

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DES MONOPIEUX DE
GRAND DIAMETRE-PROPOSITION D'UNE NOUVELLE
COURBE P-Y POUR LES SITES SABLEUX**

Soutenu par

DOLO Atoye

SOW Korotoumou Daou

Devant le jury composé de :

Y. SAIL	Maître de conférence	USDB de Blida	Président
H. ZERRARKA	Maître de conférence	USDB de Blida	Examineur
D.A. BOUZID	Professeur	USDB de Blida	Promoteur

Blida, Décembre 2020



UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Géotechnique

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DES MONOPIEUX DE
GRAND DIAMETRE-PROPOSITION D'UNE NOUVELLE
COURBE P-Y POUR LES SITES SABLEUX**

Soutenu par

DOLO Atoye

SOW Korotoumou Daou

Devant le jury composé de :

Y. SAIL	Maître de conférence	USDB de Blida	Président
H. ZERRARKA	Maître de conférence	USDB de Blida	Examineur
D.A. BOUZID	Professeur	USDB de Blida	Promoteur

Blida, Décembre 2020



RESUME

L'extension de l'usage des courbes p-y incluse dans les codes de régulations des éoliennes offshore OWTs (Offshore Wind Turbines) tels que l'API (American Petroleum Institute) et le DNV (Det Norske Veritas) pour concevoir les monopieux de grand diamètre a échoué car il en résulte une estimation inexacte du comportement des monopieux. Cela avait incité de nombreux chercheurs en géotechnique à proposer des courbes p-y pour améliorer les performances du modèle de Winkler. Dans ce mémoire, les propositions récentes ainsi que celles du code de régulation ont été implémentées dans un code informatique appelé WILDPOWER 1.0 et évaluées par rapport à la FEA (Finite Element Analysis : Analyse par Eléments Finis) Il en est ressorti que seule la méthode de Sorensen et al.(2010) parvient à décrire assez bien la forme des profils de déplacements et à donner une valeur du déplacement en tête assez précise, cependant la principale lacune présentée par cette méthode est la surestimation du déplacement en pointe des monopieux.

Après l'évaluation des courbes p-y existantes, les mécanismes de rupture des monopieux de grand diamètre sont exposés avec les différentes formulations de la résistance ultime. Ensuite ces différentes formulations ont été examinées, et il est apparu que l'expression de Reese et al.(1974) est celle qui donne les valeurs les plus raisonnables pour des profondeurs inférieures à deux fois le diamètre du monopieu. Au-delà de cette profondeur les résultats fournis par cette méthode ne sont plus fiables.

Afin de déterminer une nouvelle expression de la résistance ultime permettant de modéliser le comportement du sol lorsqu'il s'écoule latéralement autour d'un segment de monopieu, nous avons pris avantage de la géométrie du problème de monopieu qui est axisymétrique soumise à un chargement non axisymétrique, pour établir une expression donnant la réaction du sol contre un disque rigide et mobile en utilisant l'approche semi-analytique FE. En étendant la formule obtenue à la rupture à des notions fondamentales de la mécanique des sols, la résistance ultime pour des profondeurs supérieures à un diamètre a été rigoureusement quantifiée. Cette nouvelle expression a été combinée avec la première de Reese et al. (1974) afin de pouvoir quantifier la résistance ultime pour l'ensemble du processus de déformation du monopieu, comme valeur minimale entre les deux expressions.

Enfin une nouvelle formulation de courbe p-y regroupant une nouvelle forme p-y qui a été jugée par plusieurs auteurs comme apte à décrire le comportement des monopieux de grand diamètre, une nouvelle rigidité initiale prenant en compte le diamètre des monopieux et la densité du sol, ainsi que la résistance ultime précédemment établies a été proposée et mise implémentée dans le programme WILDPOWER. Des applications ont été réalisées avec la nouvelle formulation sur plusieurs pieux de diamètre enfoncés dans des sables de densité différente et il est apparu que les paramètres de conception évoluent normalement et décrivent correctement le comportement des monopieux de grand diamètre.

ABSTRACT

To meet the growing demand for energy around the world while reducing the emission of greenhouse gases from fossil fuels, many nations have embarked on the quest for clean, renewable and less expensive energy. Offshore wind turbines are an excellent choice to meet these needs, due to their many advantages such as the availability of large spaces for the realization of parks, the speed and regularity of the wind regime that allow large production at a lower cost.

The type of foundation most used in the design of offshore wind turbines are large-diameter monopile due to the ease of their installation in shallow to medium-deep waters.

The monopile are subjected to lateral loads and significant overturning moment induced by winds and waves. Due to the great fame it has experienced in the design of flexible long piles for offshore oil and gas platforms, winkler's approach, also known as the p-y curve method, which consists of modeling the pile/soil foundation system as a beam on a nonlinear winkler foundation (BNWF), has been extended to the design of large-diameter monopile. In this method, the soil is assimilated to a series of springs independent of each other and whose behaviors are described by non-linear p-y curves, representing the reaction p of the soil as a function of the lateral displacement y of the pile.

However, this extension of the use of the p – y curves included in the offshore wind turbines (OWT) regulation codes such as API and DNV, to design large-diameter monopiles supporting OWTs was unsuccessful as it resulted in an inaccurate estimation of the monopile behaviour. This is due to the fact that the p-y curves contained in these regulations code were established on the basis of full-scale load tests on long, slender and flexible piles with a diameter of 0.61 m, whereas monopiles are relatively shorter and stiffer piles with a diameter ranging from 4 to 8 m. This had prompted many geotechnical investigators to propose p – y curves to enhance the performances of the Winkler model. In this thesis, the recent propositions along with those of regulation code were implemented in a computer code called WILDPOWER 1.0 and assessed against FEA. To do this, the profiles of the lateral displacements resulting from the different methods of the authors were compared to those provided by a finite element program called NAMPULAL, based on a numerical 3D model. It emerged that only the method of Sorensen et al. (2010) manages to describe fairly well the shape of the displacement profiles and to give a fairly precise head displacement value,

however the main shortcoming presented by this method is the overestimation of the lateral displacement value at the monopiles toe.

After the assessment of the existing $p - y$ curves, the failure mechanisms of large diameter monopiles are exposed with the different formulations of ultimate resistance. Then these different formulations were examined, and it appeared that the expression of Reese et al. (1974) is the one which gives the most reasonable values for depths less than twice the diameter of the monopile. Beyond this depth, the results provided by this method are no longer reliable.

In order to determine a new expression for ultimate resistance that can model the behavior of the soil when it flows laterally around a deeply embedded monopile segment, we proceeded in two steps. Initially by taking advantage of the axisymmetric geometry of the problem subjected to a non-axisymmetric loading and with the help of the Fourier series Aided Finite element analysis (FSAFEA) which is frequently employed to resolve this kind of problems in the range of elastic displacements, we have proposed a new rigorous expression for the soil reaction opposing the monopile segment to horizontal displacement in terms of normal and shear stresses acting on the monopile outside wall. In the second step, simple principles of soil mechanics at failure were used to establish an equation for the ultimate resistance at great depths.

This expression was combined with the first expression of Reese and al. (1974) in order to be able to quantify the ultimate resistance for the entire monopile deformation process, as the minimum value between the two expressions. The depth at which the two expressions are equal was deemed reasonable as it was found less than one monopile diameter for the entire range of sand densities representing thus a realistic shallow depth.

A new $p-y$ curve formulation grouping together a new $p-y$ shape which has been judged by several authors to be suitable for describing the behaviour of large diameter monopiles a new initial stiffness taking into account the diameter of the monopile and the soil density as well as the ultimate resistance previously established have been proposed and implemented in the WILDPOWER program. Applications were carried out with the new formulation on several diameter piles driven in sands of different density and it appeared that the conception parameters evolve normally and correctly describe the behaviour of large diameter monopiles.

خلاصة

DNV و API مثل OWTs البحرية الرياح لتوربينات التنظيمية الرموز في المدرجة P-y منحنيات استخدام تمديد فشل وقد الجيوتقنية الباحثين من العديد هذا دفع وقد. أحادية لسلوك دقيق غير تقدير هي النتيجة لأن كبير قطرها أحادية لتصميم في الواردة تلك وكذلك الأخيرة المقترحات تنفيذ تم، التقديم هذا في. وينكر نموذج أداء لتحسين ص ف منحنيات لاقتراح وآخرون سورنسن طريقة أن تبين فقد FEA ضد وتقييمها WILDPOWER 1.0 يسمى كمبيوتر رمز في التنظيمية المدونة في الحركة من ما حد إلى دقيقة نقطة وتعطي ما حد إلى جيد بشكل الحركة ملامح شكل تصف أن يمكن فقط (2010) مونوبيو من التحول نقطة تقدير في المبالغة هو الطريقة هذه قدمته الذي الرئيسي العيب فإن، ذلك ومع، الرأس مختلفة تركيبات مع الكبير القطر ذات المونوبيو من الكسر آليات كشف يتم، الموجودة P-y منحنيات تقييم بعد أكثر يعطي الذي هو (1974) وآخرون ريس عن التعبير أن وبدا، المختلفة الصيغ هذه فحص تم ثم. النهائية للمقاومة الطريقة هذه توفرها التي النتائج تعد لم، العمق هذا بعد ما وإلى. المونوبيو قطر ضعف من أقل للأعماق المعقولة القيم موثوقة.

، المونوبيو من جزء حول جانبية تدفق عندما النموذجي التربة لسلوك النهائية المقاومة عن جديد تعبير تحديد أجل من ضد الأرضي الفعل رد يعطي تعبير لإنشاء، محوري غير لتحميل محوراً تخضع التي، المونوبيو مشكلة هندسة من استفدنا، التربة لميكانيكا الأساسية للمفاهيم تمزق صيغة توسيع خلال من. التحليلي شبه fe نهج باستخدام ومتحرك جامد قرص لريس الأول العرض مع الجديد التعبير هذا بين الجمع تم. كمي بدقة قياسها تم قطر من أكبر للأعماق النهائية والمقاومة التعبيرين بين قيمة كأدى، المونوبيو تشويه عملية لكامل النهائية المقاومة تحديد أجل من (1974) وآخرين.

من عليها الحكم تم التي p-y أشكال من جديد شكل على تحتوي ص ف لمنحنى جديدة صيغة وتنفيذ اقتراح تم، وأخيراً قطر الاعتبار في تأخذ جديدة أولية صلابة وهي، كبير قطر ذات أحادية أحادية سلوك لوصف المؤلفين من العديد قبل نفذت وقد. WILDPOWER برنامج في، قبل من تحديدها تم التي النهائية المقاومة عن فضلاً، التربة وكثافة المونوبيو المعلمات أن تبين وقد، مختلفة كثافة من الرمال من يتجزأ لا جزءاً قطرها أكوام عدة على جديدة صياغة مع تطبيقات صحيح بشكل الكبير قطرها أحادية سلوك ووصف، طبيعي بشكل تتطور تصميم

REMERCIEMENTS

En premier lieu nous remercions Dieu de nous avoir donné la force et le courage d'accomplir ce travail en ces temps difficile marqué par la pandémie covid-19

En second lieu nous adressons toute notre gratitude à notre directeur de mémoire Mr Dj. Amar Bouzid pour ses précieux conseils, sa patience et sa grande disponibilité tout au long de la réalisation de ce travail.

Nos vifs remerciements vont à l'endroit des membres du jury qui nous ferons l'honneur d'apprécier notre travail.

Nous tenons également à remercier l'équipe pédagogique de la spécialité géotechnique pour la qualité des enseignements fournis tout au long de notre scolarité.

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1. 1 : Eolienne offshore	22
Figure 1. 2: (a) Dimension d'une éolienne offshore; (b) différents types de fondations	24
Figure 1. 3: Modèle de Brinch Hansen (1961)	25
Figure 1. 4: Coefficients de pression es terres latérales en fonction de D/B (Brinh Hansen, 1961)	26
Figure 1. 5 : Mode de rupture pour un pieu court à tête libre (Broms 1964).....	28
Figure 1. 6 : Mode de rupture d'un pieu court lié à une chevêtre (Broms 1964).....	28
Figure 1. 7 : (a)Déflexion, (b) distribution de la réaction du sol, (c)moment fléchissant pour un pieu court à tête libre (Broms 1964)	29
Figure 1. 8: Profil de réaction du sol supposé (Broms 1964)	30
Figure 1. 9: (a)Déflexion, (b) Distribution de la réaction de sol, (c) Distribution du moment fléchissant pour un pieu court à tête fixé (Broms 1964)	31
Figure 1. 10: Modèle de Winkler pour le sol.....	32
Figure 1. 11: Définition du module de réaction du sol (Reese et Van Impe, 2011).....	33
Figure 1. 12: Schéma de discrétisation du pieu par différence fini (Reese et Van Impe, 2011) .	34
Figure 1. 13: Points imaginaires en bas du pieu	35
Figure 1. 14 : Points imaginaire en tête du pieu	36
Figure 2. 1: Courbe p-y pour le sable.....	42
Figure 2. 2: Valeurs des coefficients d'ajustement de la résistance ultime du sol (Reese et Van Impe, 2011)	43
Figure 2. 3: (a) Coefficients C_1 , C_2 et C_3 en fonction de l'angle de frottement interne ; (b) module de réaction initial k en fonction de l'angle de frottement interne ou de l'indice de densité	45
Figure 2. 4: Interface du programme WILDPOWER	47
Figure 2. 5 : Exemple de fichier de donnée WILDPOWER	47
Figure 2. 6: Exemple d'exécution du programme WILDPOWER	48
Figure 2. 7: Exemple de fichier de résultat du programme WILDPOWER	48
Figure 2. 8: Interface du programme NAMPULAL	49
Figure 2. 9: Exemple de fichier de données du programme NAMPULAL.....	49
Figure 2. 10: Exemple d'exécution du programme NAMPULAL	50
Figure 2. 11: Exemple de fichier de résultat du programme NA MPULAL	50
Figure 2. 12: Profils des déplacements latéraux pour $D=2m$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=1000$ kN et $Mt=0$...	51
Figure 2. 13: Profil des déplacements latéraux pour $D=2m$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000$ kN.m.	53

Figure 2. 14: Profil des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$	54
Figure 2. 15 Profil des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$..	55
Figure 2. 16: Profil des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$	56
Figure 2. 17: Profil des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	57
Figure 2. 18: Profil des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$	58
Figure 2. 19: Profil des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$.	59
Figure 2. 20: Profil des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$	60
Figure 2. 21: Profils des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	61
Figure 2. 22: Profil des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$	62
Figure 2. 23: Profil des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	63
Figure 2. 24: Profil des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$...	64
Figure 2. 25: Profil des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	65
Figure 2. 26: Profil des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$	66
Figure 2. 27: Profil des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	67
Figure 2. 28: Profil des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$	68
Figure 2. 29: Profil des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	70
Figure 4. 1: : Chargement réparti sur la circonférence d'un disque	84
Figure 4. 2: État de contrainte à l'interface sol/disque montrant les amplitudes utilisées pour calculer la réaction du sol.	87
Figure 4. 3: Maillage par éléments finis utilisé pour l'analyse d'un disque chargé latéralement	88
Figure 4. 4: Segment de mono-pieu profondément encasté: (a) Coupe transversale A-A montrant les amplitudes des contraintes et (b) Le modèle de segment de monopieu rigide utilisé pour évaluer P_u	89
Figure 4. 5: Evolutions des contraintes Principales : (a) au repos, (b) en situation intermédiaire, (c) en cas de rupture.	91
Figure 4. 6: Variation de z_{wf}/DP en fonction de ϕ	92
Figure 5. 1: La nouvelle courbe p-y proposée	98
Figure 5. 2: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=1\text{m}$; $Ht=100\text{kN}$	99
Figure 5. 3: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=2\text{m}$; $Ht=100\text{kN}$	101
Figure 5. 4: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=3\text{m}$; $Ht=100\text{kN}$	103
Figure 5. 5: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=6\text{m}$; $Ht=100\text{kN}$	105

