge acceptable. Cependant, les allures déformées des monopieux dans ces modèles ne sont pas compatibles avec les monopieux rigides de grand diamètre.

4) Le modèle basé sur la courbe  $p - y$  de Kallehave (2012) n'est pas du tout approprié pour traiter les monopieux de grand diamètre.

Bien que des progrès importants aient été réalisés pour améliorer les mauvaises performances de la « poutre sur fondation de Winkler » en suggérant de nouvelles courbes  $p - y$  où des expériences très prudentes ou des outils numériques puissants ont été réalisés, le comportement des monopieux n'a pas encore été maîtrisé et des incohérences dans leurs déformations existent encore.

Ceci, à notre avis, n'est pas dû aux inexactitudes dans les courbes p-y proposées, mais au modèle lui-même qui remplace un support continu par des ressorts discrets et non couplés, ignorant le transfert des contraintes de cisaillement entre les couches de sol.

*CHAPITRE 5***MECANISMES DE RUPTURE DES PIEUX  
DANS LES SOLS LIQUEFIABLES ET  
METHODES PRATIQUES DE DIMENSIONNEMENT**Résumé

---

Dans ce chapitre sont présentés les principaux mécanismes de rupture des pieux chargés latéralement dans les sols liquéfiables. Ensuite sont présentées des méthodes de dimensionnement pratiques et simplifiées basées sur la conversion des courbes contraintes-déformation du sol liquéfié en courbes  $p - y$  à travers des facteurs d'échelle appropriés. Ces méthodes ont l'avantage de conserver les caractéristiques essentielles du sol liquéfié et de représenter son comportement réel.

---

## 5.1 Introduction

La liquéfaction des sols est un phénomène géologique généralement brutal et temporaire par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa portance, permettant ainsi l'enfoncement des objets lourds situés en surface. Ce phénomène se produit en présence d'eau souterraine remontant en surface au point de faire perdre la cohésion des particules du sol qui se comporte alors comme une roche meuble. Une fois les conditions propices à la liquéfaction du sol disparues, celui-ci expulse une partie de l'eau qu'il contient et retrouve ainsi sa consistance. Certains séismes, par les vibrations qu'ils provoquent, entraînent de tels phénomènes allant parfois jusqu'à l'expulsion brutale de jets d'eau en dehors du sol et l'enfoncement des bâtiments sur plusieurs mètres d'épaisseur.



Figure 5.1 Liquéfaction du sol au Japon

Les observations post sismiques ont montré que les superstructures restaient intactes après les tremblements de terre, mais leurs inclinaisons ou rotations d'ensemble les rendaient inutilisables.





a)



b)

Figure 5.2 Renversement des bâtiments sous l'effet de la liquéfaction

a) Tremblement de terre de Niigata Japon 1964

b) Tremblement de terre d'Adapazari, Turquie 1999



Figure 5.3 Basculement d'une résidence par tassement différentiel du a la liquéfaction. Tremblement de terre Venezuela 1967

Durant un séisme le sol se comporte comme un sable mouvant, il y a génération excessive de pressions interstitielles, les sables lâches saturés perdent leurs résistances et leurs rigidités et ont tendance à se liquéfier. La formation de moment de flexion et de forces de cisaillement considérables sur les pieux peut provoquer la rupture.

En présence d'un sol en pente il y aura glissement du sol liquéfié, le chargement sismique engendre des déplacements et des déformations excessives dans le sol générant le tassement et l'inclinaison des superstructures.

Les ponts s'effondrent sous l'effet de la perte de résistance des couches inférieures du sol ou du déplacement des fondations sous l'effet de la propagation latérale du sol liquéfié.



Figure 5.4 a) Rupture du pont Nishinomiya. Tremblement de terre de Kobe Japon 1995



Figure 5.4 b) Effondrement du pont Showa. Tremblement de terre de Niigata 1964

Les installations portuaires et de quai sont souvent situées dans des zones susceptibles de se liquéfier, et beaucoup ont été endommagées par la liquéfaction lors de séismes antérieurs. La plupart des ports et des quais ont des structures de soutènement majeures, ou des murs de quai, pour permettre aux grands navires de s'amarrer à proximité des zones de manutention de marchandises plates. Lorsque le sol derrière et / ou sous un tel mur se liquéfie, la pression qu'il exerce sur le mur peut augmenter considérablement - suffisamment pour que le mur glisse et / ou s'incline vers l'eau. Comme illustré ci-dessous, la liquéfaction a causé d'importants dommages aux installations portuaires de Kobe, au Japon, lors du séisme de 1995 à Hyogo-ken Nanbu.



Figure 5.5 Déplacement latéral d'un mur de quai.

Tremblement de terre de Kobe Japon 1995

### 5.2 Mécanisme de rupture des pieux isolés traversant des couches de sol liquéfiables

Le mécanisme de rupture des pieux chargés latéralement dans les sols liquéfiables dépend essentiellement de l'emplacement et de la profondeur de la couche de sol liquéfiable, cette dernière influence grandement la résistance du pieu pour les calculs à la flexion, plus cette couche est profonde, plus la probabilité de rupture du pieu est importante.

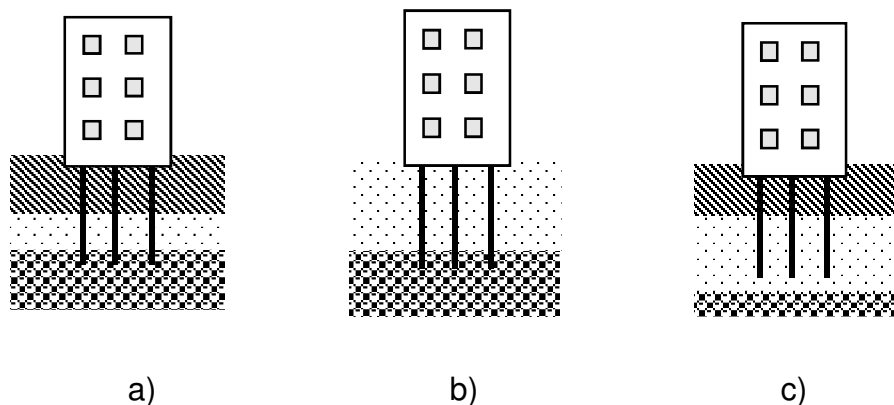





Figure 5.6 Différentes configuration des pieux dans le sol

 Couche non liquéfiée    
  Base non liquéfiée    
  Couche liquéfiée

Plusieurs types de rupture des pieux ont été observés lors des tremblements de terres, les forces latérales inertielles ou cinématiques peuvent provoquer des ruptures par cisaillements ou par flexion. La rupture par cisaillement est rencontrée dans les pieux en béton creux et circulaires tandis que la rupture par flexion est due la diffusion latérale du sol dans les terrains en pente lors de la liquéfaction (Tokimatsu et al. 1998 [85] ). Les charges axiales de la superstructure peuvent engendrer des ruptures par flambement combinées à la perte de la pression de confinement autour du pieu suite à la liquéfaction du sol (Bhattacharya et al. 2004 [88] ).