Figure 5. 6: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=8\text{m}$; $Ht=100\text{kN}$	107
Figure 5. 7: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=1\text{m}$; $Mt=1000\text{kN.m}$	109
Figure 5. 8: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=1\text{m}$; $Mt=1000\text{kN.m}$	111
Figure 5. 9: Profils des paramètres de dimensionnement pour $D=3\text{m}$; $Mt=1000\text{kN.m}$	113
Figure 5. 10: Profils des paramètres de dimensionnement pour $D=8\text{m}$; $Mt=1000\text{kN}$	117
Tableau 2. 1: Recommandations pour la rigidité initiale dans les sables.....	42
Tableau 2. 2: Propriétés des monopieux	51
Tableau 2. 3: Propriétés du sol	51
Tableau 2. 4 : Résultats de calculs des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$	52
Tableau 2. 5: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	53
Tableau 2. 6: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$	54
Tableau 2. 7: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	55
Tableau 2. 8: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$	56
Tableau 2. 9: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	57
Tableau 2. 10: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=1000$ kN et $Mt=0$	58
Tableau 2. 11: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	59
Tableau 2. 12: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=1000\text{ kN}$ et $Mt=0$	60
Tableau 2. 13: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	61
Tableau 2. 14: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=1000$ kN et $Mt=0$	62
Tableau 2. 15: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000\text{ kN.m}$	63
Tableau 2. 16: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=1000$ kN et $Mt=0$	64

Tableau 2. 17: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=6m$; $\varphi=30^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000$ kN.m	65
Tableau 2. 18: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=6m$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=1000$ kN et $Mt=0$	67
Tableau 2. 19: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=6m$; $\varphi=36^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000$ kN.m.....	68
Tableau 2. 20: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=6m$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=1000$ kN et $Mt=0$	69
Tableau 2. 21: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=6m$; $\varphi=42^\circ$; $Ht=0$ et $Mt=1000$ kN.m.....	70
Tableau 3. 1 : Valeurs de η et ξ selon la forme de la section transversal du monopieu	76
Tableau 3. 2: zwf selon les valeurs de Dpet ϕ	78
Tableau 4. 1: Valeurs de δ en fonction de ϕ	90
Tableau 5. 1: Formule proposée de A et leurs composantes	96
Tableau 5. 2: Valeurs de η selon la densité du sable	97
Tableau 5. 3: Propriétés des monopieux	98
Tableau 5. 4: Propriétés du sol	99
Tableau 5. 5: Résultats de calcul pour $D=1m$; $Ht=100kN$	100
Tableau 5. 6: Résultats de calcul pour $D=2m$; $Ht=100kN$	102
Tableau 5. 7: Résultats de calcul pour $D=3m$; $Ht=100kN$	104
Tableau 5. 8: Résultats de calcul pour $D=6m$; $Ht=100kN$	106
Tableau 5. 9: Résultats de calcul pour $D=8m$; $Ht=100kN$	108
Tableau 5. 10: Résultats de calcul pour $D=1m$; $Mt=1000$ kN.m.....	110
Tableau 5. 11: Résultats de calcul pour $D=2m$; $Mt=1000$ kN.m.....	112
Tableau 5. 12: Résultats de calcul pour $D=3m$; $Mt=1000$ kN.m.....	114
Tableau 5. 13: Résultats de calcul pour $D=6m$; $Mt=1000$ kN.m.....	116
Tableau 5. 14: Résultats de calcul pour $D=8m$; $Mt=1000$ kN.m.....	118

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

SYMBOLES

A : Point d'application de la force horizontale par rapport à la surface du sol dans le modèle de Brinch Hansen (1961) (m) ; coefficient adimensionnel permettant de tenir compte du chargement monotone ou cyclique ; facteur d'ajustement de la résistance ultime

A_m : Paramètre non dimensionnel correspondant au rapport du moment fléchissant par le chargement latéral

A_S : Coefficient empirique utilisé dans la courbe p-y de Reese et al.(1974) ; paramètre non dimensionnel correspondant au rapport de la rotation par le chargement latéral

A_v : Paramètre non dimensionnel correspondant au rapport de l'effort tranchant par le chargement latéral

AxiLoad : Chargement axiale (kN)

A_y : Paramètre non dimensionnel correspondant au rapport de la déflexion par le chargement latéral

B : Largeur de la section transversale du pieu dans le modèle de Brinch Hansen (1961) (m) ; largeur de la bande de pieu dans le modèle de poulos (1971) (m)

B_m : Paramètre non dimensionnel correspondant au rapport du moment fléchissant par le moment en tête

B_S : Coefficient empirique utilisé dans la courbe p-y de Reese et al.(1974) ; paramètre non dimensionnel correspondant au rapport de la rotation par le moment en tête

B_v : Paramètre non dimensionnel correspondant au rapport de l'effort tranchant par le moment en tête

B_y : Paramètre non dimensionnel correspondant au rapport de la déflexion par le moment en tête

C_1, C_2 et C_3 : Coefficients adimensionnels fonction de l'angle de frottement interne

D : Diamètre du pieu (m)

D_0 : Diamètre de référence dans la formulation de Kallehave et al.(2012)

D_d : Hauteur de la couche de sol sec (m)

D_p : Diamètre du monopieu (m)

D_r : Profondeur du centre de Rotation (m)

D_{ref} : Diamètre de référence dans la formulation de Sorensen et al.(2010)

D_s : Hauteur de la couche de sol saturé (m)

E_{oed} : Module œdométrique

E_p : Module d'élasticité du pieu (Gpa)

E_{py} : Module de réaction non linéaire du sol dérivé de la courbe p-y (kN/m²)

E_{sref} : Rigidité de référence du sol dans la formulation de Sorensen (2012)

G_0 : Module de cisaillement dynamique

H : Force horizontale (kN)
 H_{ult} : Résistance ultime du sol (kN)
 I_p : Moment d'inertie du pieu (m^4)
 K_i : Rigidité d' un ressort i dans le modèle de Winkler
 $K_{kallehave}$: Rigidité initiale proposée dans la formulation de Kallehave et al.(2012)
 K_p : Coefficient de pression passive des terres
 $K_{sorensen2010}$: Rigidité initiale proposée par Sorensen et al.(2010)
 $K_{sorensen2012}$: Rigidité initiale proposée par Sorensen (2012)
 $K_{wiemann}$: Rigidité initiale proposée par Wiemann et al.(2004)
 L : Longueur du pieu (m); longueur de la section transversale du pieu dans le modèle de Brinch Hansen (1961) (m)
 L_p : Longueur du monopieu (m)
 M : Moment de flexion du pieu (kN.m)
 M_c : Moment caractéristique(kN.m)
 M_d : Moment moteur induit par le chargement latéral (kN.m)
 M_i : Moment fléchissant au noeud i (kN.m)
 M_{max} : Moment maximum (kN.m)
 M_t : Moment de renversement en tête du pieu (kN.m)
 P : Surcharge de la couche boueuse au-dessus du sol de fondation (kN/m^2)
 P_c : Charge caractéristique (kN)
 P_{max}^+ : Réaction maximale positive (kN/m)
 P_{max}^- : Réaction maximale négative (kN/m)
 P_t : Chargement latéral en tête du pieu (kN)
 Q : Chargement latéral dans le modèle de Poulos (1971) (kN)
 \bar{R} : Amplitude de la première harmonique
 R_0 : Rigidité à la flexion du pieu au point imaginaire 0 ($kN.m^2$)
RadLoad : Chargement radiale (kN)
 R_m : Rigidité à la flexion du pieu au nœud m ($kN.m^2$); rayon du milieu cylindrique entourant le disque rigide (m)
 S : Rotation du pieu ($^\circ$)
 S_t : Rotation en tête du pieu ($^\circ$)
 T : facteur de rigidité relative (m)
 T : Charge appliqué sur la circonférence du disque rigide (kN/m)
 T_i : Effort tranchant au nœud i (kN)
 T_{max}^+ : Effort tranchant maximale positif (kN)
 T_{max}^- : Effort tranchant maximale négatif (kN)
 V : Effort tranchant (kN)

\bar{Z} : Amplitude de la première harmonique
 Z_0 : Profondeur de référence dans la formulation de Kallehave et al.(2012)
 y_m : Déflexion du pieu au nœud m ; Déflexion spécifique sur la courbe p-y de Reese et al.(1974) (m)
 a : Rigidité de référence dans la formulation de Sorensen et al.(2010)
 b : Diamètre du pieu dans la formulation de Reese et al.(1974) (m)
 c : cohésion du sol (kpa)
 d_{ref} : Diamètre de référence des pieux utilisés dans les essais de Mustang Island (m)
 e : excentricité de la charge latérale (m)
 e^D : Résultante de la pression latérale des terres (kN/m²)
 h : hors-fiche (m)
 y : Déflexion latérale le long du pieu (m)
 x : Profondeur (m)
 k_C^D : Coefficient de pressions des terres latérales résultantes causées par la cohésion
 k_{ini} : Rigidité initiale de la nouvelle courbe p-y proposé
 k_{py} : Rigidité initiale de la courbe p-y
 k_Q^D : Coefficient des pressions des terres latérales résultantes causées par la pression verticale effective
 l : distance entre les ressorts (m)
 p_k : Réaction spécifique sur la courbe p-y de Reese et al.(1974) (kN/m)
 p_m : Réaction spécifique sur la courbe p-y de Reese et al.(1974) (kN/m)
 p_u : Réaction spécifique sur la courbe p-y de Reese et al.(1974) (kN/m) ; résistance latérale ultime (kN/m)
 p_{ud} : Résistance ultime correspondant à la rupture par écoulement du sol (kN)
 p_{us} : Résistance ultime correspondant à la rupture par coin (kN)
 $q'(D)$: Surcharge effective due au poids des terres (kN/m²)
 r_d : Rayon du disque (m)
 r_p : Rayon du pieu (m)
 t_0 : Profondeur de pénétration théorique dans le modèle de Blum (1932) (m)
 u_r : Vecteur de déplacement radiale
 \bar{u}_r : Amplitude du vecteur de déplacement radiale (m)
 v_z : Vecteur de déplacement verticale
 \bar{v}_z : Amplitude du vecteur de déplacement verticale (m)
 w_θ : Vecteur de déplacement tangentiel
 \bar{w}_θ : Amplitude du vecteur de déplacement tangentiel (m)
 x_{ref} : Profondeur de référence dans la formulation de Sorensen et al.(2010)

y_k : Déflexion spécifique sur la courbe p-y de Reese et al.((1974) (kN/m)
 y_p : Déplacement en pointe du monopieu (m)
 y_t : Déplacement en tête du monopieu (m)
 y_u : Déflexion spécifique sur la courbe p-y de Reese et al.((1974) (kN/m)
 $z_{M_{\max}}$: Profondeur du moment maximale (m)
 $z_{P_{\max}^+}$: Profondeur de la réaction maximale positive (m)
 $z_{P_{\max}^-}$: Profondeur de la réaction maximale négative (m)
 $z_{T_{\max}^+}$: Profondeur de l'effort tranchant maximal positif (m)
 $z_{T_{\max}^-}$: Profondeur de l'effort tranchant maximale négatif (m)
 z_R : Profondeur de transition dans la formulation d'Oneil et Murchinson (1983) (m)
 z_{wf} : Profondeur de transition entre le mode de rupture par coin et par écoulement (m)
 z_{yN1} : Profondeur du 1^{er} point de déplacement nul (m)
 z_{yN2} : Profondeur du 2^e point de déplacement nul (m)
 z_{yN3} : Profondeur du 3^e point de déplacement nul (m)
 $z_{\theta N1}$: Profondeur du 1^{er} point de rotation nulle (m)
 γ : poids volumique (kN/m³)
 γ' : Poids volumique déjaugé (kN/m³)
 δ : Longueur d'incrément dans le modèle de Poulos (1971) (m) ; angle de l'interface entre le sol et le pieu (°)
 η : Facteur de forme de la section transversale du pieu ; exposant dépendant de la densité relative dans la nouvelle courbe p-y proposé
 θ_p : Rotation pointe (°)
 θ_t : Rotation en tête (°)
 ν_s : Coefficient de poisson
 ξ : Facteur de forme de la section transversale du pieu
 σ_1 : Contrainte principale majeure (kpa)
 σ_2 : Contrainte principale intermédiaire (kpa)
 σ_3 : Contrainte principale mineure (kpa)
 σ_r : Vecteur contrainte radial
 $\bar{\sigma}_r$: Amplitude de la contrainte radiale (kpa)
 σ_z : Vecteur contrainte vertical
 $\bar{\sigma}_z$: Amplitude de la contrainte verticale (kpa)
 σ_θ : Vecteur contrainte ortho-radiale
 $\bar{\sigma}_\theta$: Amplitude de la contrainte ortho-radiale (kpa)
 τ_{rz} : Vecteur contrainte cisaillement

$\bar{\tau}_{rz}$: Amplitude du vecteur contrainte cisaillement (kpa)

$\tau_{z\theta}$: Vecteur contrainte cisaillement

$\bar{\tau}_{z\theta}$: Amplitude du vecteur contrainte cisaillement (kpa)

$\tau_{\theta r}$: Vecteur contrainte cisaillement

$\bar{\tau}_{\theta r}$: Amplitude du vecteur contrainte cisaillement (kpa)

φ : Angle de frottement interne du sol (°)

ABREVIATIONS

API: American Petroleum Institute

BNWF: Beam on Nonlinear Winkler Foundation

CLM: Characteristic Load Method

DNV: Det Norske Veritas

FE: Finite Element

FEA: Finite Element Analysis

FSAFEM: Fourier Series Aided Finite Element Method

NAMPULAL: Nonlinear Analysis of Monopiles under Lateral and Axial Load

NFEVSM: Nonlinear Finite Element Vertical Slices Model

OWT: Offshore Wind Turbine

WILDPOWER: Winkler Idéalization of Large Diameter Piles for Offshore Wind Energy Regenerators

Table des matières

RESUME.....	2
ABSTRACT	3
خلاصة.....	5
REMERCIEMENTS	6
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	7
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS	11
INTRODUCTION GENERALE	18
1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE.....	22
1.1. Introduction :.....	22
1.2. Types de fondation utilisées dans les éoliennes offshore :	22
➤ Efforts exercés sur une éolienne offshore :	24
1.3. Méthodes de dimensionnement des pieux chargés latéralement dans un sol sableux :.....	24
1.3.1. Méthode de Brinch Hansen (1961) :	24
1.3.2. Méthode de Broms (1964) :.....	27
1.3.3. Méthode au module de réaction de Reese et Matlock (1974):.....	31
1.3.4. Méthode des charges caractéristiques de Duncan et al.(1994) :	36
1.3.5. Méthode des éléments finis :	37
1.4. Conclusion :	38
2. PERFORMANCES DES COURBES p-y EXISTANT DANS L'ANALYSE DES MONOPIEUX DE GRAND DIAMETRE.....	41
2.1. Introduction:.....	41
2.2. Méthodes de Reese et al. (1974) et d'O'Neil et Murchinson (1983) :.....	41
2.2.1. Reese et al.(1974) :.....	41
2.2.2. O'Neil et Murchinson (1983) :	43
2.3. Les dernières propositions pour améliorer les courbes p-y :.....	45
2.3.1. Proposition de Wiemann et al (2004):	45
2.3.2. Proposition de Sorensen et al.(2010) :	46
2.3.3. Proposition de Kallehave et al.(2012) :	46

2.3.4. Proposition de Sorensen (2012) :	46
2.4. Présentation du Programme WILDPOWER (Amar Bouzid 2018):	47
2.5. Présentation du programme NAMPULAL:	49
2.6. Evaluation des performances des courbes p-y existantes dans l'analyse des monopieux:	50
2.6.1. Cas d'un monopieu de diamètre D=2m :	51
2.6.2. Cas d'un monopieu de diamètre D=4m :	58
2.6.3. Cas d'un monopieu de diamètre D=6m :	64
2.7. Conclusion :	71
.....	72
3. MECANISMES DE RUPTURES DANS LES MONOPIEUX FICHES DANS LES SOLS SABLEUX ET SOUMIS A DES CHARGEMENTS LATERAUX.....	73
3.1. Introduction :	73
3.2. Méthodes de prédiction de la résistance latérale ultime :	73
3.4. Conclusion :	80
4. PREDICTION DE LA RESISTANCE ULTIME p_u EN CONSIDERANT UN SEGMENT DE MONOPIEU PROFONDEMENT ANCRE	82
4.1. Introduction :	82
4.2. Solutions analytiques et numériques pour la réaction du sol autour d'un disque rigide chargé latéralement en utilisant le FSAFEM :	82
4.3. La résistance ultime P_u en considérant un segment de mono-pieu profondément enfoncé :	88
4.4. Conclusion :	93
5. PROPOSITION D'UNE NOUVELLE FORME DE COURBE p-y : APPLICATION, VALIDATION ET ETUDE PARAMETRIQUE	95
5.1. Introduction :	95
5.2. Proposition d'une nouvelle formulation p-y :	95
5.3. Application :	98
5.4. Conclusion :	118
6. CONCLUSION GENERALE	120

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Depuis des décennies, l'augmentation de la demande mondiale en énergie, la rareté des ressources fossiles et le réchauffement climatique poussent les nations à s'orienter vers des sources d'énergies propres, renouvelables et moins coûteuses. L'une des alternatives les plus attrayantes de cette transition énergétique sont les éoliennes, particulièrement celles installées en mer. En effet, contrairement à celles installées en terre ferme, les éoliennes offshore bénéficient d'un régime de vent plus favorable et régulier, ainsi que d'immenses espaces allouables à leurs installations, ce qui permet de facto une plus grande capacité de production et à moindre coût.

Sur le plan des infrastructures, les monopieux à grand diamètre représentent le type de fondation le plus largement répandu dans l'industrie des éoliennes offshore, en raison de leur facilité d'installation dans les eaux peu profondes à moyenne. Ce sont des pieux métalliques de forme cylindrique, caractérisés par un grand diamètre pouvant aller de 4 à 8m et un élancement faible de l'ordre de 2 à 4. Les monopieux à grand diamètre sont conçus à partir du modèle de Winkler basé sur les courbes p-y, qui représentent l'interaction sol/monopieu par des courbes non linéaires dérivées d'essais sur des modèles réels de pieu.

Les premières courbes utilisées dans cette méthode, contenue dans les codes de réglementation API et DNV, ont été établies à partir de modèle réel de pieu long, mince et flexible destinés aux plateformes de l'industrie pétrolière et gazière. Ce qui ne correspond pas au comportement des monopieux à grand diamètre qui sont courts et rigides. De plus dans la formulation de ces courbes pour les sites sableux, la variation de la rigidité initiale du sol a été considérée comme linéaire et fonction de la profondeur, ce qui entraîne une forte surestimation de cette dernière avec la profondeur. Depuis, plusieurs formulations de courbes p-y ont été proposées par les chercheurs. Cependant ces formulations portent exclusivement sur la correction de la rigidité initiale du sol, la résistance ultime du sol ainsi que la forme globale de la courbe p-y qui constituent eux aussi des éléments fondamentaux de la formulation des courbes p-y ont été gardés intacts par la majorité des chercheurs. Des études récentes, ont montré que cette résistance ultime est aussi surestimée dans sa formulation.

L'objectif de ce mémoire est d'apporter une nouvelle formulation de courbes p-y adaptée au monopieu de grand diamètre enfoncé dans un sol sableux.

Pour ce faire, les récentes propositions de courbe p-y seront intégrées dans un programme nommé WILPOWER1.0 (Amar Bouzid, 2018) afin d'évaluer leurs aptitudes à décrire le comportement des monopieux par rapport à un modèle d'éléments finis et aux données issues d'essais de chargement réels. Ensuite, après une étude des différents mécanismes de rupture des monopieux chargés latéralement, une nouvelle formulation de la résistance ultime basée sur la méthode des éléments finis sera établie. Enfin une nouvelle courbe p-y constituée de cette résistance ultime,

d'une nouvelle forme hyperbolique et d'une nouvelle rigidité initiale sera proposée et validé par rapport à la méthode des éléments finis à partir de cas historique connu dans la littérature.

Le présent mémoire est structuré en six chapitres :

Le chapitre 1 intitulé « Analyse bibliographique » présente d'abord une généralité sur les éoliennes offshore ensuite les méthodes de dimensionnement des pieux chargés latéralement dans les sols sableux.

Le chapitre 2 fera l'objet dans un premier temps d'une présentation des récentes propositions de courbe p-y dans la littérature et dans un second temps à la présentation des programmes WILDPOWER et NAMPULAL qui seront ensuite utilisés pour évaluer les performances des différentes courbes concernées.

Le chapitre 3 portera sur la description des mécanismes de rupture dans les monopieux fichés dans les sols sableux et soumis aux chargements latéraux ainsi que la présentation des différentes formulations de la résistance ultime proposées dans la littérature.

Le chapitre 4 tiendra sur l'établissement d'une nouvelle formulation de la résistance ultime sur la base de la méthode des éléments finis en considérant un disque rigide entouré par un milieu cylindrique comme modèle

Le chapitre 5 portera sur la proposition, d'une nouvelle forme de courbe P-Y constituée de la nouvelle expression de résistance ultime susmentionnée

Le chapitre 6 fera l'objet d'une conclusion générale.

CHAPITRE 1
ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

1. ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1.Introduction :

Une éolienne offshore est un dispositif installé en mer et destiné à la production d'électricité à partir de l'énergie cinématique du vent. Elle constitue une source d'énergie propre et durable par rapport aux moyens de production traditionnels d'électricités utilisant les énergies fossiles, qui sont très nocives pour l'environnement.

De plus ces nombreux avantages font de lui une bonne alternative à ces énergies.

Parmi ces avantages on peut citer : la disponibilité de grandes zones continues adaptées aux grands projets, la limitation des conflits d'utilisation des terres et la réduction les impacts sonores et visuels , la soumission à des vitesses de vents élevé et à des faibles turbulences.

Dans ce chapitre nous présenterons tout d'abord les types de fondations utilisées dans les éoliennes offshore et les efforts qui lui sont appliqués. Ensuite nous ferons une description des différentes méthodes de dimensionnement des pieux chargés latéralement dans un sol sableux.



Figure 1. 1 : Eolienne offshore

1.2.Types de fondation utilisées dans les éoliennes offshore :

Le choix de la fondation varie majoritairement en fonction du sol et de la profondeur des fonds marins. Quatre catégories de fondation peuvent être retenues : les bases gravitaires, les fondations de type pieu, les fondations de type caisson à succion et les fondations flottantes.

- ✓ La base gravitaire est une structure massive qui résiste aux moments auxquels est soumise la structure par son poids propre. Ce type de fondation est utilisé pour les éoliennes

terrestres ou en mer en eau peu profonde de 10 à 40 m. En eau profonde, cette fondation s'avère trop coûteuse en raison de la quantité de béton armé nécessaire pour sa réalisation.

- ✓ Les pieux forment une famille de fondations incluant les monopieux, les multi-pieux et les jackets (ou fondation treillis). Le monopieu est la fondation la plus couramment utilisée. Le monopieu est un tube de grand diamètre, allant de 4 à 8 m, utilisé pour des profondeurs d'eau allant jusqu'à 30 m. L'élançement d'un monopieu est inférieur à 6. Généralement en acier, le pieu est battu ou vibrofoncé avec un marteau hydraulique dans un sol meuble. Lorsque le sol est rocheux, la fondation est installée dans le massif par préforage puis injection de scellement. Dans le cas d'un sol mixte, il est d'abord battu jusqu'à la couche rocheuse qui est forée. Le pieu est alors mis en place dans la roche par scellement. Les fondations à pieux multiples (multi-pieux ou jacket) sont considérées pour de plus grandes profondeurs d'eau allant jusqu'à 50 m.
- ✓ Les fondations de type caisson sont adaptées aux sols sableux ou sédimentaires. La fondation est constituée d'un caisson cylindrique avec, en partie haute, un raccordement à la tour et, en partie basse, un piston de succion. Le caisson est posé sur le sol puis, par succion et sous son propre poids, la fondation pénètre dans le sol. Différentes configurations peuvent être retenues : les installations avec un seul caisson pour les profondeurs d'eau n'excédant pas 30 m et les multi-caissons jusqu'à 50 m.
- ✓ Les fondations flottantes sont adaptées aux grandes profondeurs, au-delà de 50 m. Les éoliennes sont maintenues grâce à un système d'ancrages à câbles. Il existe plusieurs types d'éoliennes flottantes : barge (large surface de flottaison), spar (plateforme verticale cylindrique à grand tirant d'eau), TLP (Tension Leg Platforms), plateforme semi-submersibles (combinaison barge/spar). Les éoliennes flottantes sont très minoritaires pour l'instant, mais constituent un axe de recherche important. En effet, les éoliennes flottantes pourraient être installées au large, où les vents sont plus forts et plus réguliers.

Par ailleurs, les pays tels que les Etats-Unis, où les eaux sont rapidement très profondes, sont très intéressés par ces éoliennes. Il s'agit donc d'une technologie émergente, mais à fort potentiel.

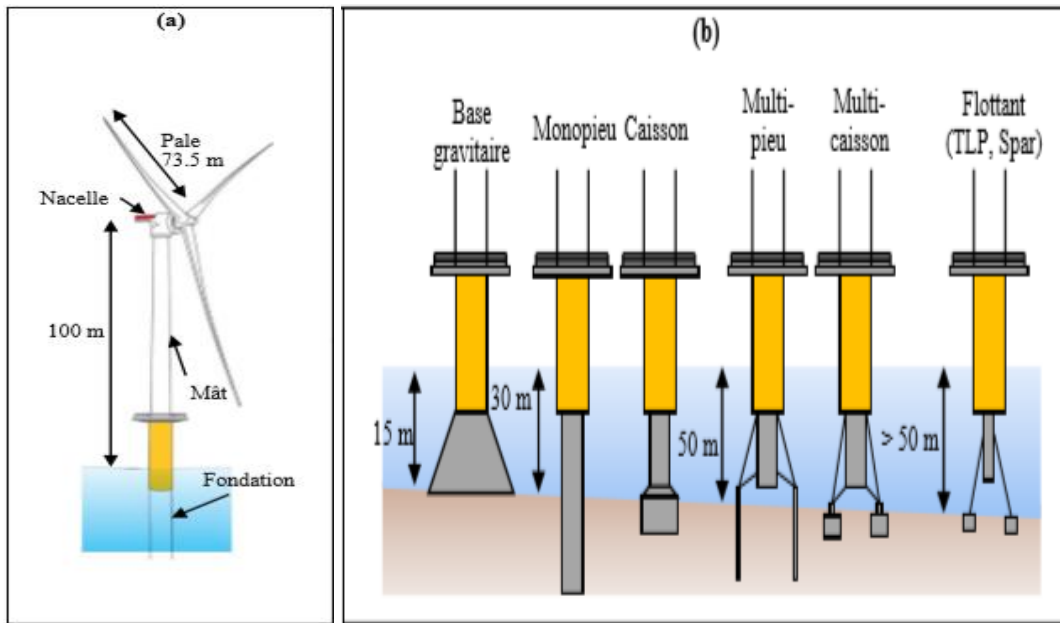


Figure 1. 2: (a) Dimension d'une éolienne offshore; (b) différents types de fondations

➤ Efforts exercés sur une éolienne offshore :

Les éoliennes offshore sont des structures élancées soumises à de nombreux efforts qui peuvent être divisés en trois catégories :

- charges permanentes : poids de la structure ;
- charges variables : personnel, charges dues aux opérations d'installation (grue), impacts de bateaux ;
- charges environnementales : action du vent, efforts hydrodynamiques engendrés par la houle et les courants, séismes, effet de marée, neige et glace.

Les éoliennes offshore, contrairement aux éoliennes terrestres, sont soumises à des conditions climatiques rigoureuses : les vents sont moins turbulents, mais plus forts, auxquels s'ajoutent la houle, les courants et, dans certaines zones, la glace.

Afin de pouvoir appréhender le dimensionnement des fondations de telles structures, il est primordial de pouvoir estimer les forces agissant sur l'éolienne.

1.3.Méthodes de dimensionnement des pieux chargés latéralement dans un sol sableux :

1.3.1. Méthode de Brinch Hansen (1961) :

Dans sa méthode Brinch Hansen considère un pieu vertical avec une section transversale rectangulaire $B \times L$ **Figure 1.3**. Ce pieu est soumis à une force horizontale H (perpendiculaire au

côté de largeur B) agissant à une hauteur A par rapport à la surface du sol. L'angle de frottement et la cohésion du sol de fondation sont pris en compte. Au-dessus du sol de fondation, on applique une surcharge P correspondant au poids de la couche boueuse sus-jacente (Brinch Hansen, 1961).