### 5.2.1 Mécanisme de rupture par propagation latérale

#### Théorie de rupture de Tokimatsu et al. (1998) [85]

Tokimatsu et al. (1998) ont décrit schématiquement l'interaction sol pieu structure dans les sols liquéfiables (voir figure 5.7) selon les hypothèses suivantes :

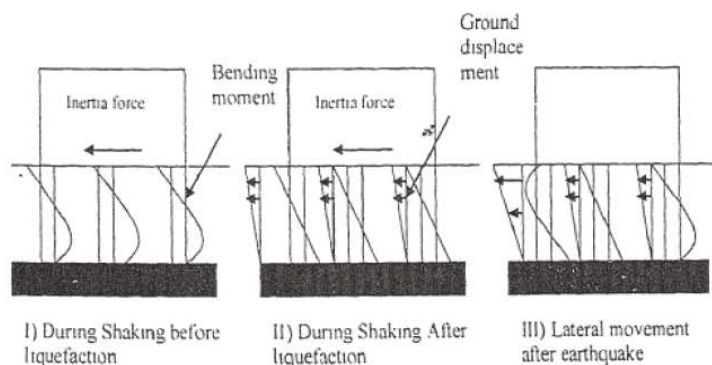


Figure 5.7 Diagramme schématique montrant la rupture du pieu (d'après Tokimatsu et al. 1998)

1. Avant le développement de la pression interstitielle, les forces inertielles de la superstructure peuvent dominer, ceci est l'étape 1 dans la figure 5.7
2. Les forces cinématiques du sol liquéfié commencent à agir avec l'augmentation des pressions interstitielles. Ceci est l'étape 2 de la figure 5.7
3. Vers la fin de la secousse, les forces cinématiques domineront et auront un effet important sur la performance du pieu, particulièrement quand des déplacements latéraux surviennent lors de la propagation latérale du sol.

### Concept de rupture d'Ishihara (1997) [86]

Ishihara (1997) a résumé le chargement provoqué par le séisme sur le pieu en introduisant le concept « effet descendant » et « effet ascendant » décrits ci-dessous :

Au début de la secousse les forces inertielles de la superstructure sont transférées en tête du pieu ensuite au sol. Il suppose que durant la secousse principale, les sols sableux dans le dépôt n'ont pas ramolli de manière importante sous l'effet de la liquéfaction et que le mouvement relatif entre le pieu et le sol est faible. Il a postulé que si le mouvement du sol est suffisamment élevé de telle sorte que le moment de flexion dépasse les valeurs limites, le pieu se rompra. Etant donné que les charges viennent des forces inertielles de la superstructure, ce concept est cité « effet descendant ». Il conclut que la rupture observé dans la partie supérieure du pieu est du à cet effet.

Ishihara a noté aussi que le début de la liquéfaction se produisait approximativement au même moment que le pic de l'accélération au cours du chargement séismique ayant un histogramme irrégulier. Dans un terrain en pente, le sol ramolli commencera à glisser horizontalement suivant le début de la liquéfaction. Dans ces conditions, le pieu enfoui sera soumis à des forces latérales engendrant des déformations du pieu dans le sens du glissement. Il suppose que le mouvement du séisme ait dépassé le pic et que les tremblements suivant sont de faible intensité, les forces inertielles transmises de la superstructure sont alors insignifiantes. Sous de telles conditions de chargement, le moment de flexion maximale provoqué par le pieu ne se produira pas près de la tête mais dans une portion inférieure. Ce concept est nommé « effet ascendant ».

### 5.2.2 Mécanisme de rupture par flambement

#### Théorie de rupture de Battacharya et al (2003, 2004) [87,88]

Selon cette théorie, les pieux soumis à des charges axiales constantes dans des zones liquéfiables sont exposés à la rupture par instabilité de flambement lors de séismes importants. Le sol autour du pieu dans la zone liquéfiée perd une grande partie de sa rigidité et de sa résistance, le pieu dans cette zone se comporte

comme une colonne flottante et va flamber sous l'action de la charge de la superstructure.

L'instabilité peut provoquer un flambement latéral dans le sens de la rigidité à la flexion élastique minimale sous l'action de la charge axiale. Les charges latérales inertielles ou celles dus au mouvement du sol vont amplifier les déflexions latérales engendrant la formation de rotule plastiques et favorisant une rupture du pieu plus rapide.

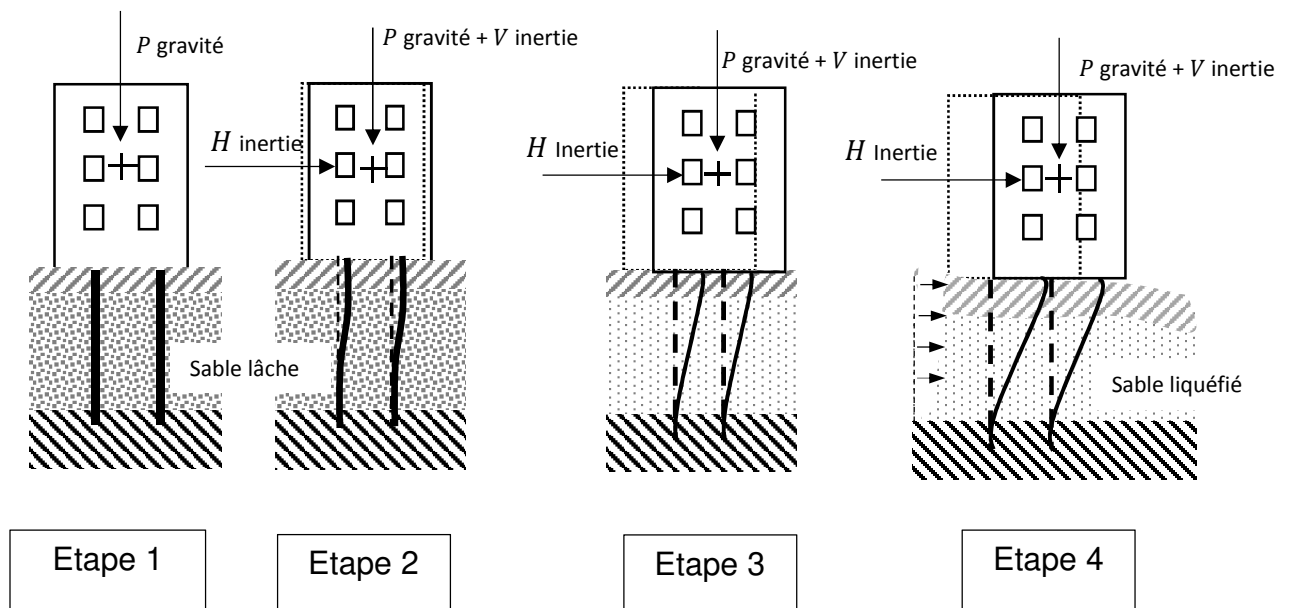


Figure 5.8 Différents régimes de chargements (Battacharya et al. 2013)

Etape 1 : Avant le séisme sur terrain plat.

Etape 2 : Début du tremblement, sol en train de se liquéfier.

Etape 3 : Liquéfaction du sol. Forces inertielles verticales agissent dans le sens de la gravité. Pieux commencent à flamber ou à tasser.

Etape 4 : Dans un terrain en pente, liquéfaction du sol, propagation latérale du sol combinée au comportement de l'étape 3.

### 5.3 Méthodes pratiques de dimensionnement des pieux chargés latéralement dans les sols liquéfiables.

La méthode de Winkler basée sur les courbes  $p - y$  reste la meilleure approche pour l'analyse des pieux chargés latéralement de par sa simplicité, sa commodité mathématique et sa capacité à intégrer la plus part des non-linéarités dans le système.