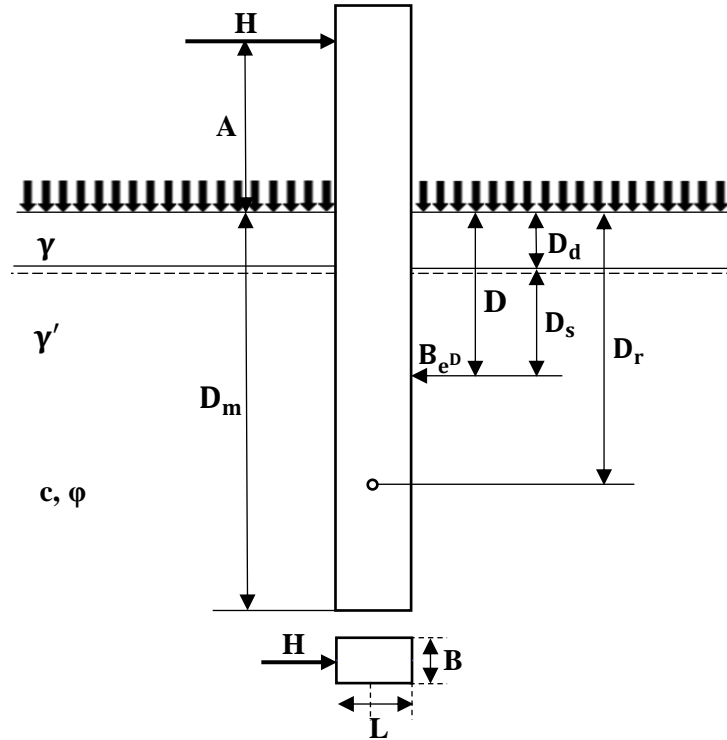


Figure 1. 3: Modèle de Brinch Hansen (1961)

Brinch Hansen calcule ensuite la surcharge effective due au poids des terres à une profondeur quelconque D comme suit :

$$q'(D) = P + \gamma D_d + \gamma' D_s \quad (1.1)$$

Où:

$q'(D)$: Surcharge effective due au poids des terres (kN/m^2)

P : Surcharge de la couche boueuse au-dessus du sol de fondation (kN/m^2)

γ : Poids volumique du sol au-dessus de la nappe (kN/m^3)

γ' : Poids volumique effectif du sol au-dessous de la nappe (kN/m^3)

D_d : Hauteur de la couche de sol sec (m)

D_s : Hauteur de la couche de sol saturé (m)

Il suppose ensuite un centre de rotation situé au-dessous de la surface du sol à une profondeur D_r autour duquel le pieu peut tourner comme un corps rigide.

Brinch Hansen sépare la pression des terres agissant sur le pieu en pression active et passive. Au-dessus du point de rotation la pression active agit sur le côté droit du pieu et la pression passive

sur le côté gauche. Cet ordre est inversé en dessous. La pression résultante (pression passive moins pression active) en une profondeur D quelconque est calculée comme suit :

$$e^D = q^D k_q^D + c k_c^D \quad (1.2)$$

Où :

e^D : Résultante de la pression latérale des terres (kN/m²)

$q'(D)$: Pression verticale effective due au poids des terres (kN/m²)

k_q^D : Coefficient des pressions des terres latérales résultantes causées par la pression verticale effective

c : cohésion du sol (kpa)

k_c^D : Coefficient de pression des terres latérales résultantes causées par la cohésion

Brinch Hansen considère les coefficients de pressions des terres latérales k_q^D et k_c^D pour trois profondeurs différentes: à la surface du sol, à des profondeurs modérés et à des grandes profondeurs. Les valeurs de ces coefficients sont établies pour les trois profondeurs considérés et combinés en une seule formule permettant de les calculer en une profondeur quelconque. La donne les coefficients k_q^D et k_c^D , sur la base de cette formule générale à une profondeur quelconque, en fonction de φ et de $\frac{D}{B}$.

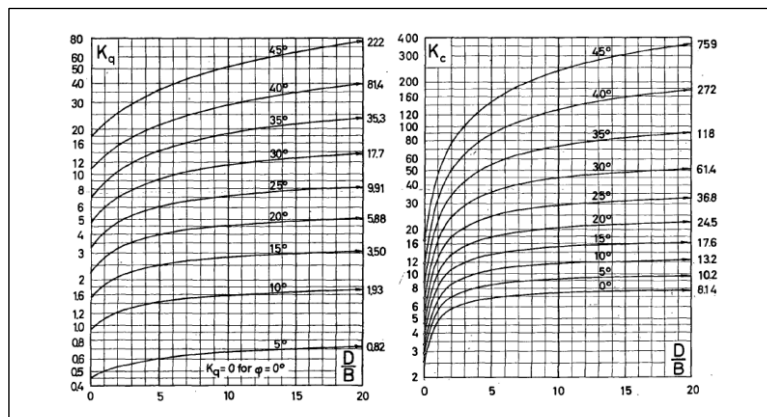


Figure 1. 4: Coefficients de pression es terres latérales en fonction de D/B (Brinh Hansen, 1961)

La méthode de Brinch Hansen permet de calculer, selon les besoins de conception, soit la résistance ultime du pieu soit la profondeur minimale de pénétration du pieu.

Dans le calcul de la résistance ultime du pieu, le point d'application A de la charge au-dessus du sol, la largeur B du pieu et sa profondeur de conduite D_m sont connues. Les inconnues sont la charge horizontale maximale que le pieu peut supporter et la profondeur D_r du point de rotation. Ceux-ci sont déterminés par deux conditions d'équilibre. La première consiste à fixer D_r de telle sorte que les deux zones de pressions (au-dessus et au-dessous du point de rotation) donnent. Puis

la résistance ultime du pieu est obtenue par la condition d'équilibre des forces horizontales. Ainsi la charge horizontale maximale que le pieu peut supporter correspond à la différence entre les deux zones de pressions.

Pour le calcul de la profondeur de conduite D_m , la charge horizontale H agissant sur le pieu ainsi que son point d'application A sont normalement connus. Les inconnues sont la profondeur de conduit D_m et la profondeur du centre de rotation D_r . En premier lieu la profondeur D_0 du moment maximum, c'est-à-dire la profondeur où la force transversale est nulle, est calculée. Puis le moment M_n est calculé en ce point. Enfin la profondeur de conduite et la profondeur du centre de rotation sont déterminés de telle sorte que les deux pressions supplémentaires (la zone comprise entre la profondeur D_0 et D_r et celle située au-dessous de D_r) sont numériquement égales et donnent un moment égal à M_n . Ceci est un processus itératif.

1.3.2. Méthode de Broms (1964) :

En 1964, Broms publia deux théories dans lesquelles il présente des méthodes, permettant de calculer la résistance latérale ultime, la déflexion latérale et la distribution du moment induit dans les pieux. La première théorie porte sur les pieux fichés dans les sols purement cohérents et saturés, tandis que la seconde sur les pieux fichés dans les sols purement pulvérulents et secs. Ces méthodes concernent à la fois les pieux isolés et groupés, fixés en tête ou non. Dans cette partie nous nous limiterons aux méthodes consacrées aux pieux courts et isolés dans les sols sableux, les pieux longs, groupés et enfoncés dans les sols purement cohérents n'étant pas l'objet de ce chapitre.

Pour trouver la résistance ultime des pieux, Broms étudie leurs mécanismes de rupture. Dans le cas des pieux courts et rigides la rupture se fait comme suit :

-Rotation comme un seul élément autour d'un point situé au-dessous de la surface du sol pour les pieux non fixés en tête **Figure 1.5;**

-Translation horizontale du pieu comme un seul élément à travers le sol pour les pieux fixés en tête **Figure 1.6.**

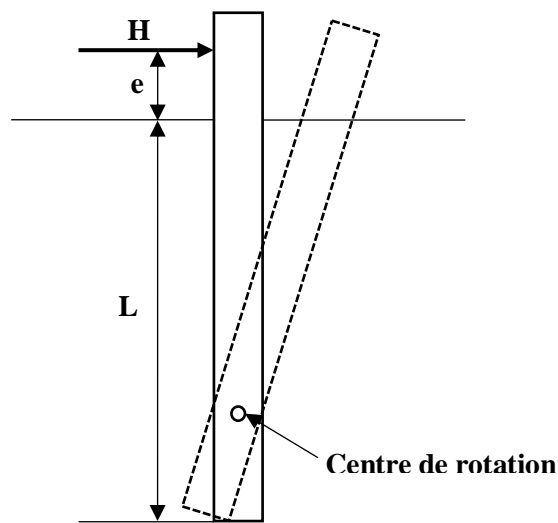


Figure 1. 5 : Mode de rupture pour un pieu court à tête libre (Broms 1964)

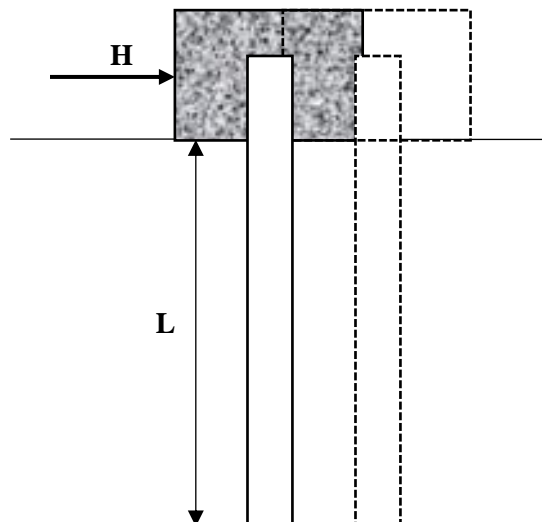


Figure 1. 6 : Mode de rupture d'un pieu court lié à une cheville (Broms 1964)

Dans les deux cas on peut observer que le pieu agit comme un seul élément sans aucune formation de rotule plastique à l'intérieur, la ruine est donc due à la rupture du sol entourant le pieu sous l'effet du chargement latéral.

Broms suppose donc que la résistance latérale ultime des pieux courts est gouvernée par la résistance latérale passive du sol qui l'entoure.

1.3.2.1. Théorie de Broms pour les sols pulvérulents :

Cette théorie a été développée pour les sols purement pulvérulents et secs. Elle est basée sur l'hypothèse que le module de réaction du sol augmente avec la profondeur. Broms suppose également que les déplacements latéraux sont très grands à la rupture et considère que la résistance ultime du sol est égale au triple de la pression passive de Rankine. (Broms 1964)

- Pieu court non fixé en tête :

La distribution de la pression latérale des terres et du moment fléchissant à la rupture, correspondant aux pieux courts non fixé en tête est représenté par la **Figure 1.7**.

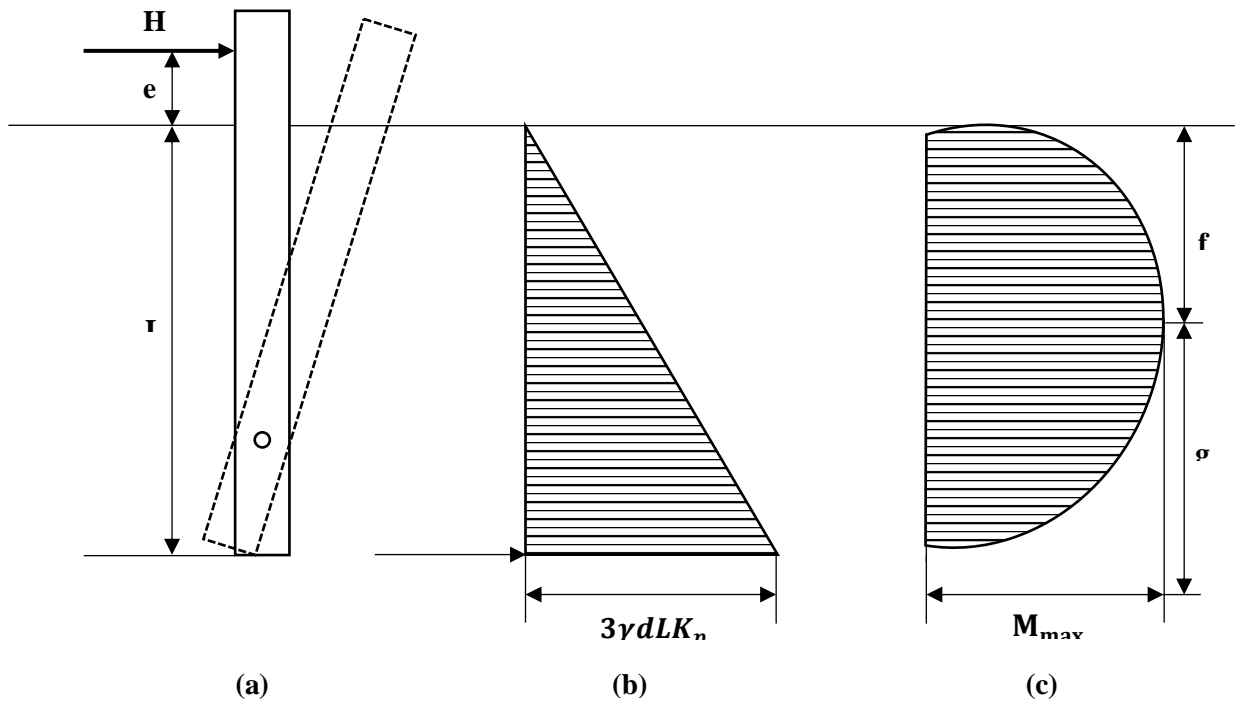


Figure 1. 7 : (a)Déflexion, (b) distribution de la réaction du sol, (c)moment fléchissant pour un pieu court à tête libre (Broms 1964)

A la rupture, comme représenté sur la **Figure 1.8**, le sol situé devant le pieu se déplace vers le haut tandis que le sol situé à l'arrière se déplace vers le bas et remplit le vide créé par le déplacement du pieu, ce qui engendre des pressions négatives à l'arrière du pieu. Cette pression peut être remplacée par une force ponctuelle, comme indiqué sur la **Figure 1.7**.

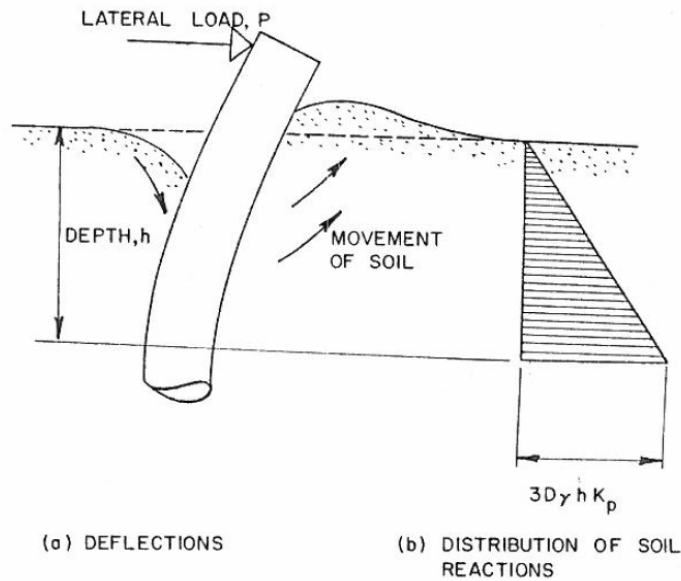


Figure 1. 8: Profil de réaction du sol supposé (Broms 1964)

La résistance latérale ultime peut être évaluée à partir des conditions d'équilibre. Le moment moteur M_d provoqué par la force latérale H appliquée, par rapport à la pointe du pieu peut être calculé comme suit:

$$M_d = H(e + L) \quad (1.3)$$

Où :

M_d : Moment moteur induit par le chargement latéral (kN.m)

e : excentricité de la charge latérale (m)

L : Longueur du pieu (m)

Le moment résistant M_r est induit par la pression latérale des terres appliqué le long de la profondeur d'ancrage du pieu. Il est calculé à la rupture par la formule suivante:

$$M_r = 0.5\gamma DL^3 K_p \quad (1.4)$$

Où :

M_r : Moment résistant induit par la pression latérale des terres (kN.m)

γ : Poids volumique du sol (kN/m³)

K_p : Coefficient de poussé des terres

La condition d'équilibre exige que le moment moteur M_d à la rupture, soit égale au moment résistant M_r . A partir des équations (1.3) et (1.4) on peut calculer la résistance latérale ultime H_{ult} par la formule suivante :

$$H_{ult} = \frac{0.5\gamma DL^3 K_p}{(e + L)} \quad (1.5)$$

- Pieu court fixé en tête :

La distribution de la pression latérale des terres et du moment fléchissant à la rupture ainsi que de la déflexion, correspondant aux pieux courts fixé en tête est représenté par la **Figure 1.9**.