Les courbes  $p - y$  pour les argiles raides, les argiles molles et pour les sables sont disponibles et bien établies (voir par exemple les codes API 2001 ou DNV 2001). Cependant, ce modèle présente des difficultés dans la modélisation correcte de l'interaction sol/pieu lorsque le sol n'est pas homogène, lorsqu'il est composé de plusieurs couches ou lorsqu'on est confronté à des sols non normalisés tels que les mélanges intermédiaires entre sables et argiles ou dans le cas des sols liquéfiables.

Bien que des méthodes raisonnables aient été élaborées pour définir des courbes  $p - y$  pour les sols non liquéfiés, une incertitude considérable demeure quant à la résistance au transfert de charge latérale pouvant être fournie par le sable liquéfié. Dans certains cas, le sable liquéfié est supposé n'avoir aucune résistance latérale.

Dans la pratique de routine, les courbes  $p - y$  pour les sols liquéfiés présentent un comportement caractérisé par une rigidité relativement élevée lors des petits déplacements qui diminue graduellement lors du cisaillement. Cette réponse, cependant, est sensiblement différente du comportement observé dans les essais par éléments finis et dans les tests de modélisations physiques. Il faut mentionner que l'exactitude des solutions analytiques utilisant un modèle de Winkler dépend de la courbe  $p - y$  appropriée utilisée.

Rollins et al. (2005a) [89] ont développé des expressions pour les courbes  $p - y$  dans les sables liquéfiés à différentes profondeurs basées sur leurs essais de chargement entièrement instrumentés en vraie grandeur sur un groupe de pieux dans le sable liquéfié avec une densité relative initiale variant entre 45 et 55 pour cent. Les courbes  $p - y$  développées sur la base de ces études ont une forme concave, comme le montre la figure 5.9. Cette forme caractéristique semble résulter essentiellement d'un comportement dilatant pendant le cisaillement.

Lorsque le sable est liquéfié dans des conditions non drainées, certains suggèrent qu'il se comporte comme les argiles molles. Wang et Reese (1998) ont étudié le comportement des pieux dans les sols liquéfiés en modélisant le sable liquéfié comme l'argile molle.

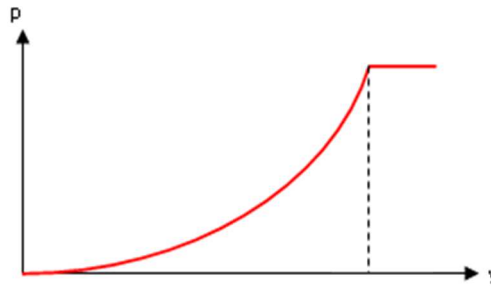


Figure. 5.9 Exemple de courbes  $p - y$  pour les sables liquéfiés

Les courbes  $p - y$  ont été développées en utilisant le modèle d'argile molle et en assimilant la force de cohésion égale à la résistance résiduelle du sable liquéfié. Les essais de laboratoire ne peuvent pas mesurer la résistance résiduelle au cisaillement de sable liquéfié avec une précision raisonnable en raison de la nature instable du sol.

Certaines études de cas doivent être évaluées pour recueillir des informations sur le comportement du dépôt liquéfié. Reconnaisant la nécessité d'utiliser des études de cas, Seed et Harder (1990) [90] ont examiné des cas où une propagation latérale importante du sol s'est produite en raison de la liquéfaction et où certaines conclusions peuvent être tirées en ce qui concerne la résistance et la déformation du sol liquéfié.

Malheureusement, les cas où les données sont disponibles sur la résistance et la déformation des sols liquéfiés sont rares. Cependant, un nombre limité de tels cas existent, pour lesquels les résistances résiduelles de sable liquéfié et de sable limoneux peuvent être déterminées avec une précision raisonnable. Seed et Harder ont constaté qu'une résistance résiduelle d'environ 10 pour cent de la contrainte effective de surcharge peut être utilisées pour le sable liquéfié.

Dans ce qui suit, une méthode simplifiée de construction des courbes  $p - y$  pour les sols liquéfiables est présentée. Cette méthode se base sur deux approches, la première approche est la dérivation numérique des facteurs de mise à l'échelle à partir des courbes contraintes déformations du sol, et la deuxième approche est la construction des courbes  $p - y$  en utilisant les facteurs de mise à l'échelle.



### 5.3.1 Méthode proposée par Amar Bouzid et al. (2013) [91]

Dans cette étude, les principes du concept de calcul de la résistance mobilisable (MSD) (Osman et Bolton 2005 [92] ) sont utilisés pour construire des courbes  $p - y$  continues à partir d'une relation contrainte-déformation du sol obtenue expérimentalement. Dans cette méthode, la courbe contrainte-déformation est mise à l'échelle par deux coefficients  $N_c$  (pour la contrainte) et  $M_c$  (pour la déformation) afin d'obtenir les courbes  $p - y$ .  $N_c$  et  $M_c$  sont des dérivés basées sur une approche semi-analytique par éléments finis (énoncée dans le chapitre 3) exploitant la symétrie axiale où un pieu est modélisé par une série de disques enfouis.

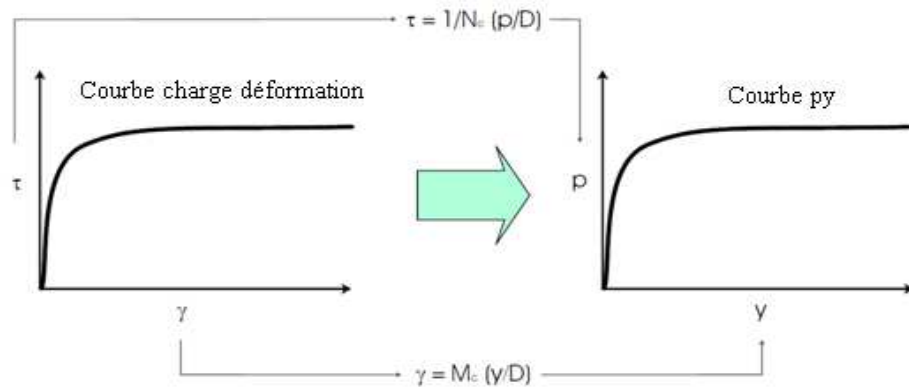


Figure 5.10 Schématisation de l'obtention des courbes  $p - y$  à partir du comportement contrainte-déformation.

Les coefficients de transfert  $M_c$  et  $N_c$  sont déterminés en fonction de la déformation de cisaillement mobilisée par :

$$M_c = \varepsilon_{s,mob} \frac{D}{y} \quad ; \quad N_c = \frac{2U}{YDG\varepsilon_{s,mob}}$$

Dans les quelles :

$\varepsilon_{s,mob}$  : Déformation de cisaillement mobilisée.

$y$ : Déplacement du pieu.

$D$ : Diamètre du pieu dans le système.

$U$ : Energie de déformation totale.

$G$ : Module de cisaillement.

La déformation de cisaillement mobilisée  $\varepsilon_{s\,mob}$ , est déterminée par la méthode semi analytique par éléments finis.

Les valeurs de  $M_C$  et  $N_C$  ont été obtenues à la fois pour une interface pieu-sol lisse et rugueuse du milieu élastique. Les valeurs de  $M_C$  et  $N_C$  ainsi obtenues sont de 3,15 et 11,23 pour l'interface lisse et de 2.59 et 17.89 pour l'interface rugueuse. Etant donné que ces valeurs sont obtenues pour un milieu élastique, ils peuvent être utilisés pour la mise à l'échelle de la courbe  $p - y$  à partir de la courbe contrainte-déformation jusqu'à la zone élastique. La solution pour l'état entièrement plastique, c'est-à-dire  $M_C = 2,6$  (Matlock 1970) et  $N_C = 9$  (Randolph et Houlsby 1984) peut être utilisée après l'apparition de la contrainte maximale de cisaillement. Toutefois, si la transition de  $N_C$  ou de  $M_C$  arrive brusquement, il y aura aussi un brusque changement dans la forme de la courbe  $p - y$ , qui doit être évité pour la convergence de la solution numérique.

Tableau 5.1. Résumé des valeurs de  $M_C$  and  $N_C$

	$M_C$	$N_C$
Sol linéaire élastique avec interface lisse	3.15	11.23
Sol linéaire élastique avec interface rugueuse	2.59	17.89
Rigide plastique avec interface rugueuse	2.60	9.00

Le schéma proposé est donc de supposer que le sol est élastique jusqu'à la moitié de la contrainte de cisaillement maximale où  $N_C$  peut être pris égale à 11.23 (interface lisse) ou 17.86 (interface rugueuse). Ensuite  $N_C$  peut être progressivement réduite à 9 à partir de la moitié et jusqu'à la valeur maximale de la contrainte de cisaillement. Après que la contrainte de cisaillement maximale est atteinte,  $N_C$  peut être maintenu constant égale à 9 pour le reste des valeurs de contrainte.  $M_C$  peut être facilement prise égale à 2,6 sur toute la gamme. La figure 5.12 montre cinq courbes  $p - y$  pour un pieu en béton d'un diamètre de 0,5 m. Deux courbes  $p - y$  simplifiées sont construites, pour des interfaces pieu-sol lisses et rugueuses, en utilisant des valeurs constantes de  $M_C$  et  $N_C$  à travers la mise à l'échelle des valeurs contrainte-déformation. La courbe  $p - y$  comme proposée par les directives API a également été intégrée à titre de comparaison, ce qui ne fait pas de différence entre les interfaces pieux-sols lisses ou rugueuses.

Les résultats semi-analytiques EF pour un disque rugueux se sont avérés en bon accord avec ceux des autres méthodes numériques et analytiques. L'approche actuelle donne aux ingénieurs un outil puissant pour établir des courbes  $P - y$  à partir des relations contrainte-déformation du sol établies expérimentalement. Cela peut fournir une meilleure estimation de la rigidité en tête du pieu nécessaire pour des analyses dynamiques et de déformation sous des charges de travail.

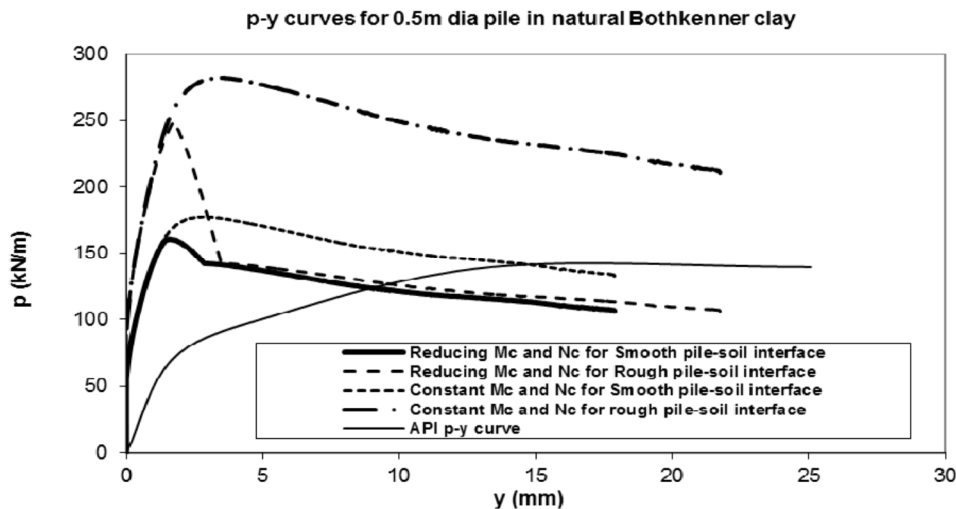


Figure 5.11 Construction des courbes  $p-y$  par la méthode (Amar Bouzid et al. 2013) .

### 5.3.2 Méthode proposée par Lombardi et al. (2016) [93] et Dash et al. (2017) [94]

Dans cette méthode, les courbes  $p - y$  proposées pour les sols liquéfiables sont construites à partir d'un modèle contrainte-déformation simplifié nécessitant des paramètres qui peuvent être déterminés de manière appropriée au moyen d'essais de résistance classiques tels que, l'essai de cisaillement simple et l'essai triaxiale ou en l'absence d'installation adéquate à partir des données SPT. La relation contrainte-déformation est ensuite utilisée pour construire une nouvelle famille de courbes  $p - y$  pour les sols liquéfiables à travers une mise à l'échelle de la contrainte en une réaction du sol  $p$  compatible et la déformation en un déplacement du pieu  $y$ , respectivement. Cette méthode a l'avantage d'être cohérente avec le comportement d'écrouissage (durcissement en déformation) des sols liquéfiés observé dans les essais par éléments finis et les essais de modélisation physiques.

Les courbes proposées peuvent être construites à partir d'un modèle de contrainte-déformation simplifié qui nécessite seulement trois paramètres :

$\gamma_{t0}$  : Déformation de cisaillement au décollement,

$G_1$ : Module de cisaillement initial.

$G_2$  : Module de cisaillement pour de grandes déformations.

Ces paramètres peuvent être déterminés commodément en effectuant des essais de laboratoire en plusieurs étapes, dans lesquels l'échantillon est initialement liquéfié au moyen d'un chargement cyclique, puis cisailé dans un état monotone non drainé sans dissipation de l'excès des pressions interstitielles entre les deux étapes. En l'absence d'installations adéquates et pour des considérations de conception préliminaire, les trois paramètres peuvent être estimés à partir de données disponibles dans la littérature.

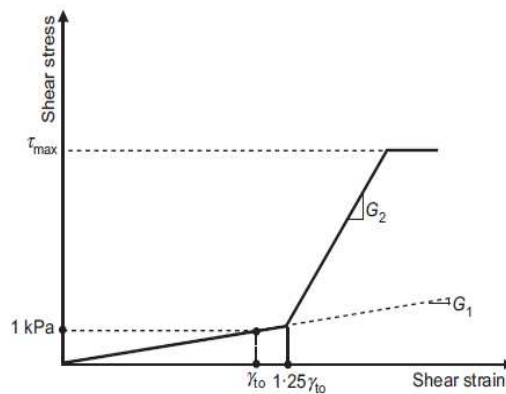


Figure 5.12. Courbe contrainte - déformation (monotone) proposée pour les sols liquéfiés (Lombardi et al. 2016)

Le processus nécessaire pour la mise à l'échelle du model contrainte déformation en courbes  $p - \gamma$  du sol liquéfié est représenté à la figure 5.12