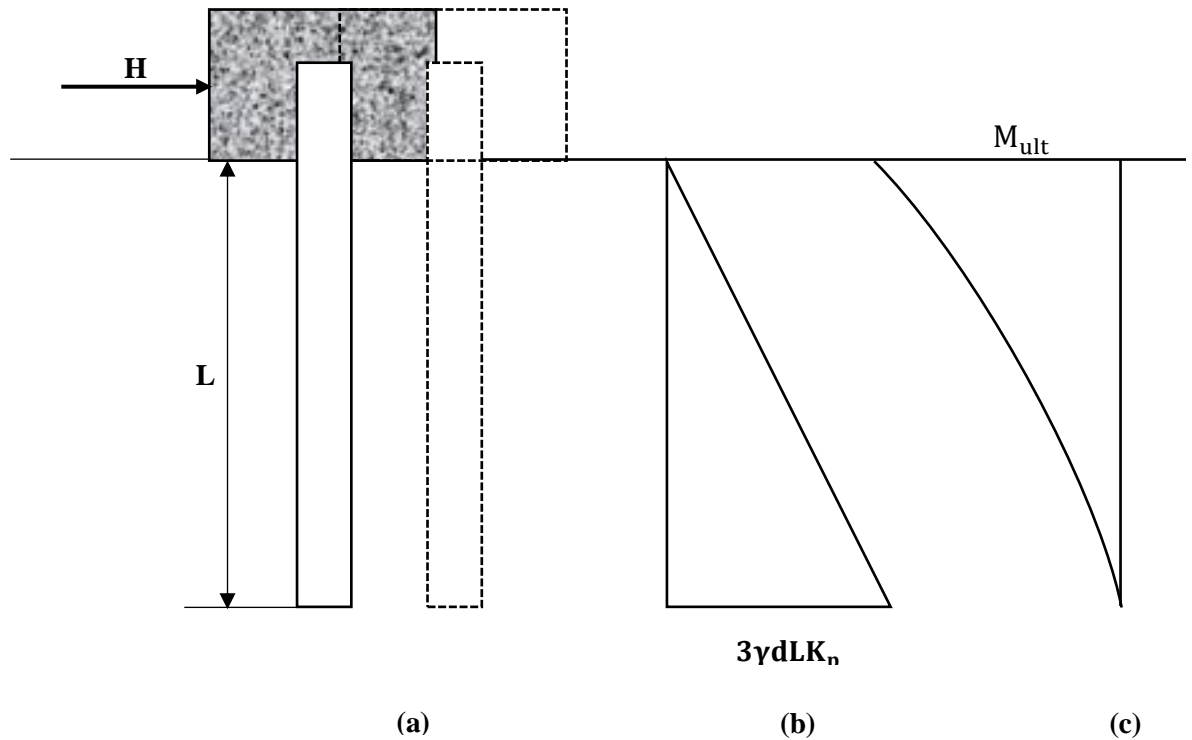


Figure 1. 9:(a)Déflexion, (b) Distribution de la réaction de sol, (c) Distribution du moment fléchissant pour un pieu court à tête fixé (Broms 1964)

La rupture se produit lorsque le chargement latéral appliqué au pieu égale la résistance ultime du sol, qui s'exprime par :

$$H_{ult} = 1.5\gamma DL^2 K_p \quad (1.6)$$

H_{ult} : Résistance ultime du sol (kN)

L'équation (1.6) n'est applicable que lorsque le moment fléchissant maximal négatif (qui se développe à la tête du pieu ou au système contreventement d'encastrement) est inférieur à la résistance ultime de la section du pieu.

1.3.3. Méthode au module de réaction de Reese et Matlock (1974):

Cette méthode a été introduite par Reese et Matlock en 1974. Elle est basée sur le modèle de Winkler (1868) qui assimile le sol à une série de ressort élastique et indépendant les uns des autres. Le comportement des ressorts est non linéaire et décrit par des courbes de réactions déplacement appelé courbes p-y comme le montre la **Figure 1.10**. Les méthodes de prédiction de ces courbes seront discutées dans le chapitre suivant.

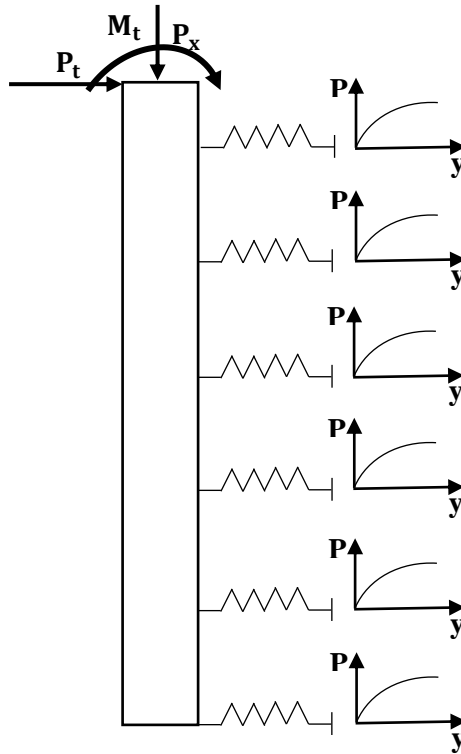


Figure 1. 10: Modèle de Winkler pour le sol

A une profondeur z donnée, le module de réaction du sol E_{py} permet de relier la réaction du sol à la déflexion du pieu comme suit :

$$p(z) = -E_{py}(z)y(z) \quad (1.10)$$

Où :

p : Réaction latérale du sol (kN/m)

$-E_{py}(z)$: Module de réaction du sol à la profondeur x (kN/m²)

$k_h(x)$: Coefficient de réaction du sol à la profondeur x (kN/m³)

$y(x)$: Déflexion latérale du pieu à la profondeur x (m)

D : Diamètre du pieu (m)

x : Profondeur du sol (m)

Comme le montre la **Figure 1.11**, pour une profondeur et un déplacement donnés, le module de réaction est défini comme étant la pente de la courbe p - y correspondant à cette profondeur.

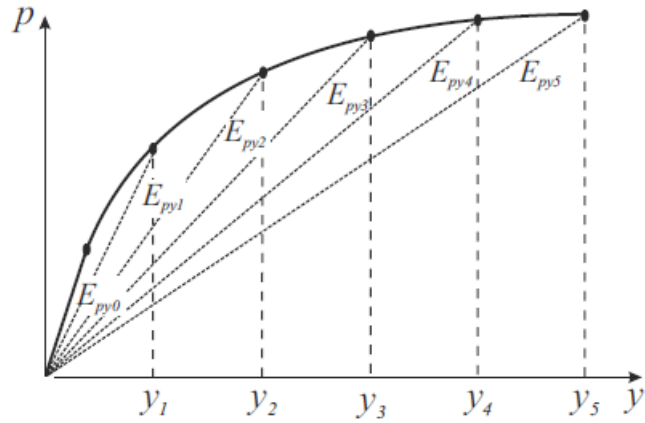


Figure 1. 11:Définition du module de réaction du sol (Reese et Van Impe, 2011)

Cette méthode implique la résolution d'une équation différentielle du 4^e ordre afin d'obtenir les paramètres de dimensionnements qui sont : la déflexion du pieu, la rotation, le moment fléchissant et l'effort tranchant.

L'équation est obtenue en formulant l'hypothèse que le pieu agit comme une poutre verticale réagissant contre un sol élastique et s'écrit comme suit.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + p_x \frac{d^2 y}{dx^2} - p = 0 \quad (1.11)$$

Où :

$E_p I_p$: Rigidité à la flexion du pieu (kN. m²)

y: La déflexion latérale le long du pieu en un point x (m)

P_x : Le chargement vertical agissant sur le pieu longueur (kN)

P : la réaction du sol par unité de longueur (kN/m)

E_{py} : le module de réaction du sol non linéaire dérivé de la courbe p-y (kN/m²)

x : Profondeur (m)

Les équations des poutres utilisées dans cette analyse sont :

$$EI \frac{d^3 y}{dx^3} = V \quad (1.12.a)$$

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M \quad (1.12.b)$$

$$\frac{dy}{dx} = S \quad (1.12.c)$$

Où :

V : Effort tranchant (kN)

M : Moment de flexion du pieu (kN. m)

S : Rotation du pieu (°)

L'équation (1.3) peut être résolue analytiquement ou numériquement. Dans ce mémoire nous présenterons la résolution numérique par différence finie.

1.3.3.1. Résolution de l'équation différentielle régissant le pieu :

Cette résolution consiste à exprimer l'équation différentielle sous forme de différences finies, en discrétisant la longueur du pieu en $n+1$ incréments de longueur constante h , comme le montre la **Figure 1.3**.

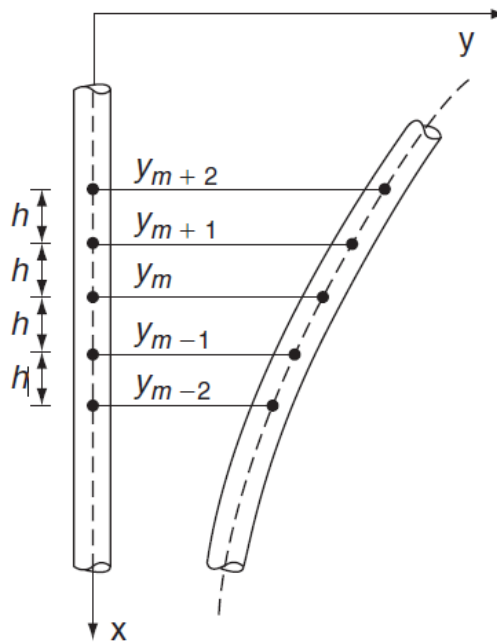


Figure 1. 12: Schéma de discrétisation du pieu par différence finie (Reese et Van Impe, 2011)

En substituant les équations (1.10) et (1.12.b) dans l'équation (1.11) on obtient :

$$\frac{d^2M}{dx^2} + p_x \frac{d^2y}{dx^2} + E_{py}y = 0 \quad (1.13)$$

L'équation différentielle s'écrit sous forme d'expression de différence finie comme suit :

$$y_{m-2}R_{m-1} + y_{m-1}(-2R_{m-1} - 2R_m + P_x h^2) + y_m (R_{m-1} + 4R_m + R_{m+1} - 2P_x h^2 + E_{py_m} h^4) + y_{m+1}(-2R_m - 2R_{m+1} + P_x h^2) + y_{m+2}R_{m+1} = 0 \quad (1.14)$$

Où :

y_m : Déflexion du pieu au nœud m (m)

R_m : Rigidité à la flexion du pieu au nœud m (kN. m²)

- Conditions au limite :

A partir de la notation de la **Figure 1.13**, nous obtenons au point 0 en bas du pieu deux conditions aux limites qui sont le moment fléchissant nul et l'effort tranchant nul dont les expressions de différence finie s'écrivent respectivement comme suit :

$$M_0 = y_{-1} - 2y_0 + y_1 = 0 \quad (1.15.a)$$

$$V_0 = \frac{R_0}{2h^3} (y_{-2} - 2y_{-1} + 2y_1 - y_2) + \frac{p_x}{2h} (y_{-1} - y_1) = 0 \quad (1.15.b)$$

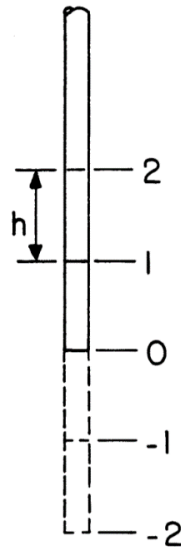


Figure 1. 13: Points imaginaires en bas du pieu

Au point $m=t$, tête du pieu, représenté sur la **Figure 1.14** nous obtenons trois ensembles de conditions aux limites qui sont :

1-Le chargement latéral (P_t) et le moment fléchissant (M_t) en tête du pieu sont connu :

$$P_t = \frac{R_t}{2h^3} (y_{t-2} - 2y_{t-1} + 2y_{t+1} - y_{t+2}) + \frac{p_x}{2h} (y_{t-1} - y_{t+1}) \quad (1.16.a)$$

$$M_t = \frac{R_t}{h^2} (y_{t-1} - 2y_t - y_{t+1}) \quad (1.16.b)$$

2-Le chargement latéral (P_t) donnée par l'équation (1.16.a) et la rotation (S_t) en tête du pieu sont connu :

$$P_t = \frac{(y_{t-1} - y_{t+1})}{2h} \quad (1.16.c)$$

3-Le chargement latéral (P_t) donné par l'équation (1.16.a) et la constante de rotation ($\frac{M_t}{S_t}$) en tête du pieu sont connu :

$$\frac{M_t}{S_t} = \frac{2R_t}{h} \left(\frac{y_{t-1} - 2y_t - y_{t+1}}{y_{t-1} - y_{t+1}} \right) \quad (1.16.d)$$

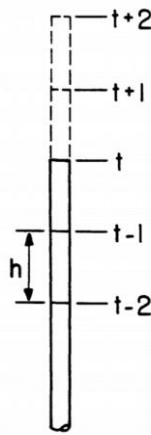


Figure 1. 14 : Points imaginaire en tête du pieu

Les équations ci-dessus sont généralement implémentées dans code informatique afin d'obtenir le comportement d'un pieu chargé latéralement.

1.3.4. Méthode des charges caractéristiques de Duncan et al.(1994) :

La méthode des charges caractéristiques notée CLM (Characteristic Load Method) a été développée en 1994 pour une conception rapide des pieux qui tient en compte le comportement non linéaire du sol. Tout comme la méthode non dimensionnelle, elle est basée sur des graphes adimensionnels qui ont été déduit d'analyse numérique p-y. Cependant elle demeure plus rapide que la méthode non dimensionnelle puisque le caractère itératif dans sa procédure a été éliminé. La méthode des charges caractéristiques permet de déterminer la déflexion latérale à la surface du sol et le moment maximum ainsi que son point d'application, pour des pieux fichés dans du

sable ou de l'argile, fixés en tête ou non.

Ces valeurs sont déterminées à partir de relation et de graphe entre des variables adimensionnelles, établies à partir d'une analyse p-y non linéaire sur une large gamme des types de pieux mentionnés ci-dessus (Ducan et al., 1994).

Les variables adimensionnelles considérées sont :

-le rapport de la charge latérale P_t appliqué en tête à la charge caractéristique P_c ;

-le rapport du moment M_t appliqué au moment caractéristique M_c ;

-le rapport de la déflexion latéral y à la largeur D du pieu.

La charge et le moment caractéristiques (P_c et M_c) pour des sols pulvérulents s'expriment comme suit :

$$P_c = 1,57D^2(E_p R_I) \left(\frac{\gamma' D \varphi' K_p}{E_p R_I} \right)^{0,57} \quad (1.7.a)$$

$$M_c = 1,33D^3(E_p R_I) \left(\frac{\gamma' D \varphi' K_p}{E_p R_I} \right)^{0,40} \quad (1.7.b)$$

Où :

P_c : Charge caractéristique (kN)

M_c : Moment caractéristique(kN.m)

D : Diamètre du pieu (m)

E_p : Module d'élasticité du pieu (kN/m²)

R_I : Coefficient du moment d'inertie

$$\text{avec : } R_I = \frac{I_p}{I_{\text{circulaire}}} \quad (1.8)$$

I_p : Moment d'inertie (m⁴)

γ' : Poids volumique effectif du sol (kN/m³)

φ' : Angle de frottement effectif du sol (°)

K_p : Coefficient de pression passive des terres

$$\text{avec : } K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (1.9)$$

1.3.5. Méthode des éléments finis :

Utilisé largement dans plusieurs domaines comme le génie civil, l'aérospatiale, le nucléaire etc..., la méthode des éléments fini est la plus performantes des méthodes numériques.

C'est une méthode de calcul approchée, consistant à transformer les équations différentielles issues de la mécanique des milieux continue, en un système linéaire fini d'équation algébrique, que l'on peut résoudre par des techniques numériques traditionnelles. Dans la méthode des éléments finis, le milieu réel est substitué par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ensuite, le milieu équivalent est discrétisé en sous domaines réguliers appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan, hexaèdre et pentaèdre pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur

et au contour de chaque élément est déterminé à partir d'une interpolation polynomiale entre les valeurs du champ en certains points de l'élément appelé nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis constitue le maillage.

Cette méthode permet d'effectuer des calculs de contraintes et de déplacement dans et autour des pieux tridimensionnels. Elle permet aussi d'étudier le développement progressif des contraintes et des déformations conduisant à la délimitation des zones de rupture. La méthode des éléments finis nécessite l'usage d'un ordinateur puissant pour un problème donné. Bien que l'utilisation des analyses tridimensionnelles par éléments finis soit relativement coûteuse, avec l'usage de la nouvelle génération d'ordinateur et du développement de la résolution ainsi que les performants mémoires de données, l'utilisation de cette méthode est devenue assez courante.

1.3.5.1. Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par éléments finis :

C'est une approche qui nécessite beaucoup de moyen pour la réalisation du maillage autour du pieu. La modélisation de l'interface sol/pieu augmente aussi le nombre de nœud du maillage. Le calcul est relativement long, nécessitant parfois une durée excessive. Dans cette approche, les utilisateurs cherchent assez souvent à réduire le nombre de maillage, cependant cette réduction risque d'être effectué au détriment de la précision des résultats. Pour éviter de telles modélisation grossière, la section du pieu est fréquemment remplacée par une section équivalent pleine de forme polygonale. Cette approximation procure une certaine commodité dans la réalisation des maillages tridimensionnels. Dans les études numériques tridimensionnels récentes qui existe dans la littérature, on remarque que dans la moitié des cas, la prise en compte d'une interface est omise. Lorsque l'interface est prise en compte, les éléments de contact produisent un frottement limite de coulomb sans prise en compte de l'élastoplasticité de l'interface.

1.4. Conclusion :

Les éoliennes offshore constituent une alternative attrayante aux énergies fossiles qui sont sources de pollution pour l'environnement. La fondation la plus couramment utilisées dans ces structures sont les monopieux de grand diamètre, cependant il n'existe aucun guide de dimensionnement propre à ces types de fondation.

Parmi les méthodes de dimensionnement décrites ci-dessus, la méthode au module de réaction basé sur le modèle de Winkler et les courbes p-y est la plus utilisées, puisqu'elle permet d'obtenir en tout point du pieu, les déplacements et les rotations, qui constituent les paramètres les plus importants dans le dimensionnement des pieux chargés latéralement. Du fait des résultats très satisfaisant de cette méthode dans le dimensionnement des pieux destinés au plateforme gazière et pétrolière, elle a été étendue aux monopieux de grand diamètre cependant cela fut un échec due

à la nature des courbes p-y qui ont été dérivés d'essais sur des pieux flexibles et élancés tandis que les monopieux sont plutôt courts et rigides.

CHAPITRE 2
PERFORMANCES DES COURBES P-Y EXISTANT DANS
L'ANALYSE DES MONOPIEUX DE GRAND DIAMETRE

2. PERFORMANCES DES COURBES p-y EXISTANT DANS L'ANALYSE DES MONOPIEUX DE GRAND DIAMETRE

2.1. Introduction:

Dans ce chapitre, nous présenterons dans un premier temps les travaux des auteurs qui ont été les pionniers à proposer des courbes p-y pour les sols sableux ainsi que de ceux qui ont récemment publiés des propositions pour améliorer les performances du modèle BNWF BNWF (Beam on Nonlinear Winkler Foundation). Ensuite une évaluation de ces courbes p-y sera menée. Pour ce faire, ces propositions ont été implémentées dans un programme informatique nommé WILDPOWER, et évalué par rapport à une analyse 3D par élément fini à partir d'un autre programme appelé NAMPULAL.

2.2. Méthodes de Reese et al. (1974) et d'O'Neil et Murchinson (1983) :

La toute première expression des courbes p-y pour les pieux dans le sable a été proposée par Reese et al. (1974). Il a été développé sur la base des résultats expérimentaux de Mustang Island sur de longs pieux minces dans du sable saturé. Les expressions des courbes p-y ont été ensuite affinées par O'Neill et Murchison (1983) et adopté dans les directives de conception API et DNV (API, 2010; DNV, 2014).

2.2.1. Reese et al.(1974) :

Reese et al. (1974) ont testé deux pieux instrumentés identiques installés à Mustang Island, au Texas. Un total de sept essais de charge dont deux essais statiques et cinq essais cycliques ont été effectués sur chacun des pieux ayant un diamètre de 0.61m, et un rapport d'élancement de 34.4 installés sur un site sableux de densité moyenne. En se basant sur ces essais, ils ont proposé une courbe p-y semi empirique composée de quatre segments comme le montre la **Figure 2.1**.

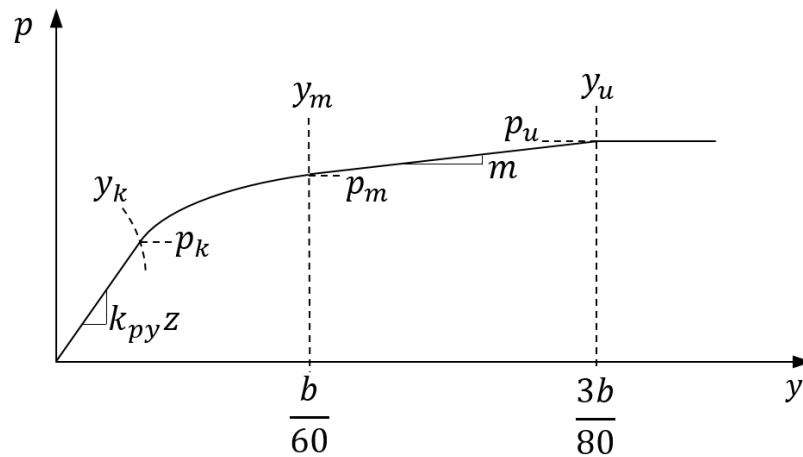


Figure 2. 1: Courbe p-y pour le sable

Les recommandations de de Reese et al.(1974) pour la valeur de k_{py} dans les sols situés au-dessus et au-dessous d'une nappe sont données dans les tableaux suivants :

Densité relative	Lâche $\varphi < 30$	Moyen $30 \leq \varphi < 36$	Dense $\varphi \geq 36$
k_{py} au dessous de la nappe d'eau (MN/m ³)	5.4	16.3	34
k_{py} au-dessus de la nappe d'eau (MN/m ³)	6.8	24.4	61

Tableau 2. 1: Recommandations pour la rigidité initiale dans les sables

La variable k_{py} est utilisée pour définir la première portion de ligne droite de la courbe p-y. La résistance du sol, p_k et la déflexion du pieu y_k , sont calculés à partir de p_m , p_u , y_m et y_u . Si y_k est supérieure à y_u , alors la courbe p-y est linéaire à partir de l'origine jusqu'au point $(p_u ; y_u)$. p_u et p_m sont calculés en utilisant la plus petite des valeurs données par dans les équations ci-dessous, multipliée par les coefficients A et B de la **Figure 2.2**.

$$p_s = \gamma z \left[\frac{k_0 z \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \varphi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} (b + z \tan \beta \tan \alpha) + k_0 \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) + K_a b \right] \quad (2.1.a)$$

$$p_s = K_a b \gamma z (\tan^8 \beta - 1) + k_0 b \gamma z \tan \varphi \tan^4 \beta \quad (2.1.b)$$

Avec :

$$p_u = \bar{A}_S p_s \quad (2.2)$$

$$P_m = B_S p_s \quad (2.3)$$

$$\alpha = \frac{\varphi}{2} \quad (2.4)$$

$$\beta = 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (2.5)$$

$$K_\alpha = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.6)$$

$$K_0 = 0.4$$

Où:

φ : Angle de frottement du sol ($^\circ$)

γ : Poids volumique (kN/m^3)

b : Diamètre du pieu (m)

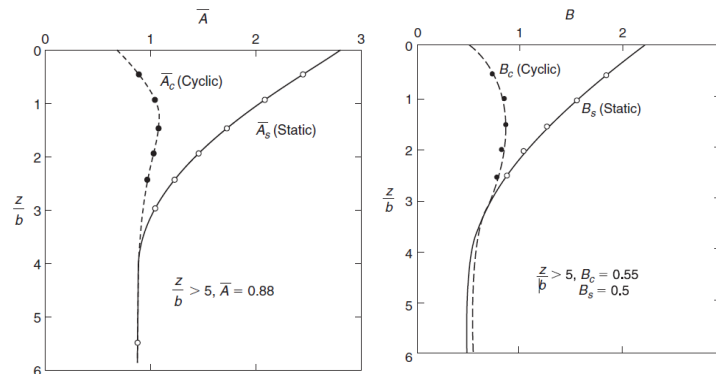


Figure 2. 2:Valeurs des coefficients d'ajustement de la résistance ultime du sol (Reese et Van Impe, 2011)

2.2.2. O'Neil et Murchinson (1983) :

Pour décrire la relation entre la résistance du sol et la déformation latérale du pieu dans le sable O'neil et Murchison (1983) ont proposé une formule hyperbolique pour la courbe p-y.

La première étape correspond au calcul de la résistance latérale ultime sous chargement monotone

p_u :

$$p_u = \min \begin{cases} (C_1 z + C_2 D) \gamma' z & \text{pour } 0 < z \leq z_R \\ C_3 D \gamma' z & \text{pour } z \geq z_R \end{cases} \quad (2.7)$$

Avec :

C_1, C_2 et C_3 : Coefficients adimensionnels fonction de l'angle de frottement interne **Figure 2.3** ;

D : Diamètre du pieu (m) ;

γ' : Poids volumique déjaugé (N/m^3)

z_R : Profondeur de transition (m) au-delà de laquelle $(C_1z + C_2D)\gamma'z \geq C_3D\gamma'z$

La courbe p-y correspondant à une profondeur z donnée est telle que :

$$p = Ap_u \tanh\left(\frac{kz}{Ap_u}y\right) \quad (2.8)$$

Avec :

K : Coefficient de rigidité initiale fonction de l'angle de frottement interne et/ou de l'indice de densité (Figure 2)

A : Coefficient adimensionnel permettant de tenir compte du chargement monotone ou cyclique, défini par :

$$A = \begin{cases} (3 - 0.8zD) \geq 0.9 & \text{pour un chargement monotone} \\ 0.9 & \text{pour un chargement cyclique} \end{cases} \quad (2.9)$$

A partir des courbes p-y, la rigidité des ressorts relatifs au modèle de Winkler peut être déterminée. La rigidité d'un ressort K_i pour une profondeur z donnée est :

$$K_i = \frac{p}{y}l \quad (2.10.a)$$

Soit :

$$K_i = E_{py}l \quad (2.10.b)$$

Avec l , distance entre les ressorts.

Dans les standards (API, DNV), le rapport entre la résistance du sol, p , et le déplacement du pieu, y , est noté E_{py} (coefficient de réaction du sol). Par ailleurs, la pente à l'origine d'une courbe p-y correspond au coefficient de réaction initial du sol E_{py}^* , qui permet d'étudier le comportement du pieu dans son état initial :

$$E_{py}^* = \left(\frac{dp}{dy}\right)_{y=0} = \left(Ap_u \frac{\frac{kz}{Ap_u}}{\cosh^2\left(\frac{kzy}{Ap_u}\right)}\right)_{y=0} = kz \quad (2.11)$$

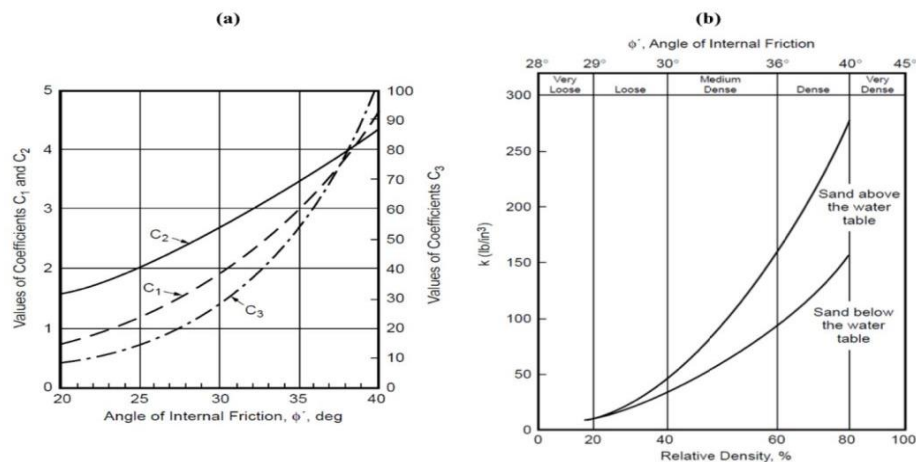


Figure 2. 3: (a) Coefficients C_1 , C_2 et C_3 en fonction de l'angle de frottement interne ; (b) module de réaction initial k en fonction de l'angle de frottement interne ou de l'indice de densité

2.3. Les dernières propositions pour améliorer les courbes p-y :

Dans les récents travaux, la majorité des auteurs ont considéré que la formulation de la résistance ultime proposée par Reese et al.(1974) était adapté pour la conception des monopieux de grand diamètre et l'ont donc gardé intacte dans leurs propositions. Leurs corrections apportées au modèle de Winkler ont plutôt tourné autour de la forme globale des courbes p-y et de la rigidité initiale de celles-ci, en prenant en compte le diamètre du monopieu et dans certains cas, ses paramètres de rigidités.

2.3.1. Proposition de Wiemann et al (2004):

Wiemann et al.(2004) ont suggéré une modification de la rigidité initiale de la courbe p-y en fonction du diamètre du pieu, sur la base d'une analyse théorique et d'une analyse 3D par éléments finis (Wiemann et al.,2004)

La rigidité initiale proposée s'exprime comme suit:

$$K_{\text{wiemann}} = K_{\text{API}} \left(\frac{d_{\text{ref}}}{d} \right)^{\left(\frac{4(1-a)}{4+a} \right)} \quad (2.12)$$

Avec :

d_{ref} : le diamètre de référence des pieux utilisés dans les essais de Mustang Island =0.61m ;

$a = 0.6$ pour les sables moyennement denses et 0.5 pour les sables denses.

2.3.2. Proposition de Sorensen et al.(2010) :

L'objectif du travail de Sorensen et al.(2010) est d'adapter la méthode des courbes p-y aux pieux de grands diamètres dans les sables en considérant les effets du diamètre du pieu sur l'interaction sol /pieu. A partir d'une analyse 3D par différences finies, Sorensen et al.(2010) 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 (Sorensen et al.,2010).