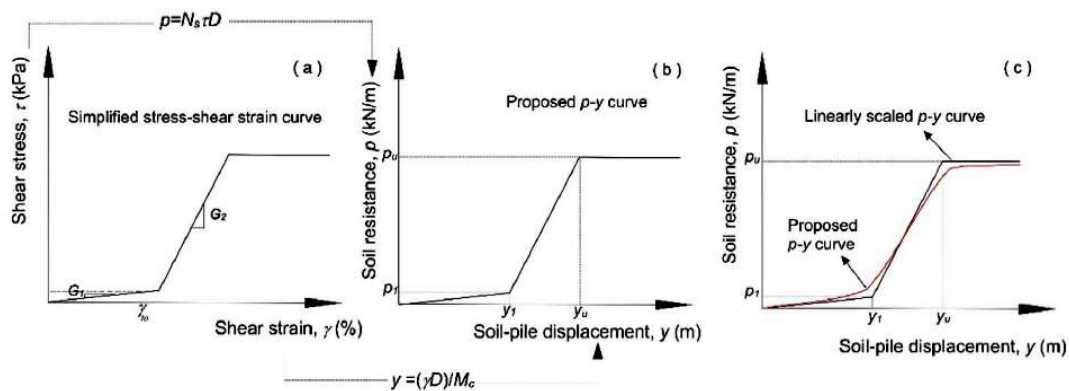


Figure 5.13 Représentation schématique de la construction des courbes  $p - y$ .

a) Courbes contrainte-déformation simplifiée, b) Courbes  $p - y$  simplifiée pour le sol liquéfié, d) courbe  $p - y$  lissée (d'après Dash et al. 2017).

Les coefficients  $M_s$  et  $N_s$  sont dérivés à partir d'une analyse numérique telle que présenté plus haut par Amar Bouzid et al. en se basant sur le principe de la résistance mobilisable.

Comparées aux courbes calculées inversement à partir d'une série de tests en centrifugeuses, les courbes  $p - y$  proposées sont plus cohérentes que d'autres méthodes telle que la méthode multiplicateur- $p$ .

#### 5.4 Conclusion

La liquéfaction des sols est à la base de la majorité des dommages causés par les séismes au structures fondés sur des pieux allant du basculement des bâtiments à l'effondrement total des ponts. Les mauvaises performances et le dimensionnement des pieux dans les sols liquéfiables restent un domaine de recherche actif. C'est dans ce contexte que sont exposés dans ce chapitre les principaux mécanismes de rupture des pieux chargés latéralement dans les sols liquéfiables, suivit d'une méthode simplifiée de construction des courbes  $p - y$  pour les sols liquéfiés. Cette méthode qui est basée sur la conversion de la courbe contrainte déformation du sol à travers des facteurs d'échelle appropriés, a l'avantage de conserver toutes les propriétés du sol liquéfié.

## CONCLUSION GENERALE

La méthode au module de réaction qui est basée sur le concept de Winkler est une des méthodes les plus utilisées pour le dimensionnement des pieux chargés latéralement. Dans cette méthode, l'interaction entre le pieu et le sol est modélisée par une série de ressorts indépendants entre eux et de raideur variable, la raideur permet de relier directement la réaction latérale du sol «  $p$  » au déplacement «  $y$  » à travers ce qu'on appelle les courbes  $p - y$ .

Bien que cette méthode soit relativement simple et facile à utiliser, attrayante par sa flexibilité et permettant d'intégrer facilement des comportements non-linéaires dans des sols homogènes, elle présente cependant certaines incohérences et des limitations inhérentes à sa nature discrète ainsi que des difficultés dans la modélisation correcte de l'interaction sol/pieu, ce qui rend son applicabilité restreinte.

Dans ce contexte s'inscrit l'objectif de cette thèse qui est une contribution à l'analyse des pieux chargés latéralement par la méthode de Winkler et à la construction des courbes  $p$ - $y$  pour les sols liquéfiables, l'analyse de certains aspects particuliers de l'interaction sol-pieu sont abordés.

En premier lieu, les principales méthodes de dimensionnement des pieux chargés latéralement sont abordées, allant des méthodes de calcul à la rupture qui considèrent le sol entièrement en état de rupture en passant par les méthodes en déformation qui considèrent le sol comme un milieu continu et en terminant par les méthodes au module de réaction du sol telle que la méthode de Winkler.

La modélisation des pieux chargés latéralement par la méthode de Winkler est ensuite abordée à travers les procédures permettant la construction des courbes  $p$ - $y$  pour les différents types de sol, y compris pour les sols stratifiés.

Le premier aspect d'interaction sol-structure analysé dans cette thèse concerne le coefficient de réaction du sol attribué à chaque raideur de ressort le long du pieu dans la méthode de Winkler. Comme ça a été cité plus haut, le modèle de Winkler

présentent plusieurs incohérences, notamment la surestimation du déplacement en tête du pieu pour les pieux élastiques utilisés pour supporter par exemple les plateformes offshore. On ne sait pas encore si ces incohérences sont dues à la nature du modèle lui-même qui ne tient pas compte de la continuité du milieu modélisé comme une série de ressorts élastiques ou à l'inexactitude des valeurs empiriques du coefficient de réaction du sol attribuées à chaque raideur de ressort le long du pieu. Ce coefficient qui permet de relier directement la réaction latérale du sol «  $p$  » au déplacement «  $y$  », n'est pas une caractéristique intrinsèque du sol et ses valeurs sont généralement difficiles à obtenir, raison pour laquelle, de nombreux auteurs ont tenté de trouver des corrélations entre le module de réaction du sol et les propriétés de rigidité du sol : le module de Young et le coefficient de Poisson qui correspondent à des résultats d'élasticité plus rigoureux.

C'est dans ce contexte que la méthode semi-analytique est utilisée afin d'obtenir une corrélation entre  $k_s$  et les propriétés de déformation du sol  $E_s$  et  $\nu_s$  sous la forme d'un facteur adimensionnel  $\lambda$  calculé à partir de la réaction du sol. Deux types d'interface (lisse et rugueuse) sont considérés dans cette analyse ainsi que deux rapports de longueur/diamètre différents soumis à un chargement latéral puis à un moment dans un milieu caractérisé par trois valeurs de coefficient de Poisson. Les corrélations du facteur  $\lambda$  trouvées ainsi que d'autres expressions issues de la littérature ont été implémentées dans un code informatique du modèle Winkler existant pour comparaison. Entre autre, une analyse par éléments finis en 3D avec les mêmes paramètres précédents a été faite. Les résultats tirés de ces trois analyses en termes de déplacements latéraux ont permis de conclure que l'incohérence du modèle de Winkler n'est pas due aux corrélations faites pour l'obtention du coefficient de réaction du sol, mais à la discontinuité dans la modélisation du milieu avec la méthode de Winkler.

Le second aspect traité dans cette thèse est l'application de la méthode  $p - y$  au dimensionnement des monopieux de grands diamètres chargés latéralement. Dans ce cas aussi les incohérences et les limitations de la méthode de Winkler ont été largement discutées. Leur incapacité à concevoir des monopieux supportant les éoliennes offshore a été pratiquement prouvée. Cela est dû en partie à la différence entre le mécanisme de rupture d'un monopieu de petit diamètre et de celui d'un

monopieu de grand diamètre mais aussi à la nature du modèle Winkler lui-même discutée plus haut. En effet, pour les monopieux de petit diamètre « dits flexibles », le comportement est caractérisé par la participation au mouvement de la seule partie supérieure du monopieu, tandis que pour les monopieux de grands diamètres « dits rigides » le monopieu subit un mouvement sur toute sa longueur. L'inconvénient majeur dans la formulation des courbes  $p - y$  réside dans le fait que la rigidité initiale de la courbe  $p - y$  surestime de manière significative la rigidité du sol à de grande profondeur et n'inclut aucune propriété géométrique du monopieu. En outre, les codes de conception actuellement utilisés ont conduit à une sous-estimation des déplacements en tête des monopieux de grand diamètre sous des charges extrêmes et une surestimation pour les monopieux sous de faibles charges opérationnelles.

Plusieurs chercheurs ont présenté des formules pour adapter les courbes  $p - y$  initiales aux pieux rigides, à travers des modifications apportées à la forme de la courbe  $p - y$  et à la rigidité initiale.

Le but essentiel du travail était de confirmer la pertinence de la méthode des éléments finis dans l'analyse des monopieux de grand diamètre sous charge horizontale et l'inadaptation du modèle « poutre sur fondation de Winkler ». Cela a été effectué à l'aide de deux types d'analyses. La première, est une analyse par éléments finis intégrant le modèle hyperbolique comme critère de rupture du sol et la seconde est une analyse numérique en Fortran intégrant la méthode de Winkler ainsi que les formules proposées pour l'adapter aux pieux rigides.

Les résultats issus des analyses faites sur deux cas d'études réels ont permis de conclure que la méthode  $p - y$  classique surestime de manière significative la rigidité en tête du monopieu et par conséquent, ne peut quantifier correctement l'interaction sol-monopieu, de ce fait, elle peut être considérée comme modérément précise. L'interaction sol-monopieu est correctement prise en compte par la méthode des éléments finis, en outre, le profil de déplacement dans cette méthode numérique est compatible avec l'allure déformée d'un monopieu rigide.

Le dernier chapitre concerne les sols liquéfiables. En effet, après liquéfaction du sol, la résistance et la rigidité du sol environnant diminuent considérablement pour un pieu chargé latéralement. Dans ce sens, l'interaction entre le pieu et le sol liquéfié devient beaucoup plus compliquée et la résistance du sol (en termes de résistance et



de rigidité) classiquement modélisée par une courbe  $p - y$  non-linéaire, est également réduite.

Les principaux mécanismes de ruptures des pieux chargés latéralement sont d'abord exposés, ensuite, une nouvelle procédure de construction simplifiée pour l'analyse des problèmes d'interaction sol-pieu dans les sols liquéfiables est proposée. La procédure est basée sur la conversion de la courbe contrainte-déformation du sol liquéfié en une courbe  $p - y$  à travers les facteurs d'échelle appropriés cités plus haut. L'avantage de cette méthode est double, en premier lieu le modèle de contrainte-déformation proposé nécessite des paramètres qui peuvent être déterminés de manière appropriée au moyen d'essais de résistance classiques, tels que l'essai de cisaillement simple et l'essai triaxiale ou à partir de données SPT en l'absence d'installations adéquates. En second lieu et ce qui est le plus important, les courbes proposées conservent les caractéristiques essentielles du sol liquéfié et sont plus cohérentes par rapport à celles utilisées usuellement.

#### Recommandations pour des travaux futurs

Bien que des méthodes pratiques pour la construction des courbes  $p - y$  dans les sols liquéfiables pour les pieux de diamètres ordinaires sont évoquées dans ce manuscrit, des courbes permettant d'avoir une réponse rigoureuse des monopieux de grand diamètre ne sont pas encore correctement établies. Bien qu'un effort très important ait été développé pour améliorer les courbes  $p - y$  par la proposition d'expressions des rigidités initiales, la réponse latérale des monopieux reste éloignée de celle de l'expérimentation ou celle déduite des simulations notamment la méthode des éléments finis. Pour investir davantage ce sujet il faut :

- Réaliser des essais en vraie grandeur et quantifier les différents paramètres régissant le comportement latéral des pieux à grands diamètres.
  - Déduire des courbes contrainte-déformation établies expérimentalement en laboratoire de celles permettant d'avoir  $p$  en fonction de  $y$ .

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. **Blum, H. (1932).** "Wirtschaftliche dalbenformen und deren berechnung." *Bautechnik*, 10(5), 50–55.
2. **Brinch Hansen J. (1961).** The ultimate resistance of rigid piles against transversal force. *The Danish Geotechnical Institute, Bulletin*. 1961, No. 12.
3. **Broms, B. B. (1964).** "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils." *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE* 90: 27–63.
4. **Menard, L. (1962-1969).** Comportement d'une fondation profonde soumise a des efforts de renversement. *Sols Soils* No. 3, 1962, pp. 9-27, Paris and *Regles d'Utilisation des Techniques Pressiometriques*, Notice Speciale No. 2,
5. **Poulos, H. G. (1971).** "Behaviour of Laterally Loaded Piles: I. Single Piles." *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE* 97: 711–751.
6. **Poulos, H. G., and Davis, E. H. (1980).** *Pile Foundation Analysis and Design*. New York: Wiley.
7. **Chan, K. S., Karasudhi, P., and Lee, S. L. (1974).** "Force at a point in the interior of a layered elastic half-space." *Int. J. of Solids and Struct.*, 10,1179-1199
8. **Davies, T.G. and Budhu, M. (1986).** "Non-linear analysis of laterally loaded piles in heavily overconsolidated clays.", *Géotechnique*, 36(4), 527-538.
9. **Budhu, M. and Davies, T.G. (1987).** "Nonlinear analysis of laterally loaded piles in cohesionless soils." *Canadian Geotechnical Journal*, 24, 289-296.
10. **Sun K. (1994).** Laterally loaded piles in elastic media. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE* 1994, 120(8):1324}1344.9
11. **Zhang, L., Ernst, H. & Einstein, H. H. (2000).** Nonlinear analysis of laterally loaded rocksocketed shafts. *J. Geotech. Geoenv. Engng., Am. Soc. Civ. Engrs* 126, No. 11, 955-968.
12. **Guo, W.D. & Lee, F.H. (2001).** Theoretical load transfer approach for laterally loaded piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25(11): 1101-1129.
13. **Randolph, M. F. (1981).** "The Response of Flexible Piles to Lateral Loading." *Geotechnique* 31 (2): 247–259.
14. **Basu, D. & Salgado, R. (2007a).** Elastic analysis of laterally loaded pile in multi-layered soil. *Geomech. Geongng. Int. J.* 2, No. 3, 183-196.