C'est ainsi qu'une nouvelle expression modifiée des courbes p-y a donc été suggérée par ces auteurs pour les pieux soumis à un chargement monotone dans un sol sableux :

$$K_{\text{sorensen2010}} = \frac{1}{z} a \left(\frac{x}{x_{\text{ref}}} \right)^b \left(\frac{D}{D_{\text{ref}}} \right)^c \phi^d \quad (2.13)$$

a :rigidité de référence= 50Mpa

b = 0.6

c = 0.5

d = 3.6

x_{ref} : Profondeur de référence= 1m

D_{ref} : Diamètre de référence = 1m

2.3.3. Proposition de Kallehave et al.(2012) :

Ces auteurs ont proposé une modification de la rigidité initiale de la courbe p-y de l'API à partir d'une considération théorique selon l'équation suivante (Kallehave et al.,2012):

$$K_{\text{kallehave}} = \frac{1}{z} K_{\text{API}} Z_0 \left(\frac{x}{x_0} \right)^m \left(\frac{D}{D_0} \right)^{0.5} \quad (2.14)$$

m =0.61m

D_0 =0.61m

Z_0 =2.5m

2.3.4. Proposition de Sorensen (2012) :

En 2012, soit deux ans après, Sorensen apporta une nouvelle modification à son expression précédente en remplaçant le terme de l'angle de frottement par un autre terme qui dépend de la rigidité du sol (Sorensen,2012) :

$$K_{\text{sorensen2012}} = \frac{1}{z} a \left(\frac{x}{x_{\text{ref}}} \right)^b \left(\frac{D}{D_{\text{ref}}} \right)^c \left(\frac{E_s}{E_{s\text{ref}}} \right)^d \quad (2.15)$$

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

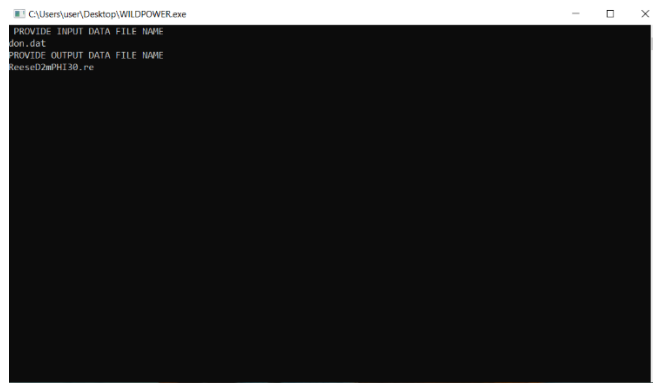


Figure 2. 6: Exemple d'exécution du programme WILDPOWER

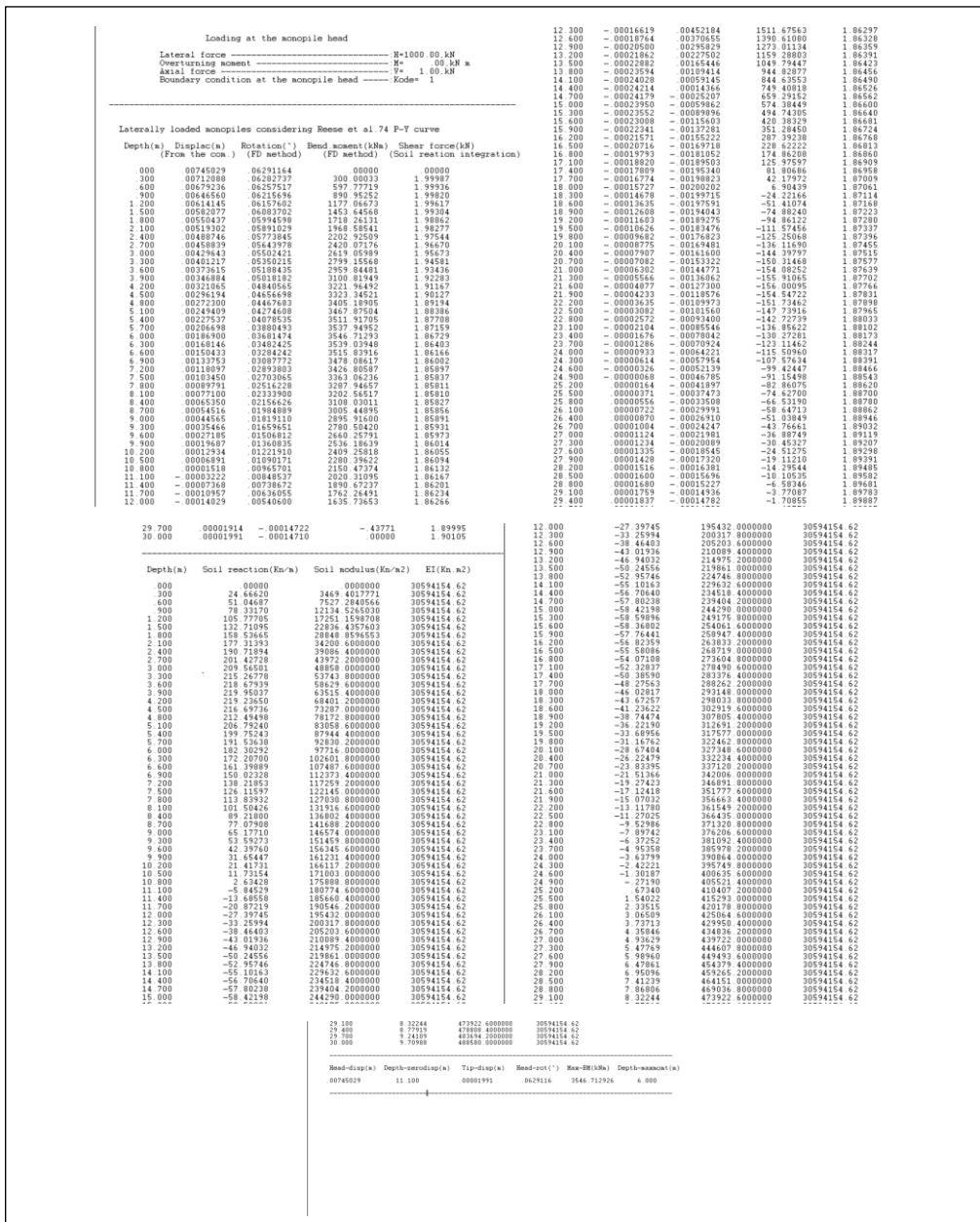


Figure 2.7: Exemple de fichier de résultat WILDPOWER

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

graphes pour comparaison. Les propriétés des monopieux étudiés ainsi que celles du sol sont données dans les tableaux suivants :

Monopieu	Matériau	Diamètre (m)	Longueur (m)	Epaisseur (m)	Module d'élasticité (Gpa)	Rigidité à la flexion (kN.m ²)	Coefficient de poisson
1 ^{er} cas	acier	2	30	0.05	210	30594154.620	0.25
2 ^e cas	acier	4	30	0.05	210	254161668.800	0.25
3 ^e cas	acier	6	30	0.05	210	868621848.900	0.25

Tableau 2. 2: Propriétés des monopieux

Type	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Angle de frottement (°)	Module d'élasticité (kpa)	Coefficient de poisson
Sable	30	20	Variable	1000000	0.3

Tableau 2. 3: Propriétés du sol

2.6.1. Cas d'un monopieu de diamètre D=2m :

2.6.1.1. Sable lâche $\phi=30^\circ$:

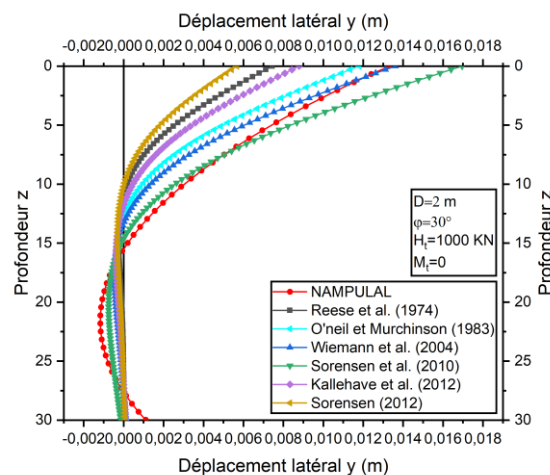


Figure 2. 12: Profils des déplacements latéraux pour D=2m ; $\phi=30^\circ$; $H_t=1000$ kN et $M_t=0$

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

Caractéristiques	Reese et al. (1974)	O'Neil et Murchinson (1983)	Wiemann al. (2004)	Sorensen et al. (2010)	Kallehave et al. (2012)	Sorensen (2012)	NAMPULAL
y_t (m)	0.00745029	0.01179736	0.01360315	0.01695800	0.00879051	0.00567640	0.013302
y_p (m)	0.00001991	0.00009019	0.00010909	-0.00014759	0.00009153	0.00006093	0.001108
z_{yN1} (m)	11.100	12.900	13.500	14.507	12.000	10.200	15.674
z_{yN2} (m)	25.200	27.300	27.900	/	27.300	26.100	27.941

Tableau 2. 4 : Résultats de calculs des déplacements latéraux pour $D=2m$; $\varphi=30^\circ$; $H_t=1000$ kN et $M_t=0$

Avec :

y_t : Déplacement en tête du monopieu

y_p : Déplacement en pointe du monopieu

z_{yN1} : Profondeur du 1^{er} point de déplacement nul

z_{yN2} : Profondeur du 2^e point de déplacement nul

Dans la **Figure 2.12**, on remarque que :

Toutes les méthodes excepté celle de Sorensen et al.(2010) présentent deux points de déplacement nul, dont les 1^{ers} sont situés au-dessus du centre du monopieu et les seconds sont très proches de la pointe. Ceci, ne correspond pas au comportement des monopieux qui présentent un seul point de déplacement nuls situé toujours en dessous de son centre, et des déplacements en pointe assez prononcé.

De plus les méthodes de Sorensen (2012), Reese et al.(1974) et de Kallehave et al.(2012) sous-estiment grandement le profil de déplacement avec des valeurs inférieures à celles de NAMPULAL et même d'O'Neil et Murchinson (1983).

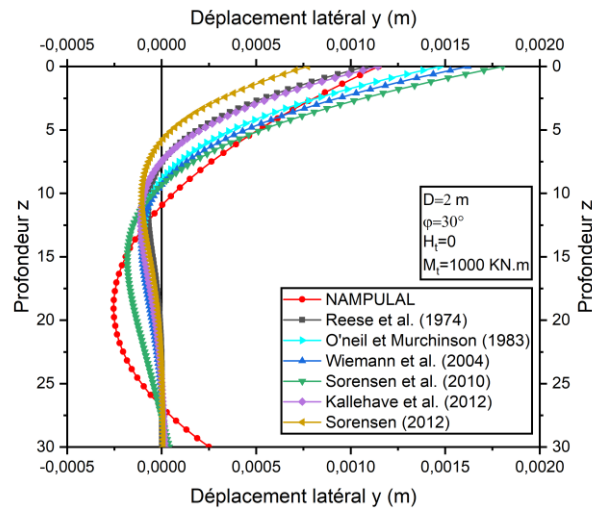


Figure 2. 13: Profil des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Caractéristiques	Reese et al. (1974)	O'Neil et Murchinson (1983)	Wiemann al. (2004)	Sorensen et al. (2010)	Kallehave et al. (2012)	Sorensen (2012)	NAMPULAL
$y_t(\text{m})$	0.00108060	0.00147140	0.00162071	0.00180371	0.00114366	0.00077283	0.001148
$y_p(\text{m})$	0.00000148	0.00001350	0.00001971	0.00003963	0.00001651	0.00000928	0.000250
$z_{yN1}(\text{m})$	7.800	9.000	9.600	9.600	7.500	6.000	11.585
$z_{yN2}(\text{m})$	22.500	25.800	26.400	27.900	25.200	23.400	27.260

Tableau 2. 5: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Dans les profil des déplacements présenté dans la **Figure 2.13**, on constate que :

Toutes les méthodes basé sur les courbes p-y présentent un profil de déplacement de pieu flexible avec deux points de déplacement nuls dont les 1^{ers} sont situés très haut par rapport au centre du monopieu et les seconds près à proximité de la pointe.

De plus les méthodes de Sorensen (2012), Reese et al.(1974) et de Kallehave et al.(2012) sous estiment fortement le profil de déplacement le long du monopieu avec des valeurs plus faible que ceux de la methode d'O'Neill et Murchinson (1983).

2.6.1.2. Sable de densité moyenne $\varphi=36^\circ$:

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

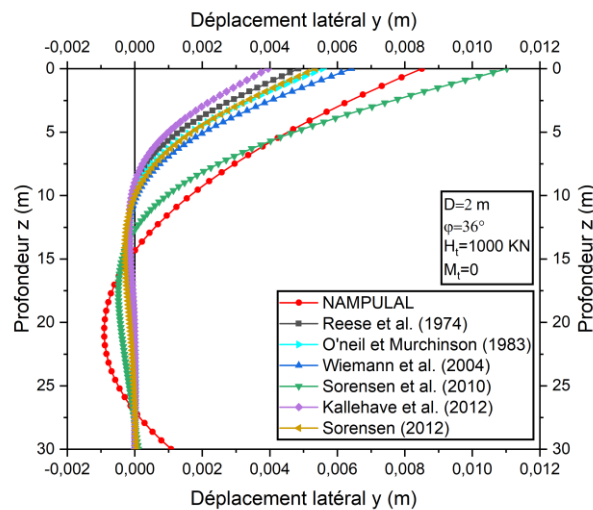


Figure 2. 14: Profil des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $H_t=1000\text{ kN}$ et $M_t=0$

	Reese et al. 1974	O'Neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
$y_t(\text{m})$	0.00485340	0.00556916	0.00641568	0.01102789	0.00395059	0.00535628	0.008508
$y_p(\text{m})$	-0.00000043	0.00000240	0.00000857	0.00010496	0.00000332	0.00005765	0.001076
$z_{yN1}(\text{m})$	9.600	10.200	10.500	12.900	9.000	10.200	14.993
$z_{yN2}(\text{m})$	21.600	22.800	24.000	28.200	22.500	26.100	27.260
$z_{yN3}(\text{m})$	29.700	/	/	/	/	/	/

Tableau 2. 6: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $H_t=1000\text{ kN}$ et $M_t=0$

Dans la **Figure 2.14**, On remarque que :

Les méthodes basées sur les courbes p-y actuelles présentent un profil de déplacement de pieux flexible avec plusieurs points de déplacement nuls, dont les 1^{ers} points sont situés très hauts par rapport au centre du monopieu , et des valeurs de déplacement très faibles en pointe.

De plus le déplacement en pointe est grandement surestimé par la méthode de Sorensen et al.(2010) et fortement sous-estimé par les méthodes restantes.