15. **Carter, J.P. and Kulhawy, F.H. (1992).** "Analysis of laterally loaded shafts in rock.", *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(6), 839-855.
16. **Hetényi, M. (1964).** Beams on elastic foundation. Univ. Michigan Press, Ann Arbor.
17. **Barber E.S. (1953).** Discussion to paper by S. M. Glesser. ASTM., 54: 96-99.
18. **Reese, L. C. & Matlock, H. (1956).** Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. Proc. 8th Texas Conf. on Soil Mech. Fdn. Engng., Austin, Texas, 1-41.
20. **Scott, R. F. (1981).** Foundation Analysis. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
21. **Terzaghi, K. (1955).** "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction." *Géotechnique* 5: 297–326.
22. **Reese, L.C. and Van Impe W.F. (2001).** "Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading." 2<sup>nd</sup> edition, CRC Press, Taylor and Francis group.
23. **Biot, M. A. (1937).** "Bending of an Infinite Beam on Elastic Foundation." *Journal of Applied Mechanics Trans. Am. Soc. Mech. Eng* 59: A1–A7.
24. **Vesic, A. B. (1961).** "Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid." *Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE* 87 (2): 35–53.
25. **Ashford S.A, M. ASCE, Juirnarongrit T.** Evaluation of Pile Diameter Effect on Initial Modulus of Subgrade Reaction. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering ASCE/* March 2003
26. **Guo, W. D. (2009d).** Rigid piles under combined lateral-moment loading , *International Journal of Geomechanics*,
27. **Winkler, E. (1867).** Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit, Prag, Dominicus.
28. **Matlock, H. and Reese, L.C. (1960).** "Generalized solutions for laterally loaded piles." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation*, 86, 63–91.
29. **McClelland, B. & Focht Jr., J. A. (1958).** Soil modulus for laterally loaded piles. *Trans. Am. Soc. Civ. Engrs.* 123, 1049-1063.
30. **API (2014).** "American petroleum Institute and International Organization for Standardization Specification RP 2GEO." *Geotechnical Considerations and Foundation Design for Offshore Structures.* Washington, D.C., API.
31. **Georgiadis, M. (1983).** Development of p-y curves for layered soils. Proc. Conf. Geotech. Pract. Offshore Engng., Am. Soc. Civ. Engrs. 536-545.
32. **Reese, L. C., Wright, S. G. & Aurora, R. P. (1984).** Analysis of a pile group under lateral loading. *Laterally Loaded Deep Fdns., ASTM STP* 835, 56-71.

- 33. Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D. (1974).** "Analysis of laterally loaded piles in sand." *Sixth Annual Offshore Technology Conference*, 2, no.2080, Houston, Texas. 473-485.
- 34. Reese L. C., and Welch R. C., 1975.** Lateral loading of deep foundation in sti\_ clay. *Journal of Geotechnic Engineering.*, Div., 101(7), pp. 633-649.
- 35. Augustesen, A.H., Brodback, K.T., Moller, M., Sorensen, S.P.H., Ibsen, L.B., Pedersen, T.S. and Andersen, L (2009).** "Numerical modelling of large-diameter steel piles at Horns Rev." *Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*. Paper 239, Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland.
- 36. O'Neill M. W., and Dunnavant T. W., 1984.** A study of effect of scale, velocity, and cyclic degradability on laterally loaded single piles in overconsolidated clay. Report UHCE 84-7, Dept. of Civ. Engrg., University of Houston, Texas, p. 368.
- 37. Verruijt, A., and A. P. Kooijman. (1989).** "Laterally Loaded Piles in a Layered Elastic Medium." *Géotechnique* 39 (1): 39–49.
- 38. Amar Bouzid, D. J., and P. A. Vermeer. (2007).** "Effect of Interface Characteristics on the Influence Coefficients of an Embedded Circular Footing under Horizontal and Moment Loading." *Geotechnical and Geological Engineering* 25: 487–497.
- 39. Mayerhof, G. G., and L. D. Baikie. (1963).** *Strength of Steel Culvert Sheets Bearing against Compacted Sand Backfill*. Highway Research Board, Record No. JO. I-14.
- 40. Vlassov, V. Z., and Leontiev, N. N. (1966).** *Beams, Plates and Shells on Elastic Foundations*. Translated from Russian NASA TT65-50135, Washington, D.C.
- 41. Salvadurai, A. P. S. (1985).** Soil-Pipeline Interaction during Ground Movement. In *Civil Engineering in the Arctic Offshore*, Speciality Conference, edited by Bennett and Machemehl, 763–773. San Francisco, CA: ASCE.
- 42. Pyke, R., and Beikae, M. (1984).** A New Solution for the Resistance of Single Pile to Lateral Loading. *Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance*, STP 835, Langer, Mosley and Thompson, eds., ASTM, 3–20.
- 43. Baguelin, F., R. Frank, and Y. H. Saïd. (1977).** "Theoretical Study of Lateral Reaction Mechanism of Piles." *Geotechnique* 27 (3): 405–434.
- 44. Hübner, A. (2007).** "Tubular Piles – Buckling Design in a Complex Situation." PhD Thesis, University of Karlsruhe, Germany.

- 45. Abdel-Rahman, K., and Achmus, M. (2005).** “Finite Element Modeling of Horizontally Loaded Monopile Foundations for Offshore Wind Energy Converters in Germany.” Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG, Perth, Australia, 309–396.
- 46. Wiemann, J., Lesny, K., and W. Richwien. (2004).** “Evaluation of the Pile Diameter Effects on Soil-Pile Stiffness.” Proceedings of the 7th German Wind Energy Conference (DEWEK), Wilhelmshaven.
- 47. Sørensen, S. P. H. (2012).** “Soil Structure Interaction for Non-Slender Large-Diameter Offshore Monopiles.” DCE Thesis, Journal Nr.37. Department of Civil Engineering, Aalborg University, Aalborg.
- 48. Kallehave, D., Thilsted, C. L., and Liingaard, M. A. (2012).** “Modification of the API P-Y Formulation of Initial Stiffness of Sand.” London, UK: Proceedings of Offshore Site Investigation and Geotechnics: Integrated Technologies.
- 49. Hald, T., Mørch, C. L., Jensen, Bakmar, C. L., and Ahle, K. (2009).** *Revisiting Monopile Design Using P-Y Curves – Results from Full Scale Measurements on Horns Rev.* Stockholm: European Offshore Wind.
- 50. Otsmane, L. and Amar Bouzid, Dj. (2018).** “An Efficient FE model for SSI: Theoretical background and assessment by predicting the response of large diameter monopiles supporting OWEC.” Submitted to *Computers and Geotechnics*
- 51. Abed, Y., D. J. Amar Bouzid, S. Bhattacharya, and M. H. Aissa. (2016).** “Static Impedance Functions for Monopiles Supporting Offshore Wind Turbines in Nonhomogeneous Soils-emphasis on Soil/Monopile Interface Characteristics.” *Earthquakes and Structures* 10 (5): 1143–1179.
- 52. Aissa, M. H., D. J. Amar Bouzid., and S. Bhattacharya. (2017).** “Monopile Head Stiffness for Servicibility Limit State Calculations in Assessing the Natural Frequency of Offshore Wind Turbines.” *International Journal of Geotechnical Engineering* 1–17.
- 53. Reese, L. C., and I. Manoliu. (1973).** “Analysis of Laterally Loaded Piles by Computer.” *Buletinul Stiintific Al Institutului De Constructii Bucuresti, Bucharest, Rumania* 16 (1) : 35–65.
- 54. Reese, L. C. (1977).** “Laterally Loaded Piles: Program Documentation.” *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 103 (4): 287–305.
- 55. Wilson, E. L. (1965).** “Structural Analysis of Axisymmetric Solids.” *American Institute of Aeronautics and Astronautics Journal* 3: 2269–2274.

- 56. Winnicki, L. A., and O. C. Zienkiewicz. (1979).** “Plastic (or Visco-Plastic) Behavior of Axisymmetric Bodies Subjected to Non-Symmetric Loading – Semi-Analytical Finite Element Solution.” *International Journal of Numerical Methods in Engineering* 14 (9): 1399–1412.
- 57. Potts, D. M., and Zdravković, L. (1999).** *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory*. Heron Quay London: Thomas Telford-Technology and Engineering.
- 58. Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M. E., and Witt, R. J. (2001).** *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. 4th ed. New York: Wiley.
- 59. Amar Bouzid, D. J. (2011).** “Finite Element Analysis of a Piled Footing under Horizontal Loading.” *Geomechanics and Engineering* 3 (1): 29–43.
- 60. Amar Bouzid, D. J., B. Tiliouine, and P. A. Vermeer. (2004).** “Exact Formulation of Interface Stiffness Matrix for Axisymmetric Bodies under Non-Axisymmetric Loading.” *Computers and Geotechnics* 31 (2): 75–87.
- 61. Ahmed, S.S. and Hawlader, B. (2016).** “Numerical analysis of large-diameter monopiles in dense sand supporting offshore wind turbines.” *International Journal of Geomechanics*, 1-14.
- 62. Achmus M, Kuo, K-S., Abdel-Rahman, K. (2009).** “Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load.” *Computers and Geotechnics*, 36, 725-735.
- 63. Adhikari, S. and Bhattacharya, S. (2012).** “Dynamic analysis of wind turbine towers on flexible foundations.” *Shock and Vibrations*, 19(1), 37-56.
- 64. Carswell W, Arwade S R, DeGroot D J and Lacjner M A. (2015).** Soil Structure Reliability of Offshore Wind Turbine Monopile Foundation. *Wind Energy*. 18:483-498. 2014
- 65. Lombardi, D., Bhattacharya, S. and Wood, D. M. (2013).** “Dynamic soil–structure interaction of monopile supported wind turbines in cohesive soil.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 49, 165–180.
- 66. Laszlo, A., Bhattacharya, S., Macdonald, J.H.G. and Hogan, S.J. (2016).** “Closed form solution of eigenfrequency of monopile supported offshore wind turbines in deeper waters incorporating stiffness of substructure and SSI.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 83, 18-32.
- 67. Galvín, P., Romero, A., Solís, M. and Domínguez, J. (2016).** “Dynamic characterization of wind turbine towers account for a monopile foundation and different soil conditions.” *Structure and Infrastructure Engineering*, 1-13.

- 68. Sheil, B., and Finnegan W. (2016).** “Numerical simulations of wave-structure-soil interaction of offshore monopiles.” *International Journal of Geomechanics*, 1-15.
- 69. DNV: Det Norske Veritas. DNV-OS-J101 (2013).** “Offshore standard: Design of offshore wind turbine structures.” Hellrup, Danmark.
- 70. Amar Bouzid, D. J. (1997).** “Analyse semi-analytique par éléments finis des pieux isolés sollicités horizontalement dans un milieu à comportement non-linéaire.” Thèse de Magister, Ecole Nationale Polytechnique, Algiers, Algeria.
- 71. Thieken, K., Achmus, M. and Lemke, K. (2015).** “A new static p-y approach for piles with arbitrary dimensions in sand.” *Geotechnik*, 38 (4), 267-288.
- 72. Higgins, W., Vasquez, C., Basu, D. and Griffiths, D.V. (2013).** “Elastic solutions for laterally loaded piles.”, *Journal for Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(7), 1096-1103.
- 73. Shadlou, M., and Bhattacharya, S. (2016).** “Dynamic stiffness of monopiles supporting offshore wind turbine generators.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 88, 15-32.
- 74. Jâky, J. A. (1944).** “nyugalmi nyomás tényezője (The coefficient of earth pressure at rest).”, *agyár Mérnök és Építész Egylet Közlönye (Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers)*, 355-358.
- 75. Mayne, P. W, A. M ASCE., and Kullaway, F. H, M. ASCE. (1982).**  $K_0$ - OCR Relationships in Soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers ASCE, Vol 108, No GT6, June, 1982. ISSN 0093-6405/82/0006-0851*
- 76. Michalowski, R, F.ASCE. (2005).** Coefficient of Earth Pressure at Rest. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* DOI: 10.1061/1090-0241 ASCE.
- 77. Sherif, M.A., Fang, Y-S. and Sherif, R.I. (1984).** “ $K_A$  and  $K_0$  behind rotating and non-yielding walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(1), 41-56.
- 78. Dickin E.A, Laman, M., (2003).** Moment response of short rectangular piers in sand. *Computers and structures* 81, 2717-2729
- 79. Fan, C-C., Long, J H. (2005).** Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand. *Computers and Geotechnics* 32. 274-289
- 80. Pender, M. J., Careter, D. P., and Pranjoto Satayawan. (2007).** Diameter Effects on Pile Head Lateral Stiffness and Site Investigation Requirements for Pile Foundation Design. *Journal of Earthquake Engineering*, 11:1-12.

- 81. Sørensen, S. P. H., Ibsen, L. B., and Augustesen, A. H. (2010).** Effects of Diameter on Initial Stiffness of p-y Curves for Large-Diameter Piles in Sand. Numerical Methods in Geotechnical Engineering- Benz & Nordal (eds) 2010 Taylor & Francis Group, London ISBN 978-0-415-59239-0.
- 82. Ashford, S. A. & Rollins, K. M. (2002).** TILT: 'The Treasure Island liquefaction test', Final Report No. SSRP 2001/17. San Diego, CA, USA: Department of Structural Engineering, University of California.
- 83. Ashour M, Norris G. Members, ASCE. (2002).** Modelling Lateral Soil-Pile Response Based On Soil-Pile Interaction. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.
- 84. Wang, S-T., and Isenhower, W.M. (2010).** "LPILE, version 6 user's manual: a program for the analysis of deep foundations under lateral loads." *ENSOFT*, Inc., USA.
- 85. Tokimatsu, K. and Asaka, Y. (1998)** "Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake." Special issue of Soils and Foundations, pp 163–177, Sep 1998.
- 86. Ishibashi, I. & Zhang, X. (1993).** Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soils Found.* 33, No. 1, 182–191.
- 87. Bhattacharya, S. (2003).** Pile instability during earthquake liquefaction. PhD thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK.
- 88. Bhattacharya, S., Madabhushi, S. P. G. & Bolton, M. D. (2004).** An alternative mechanism of pile failure in liquefiable deposits during earthquakes. *Géotechnique* 54, No. 3, 203–213,
- 89. Rollins K.M, Gerber T.M., Lane J.D. and Ashford S.A. (2005),** "Lateral resistance of a full-scale pile group in liquefied sand", *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 131, No. 1, January, pp. 115-125.
- 90. Seed, R. B. & Harder, L. F. Jr (1990).** SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength. In Proceedings of the H.B.Seed memorial symposium (ed. J. M. Duncan), vol. 2, pp. 351–391. Vancouver, BC, Canada: Bi-Tech Publishing Ltd.
- 91. Amar Bouzid, D. J., S. Bhattacharya, and S. R. Dash. (2013).** "Winkler Springs (P-Y Curves) for Pile Design from Stress-Strain of Soils: FE Assessment of Scaling Coefficients Using the Mobilized Strength Design Concept." *Geomechanics and Engineering* 5 (5): 379–399.



- 92. Osman, A. S. & Bolton, M. D. (2005).** Simple plasticity-based prediction of the undrained settlement of shallow circular foundations on clay. *Géotechnique* 55, No. 6, 435–447,
- 93. Lombardi, D. & Bhattacharya, S. (2016).** Evaluation of seismic performance of pile-supported models in liquefiable soils. *Earthquake Eng Struct. Dynam.* 45, No. 6, 1019–1038.
- 94. Dash, S., Rouholamin, M., et al. (2017).** A practical method for construction of p-y curves for liquefiable soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 97 (2017) 478–481.