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

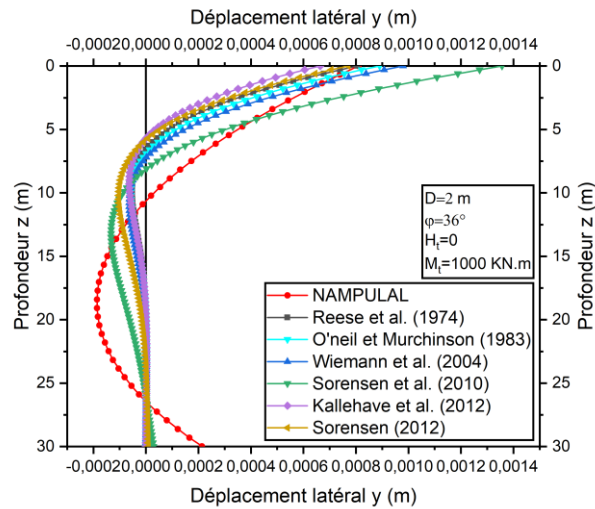


Figure 2. 15 Profil des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000 \text{ kN.m}$

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'Neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
$y_t(\text{m})$	0.00080593	.00089026	0.00098022	0.00135656	0.00066383	0.00077035	0.000810
$y_p(\text{m})$	-0.00000045	-0.00000035	0.00000019	0.00002891	-0.00000038	0.00000925	0.000214
$z_{yN1}(\text{m})$	6.600	7.200	7.500	8.400	5.700	6.000	10.904
$z_{yN2}(\text{m})$	19.500	20.400	21.300	26.100	19.800	23.400	26.578
$z_{yN3}(\text{m})$	28.500	29.400	/	/	29.400	/	/

Tableau 2. 7: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000 \text{ kN.m}$

Avec :

z_{yN3} : Profondeur du 3^e point de déplacement nul

Dans les profils des déplacements latéraux présenté dans **Figure 2.15**, :

Toutes les méthodes basés sur les courbes p-y tendent toujours à décrire le comportement d' un pieu flexible avec plusieurs points de déplacements nuls pouvant aller à 3 dans certains cas, et dont les 1^{ers} sont situés très haut par rapport au centre du monopieu. Ces méthodes présentent également des valeurs de déplacement très faibles à la pointe du monopieu ce qui ne correspond pas au comportement des monopieux de grand diamètre qui prsentent un déplacement plutôt pronocé en pointe du monopieu.

2.6.1.3. Sable dense $\varphi=42^\circ$:

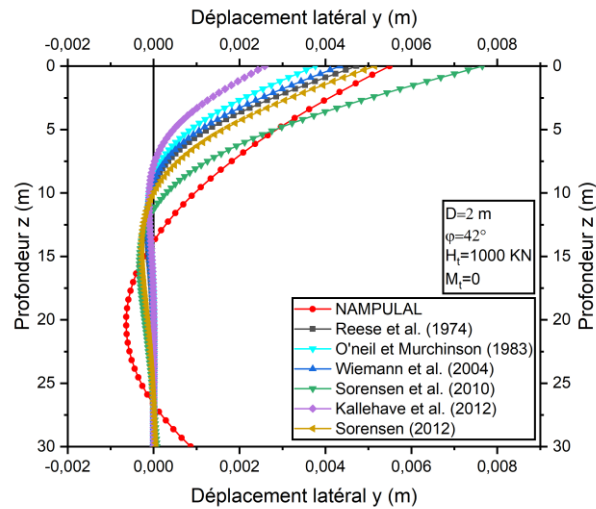


Figure 2. 16: Profil des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $H_t=1000\text{ kN}$ et $M_t=0$

Dans les profils des déplacements présentés dans la **Figure 2.16**, on constate que :
Toutes les méthodes présentent un profil de déplacement de pieu flexible avec plusieurs points de déplacement nuls. Les 1^{ers} points de déplacement nuls sont situés très haut par rapport au centre du monopieu, et les déplacements en pointe sont également très faibles pour un monopieu de grand diamètre.

Caractéristiques	Reese et al.1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
y_t (m)	0.00472097	0.00376485	0.00433872	0.00764962	0.00258654	0.00514882	0.005494
y_p (m)	-0.00000043	-0.00000108	-0.00000103	0.00007338	-0.00000105	0.00005549	0.00086
z_{yN1} (m)	9.600	8.700	9.300	11.400	7.800	10.200	14.311
z_{yN2} (m)	21.600	20.100	21.000	26.700	19.500	26.100	27.260
z_{yN3} (m)	29.700	28.500	29.100	/	28.500	/	/

Tableau 2. 8: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $H_t=1000\text{ kN}$ et $M_t=0$

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

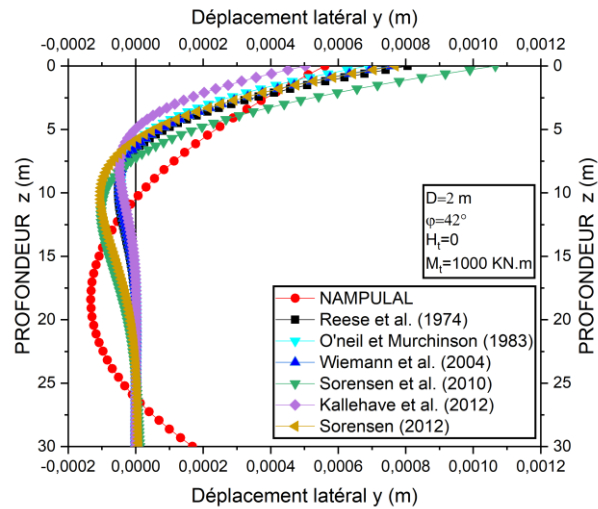


Figure 2. 17: Profil des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'Neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
y_t (m)	0.00080593	0.00068730	0.00075672	0.00106577	0.00050250	0.00076898	0.000561
y_p (m)	-0.00000045	-0.00000026	-0.00000040	0.00001214	-0.00000033	0.00000924	0.000168
z_{yN1} (m)	6.600	6.300	6.600	7.500	5.100	6.000	10.904
z_{yN2} (m)	19.500	18.000	18.900	24.600	17.100	23.400	26.578
z_{yN3} (m)	28.500	27.600	28.200	/	27.600	/	/

Tableau 2. 9: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=2\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Dans la **Figure 2.17** , on remarque que :

Toutes les méthodes donnent un profil de déplacement de pieu flexible composé de plusieurs points de déplacement nuls. Les 1^{ers} points de déplacements nul sont situés très hauts par rapport au centre du monopieu et les valeurs du déplacement en pointe fournies par ces méthodes sont très faibles pour un monopieu de grand diamètre.

2.6.2. Cas d'un monopieu de diamètre $D=4\text{ m}$:

2.6.2.1. Sable lâche $\phi=30^\circ$:

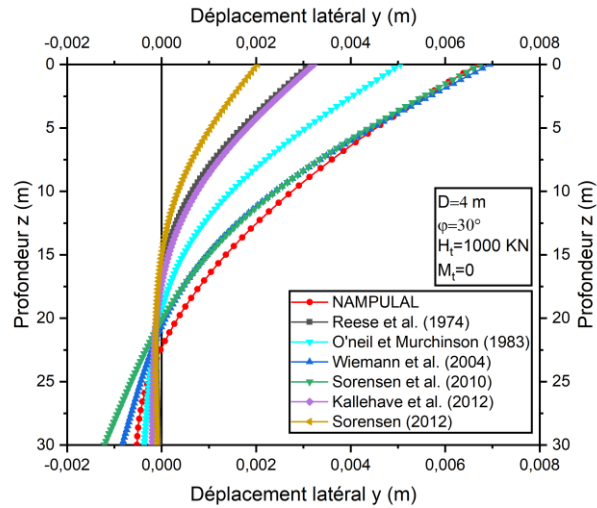


Figure 2. 18: Profil des déplacements latéraux pour $D=4\text{ m}$; $\phi=30^\circ$; $H_t=1000\text{ kN}$ et $M_t=0$

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
y_t (m)	0.00314145	0.00505331	0.00694144	0.00674506	0.00321721	0.00203098	0.006701
y_p (m)	-0.00005522	-0.00037047	-0.00083482	-0.00121144	-0.00019517	-0.00008333	-0.000522
z_{yN1} (m)	16.517	19.208	20.411	20.103	17.109	15.010	22.489

Tableau 2. 10: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4\text{ m}$; $\phi=30^\circ$; $H_t=1000\text{ kN}$ et $M_t=0$

Dans les profils des déplacements présentés dans la **Figure 2.18**, On remarque les points suivants : Les méthodes de Sorensen (2012), Reese et al.(1974), et Kallehave et al.(2012) sous estiment fortement le profil de déplacement le long du monopieu, et présentent des valeurs de déplacements en pointe très faibles. De plus leurs points de déplacement nuls se situent approximativement au centre du monopieu. Ces méthodes présentent donc un modèle de déformation de pieu flexible. La méthode d'Oneil et Murchinson (1983) présente un modèle de déformation compatible à celui d'un monopieux de grand diamètre avec un déplacement en pointe très proche de celui de NAMPULAL, cependant elle sous-estime fortement le déplacement du monopieu dans sa partie supérieure.

Les méthodes de Sorensen et al. (2010) et de Wiemann et al. (2004) montrent un modèle de

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

déformation de pieu rigide et présentent des déplacements identiques dans la partie supérieure du pieu. De plus ils montrent un accord parfait avec les résultats de NAMPULAL de la tête du pieu jusqu'à la profondeur $z=5.34\text{m}$, au-delà de cette profondeur des légers écarts sont observé entre ces deux méthodes et celle des éléments finis. Il est à noter que la méthode de Sorensen et al. (2010) surestime fortement le déplacement en pointe du monopieu.

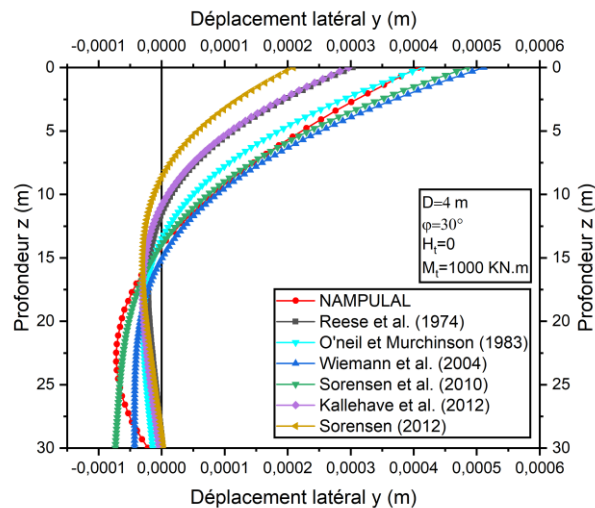


Figure 2. 19: Profil des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
$y_t(\text{m})$	0.00030350	0.00041446	0.00051129	0.00048589	0.00029658	0.00020923	0.000408
$y_p(\text{m})$	0.00000262	-0.00001419	-0.00004288	-0.00007351	-0.00000364	0.00000330	-0.000022
$z_{yN1}(\text{m})$	11.700	13.505	15.006	13.809	10.848	8.700	14.311
$z_{yN2}(\text{m})$	29.100	/	/	/	/	29.100	/

Tableau 2. 11: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Dans la **Figure 2.19**, on remarque que :

Les méthodes de Reese et al.(1974), et Sorensen (2012) sous estiment grandement le profil de déplacement le long du monopieu, de plus elles présentent un comportement flexible avec des profils composés de deux points de déplacement nuls dont les 1^{ers} sont situé très haut par rapport au centre du monopieu, et les seconds presque sur la pointe du monopieu.

Le profil de déplacement donné par la a méthode d'O'Neil et Murchinson (1983) est en parfait accord avec celui de NAMPULAL de la pointe du pieu à la profondeur $z=1.44\text{m}$. En dessous de

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

cette profondeur elle sous-estime légèrement les valeurs du déplacement jusqu'à son point de déplacement nul qui est d'ailleurs assez proche de celui de NAMPULAL. Après le point de déplacement nul le profil donné par la méthode d'O'Neil et Murchinson (1983) sous-estime considérablement les valeurs du déplacement jusqu'à la pointe du pieu où il présente une valeur très proche de celui de NAMPULAL.

Les méthodes de Wiemann et al.(2004) et de Sorensen et al.(2010) décrivent correctement la forme du profil de déplacement donné par NAMPULAL, de plus la méthode de Sorensen et al.(2010) présente un parfait accord avec les résultats de NAMPULAL entre les profondeurs $z=5.5\text{m}$ et $z=17\text{m}$ et passe par le même point de déplacement nul. La méthode Wiemann et al.(2004) présente des valeurs très proche de ceux de NAMPULAL entre les profondeurs $z=6.38\text{m}$ et $z=13.33\text{m}$. Cependant ces méthodes surestiment fortement les déplacements à la tête et en pointe du monopieu.

2.6.2.2. Sable de densité moyenne $\phi=36^\circ$:

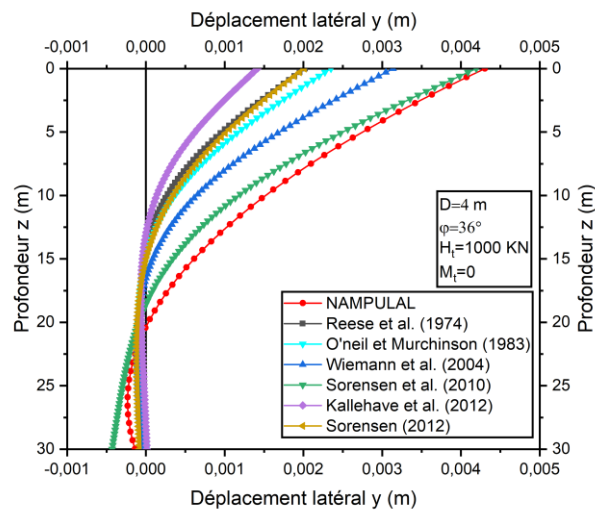


Figure 2. 20: Profil des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\phi=36^\circ$; $H_t=1000\text{ kN}$ et $M_t=0$

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
$y_t(\text{m})$	0.00202192	0.00234887	0.00313690	0.00419463	0.00141584	0.00201404	0.004304
$y_p(\text{m})$	0.00001117	0.00000184	-0.00005462	-0.00042766	0.00001140	-0.00008252	-0.000139
$z_{yN1}(\text{m})$	14.400	15.300	16.515	18.314	13.200	15.009	20.445
$z_{yN2}(\text{m})$	28.800	30.000	/	/	28.500	/	/

Tableau 2. 12: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\phi=36^\circ$; $H_t=1000\text{ kN}$ et $M_t=0$

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

Dans les profils des déplacements présentés dans la **Figure 2.20**, On remarque que : Les méthodes de Kallehave et al.(2012), Reese et al.(1974), Sorensen (2012) et O'Neil et Murchinson imitent bien l'allure du profil de déplacement donné par NAMPULAL dans la partie supérieure du monopieu, cependant elles sous-estiment grandement les déplacements le long du monopieu. Toutes ces méthodes, à l'exception de Sorensen (2012), présentent un 2^e point de déplacement nul situé presque ou à la pointe du pieu. De plus leur 1^{er} point de déplacement nul est situé approximativement au centre du monopieu. Ces méthodes tendent donc à attribuer un comportement flexible au monopieu.

L'allure du profil de déplacement donné par la méthode de Sorensen et al. (2010) est identique à celle du profil de NAMPULAL. Ses résultats sont d'ailleurs proches de ceux de NAMPULAL de la pointe du monopieu jusqu'à la profondeur $z=3.3$ m, où elles ont tendance à s'éloigner considérablement de ceux donnés par NAMPULAL. De plus la méthode de Sorensen et al. (2010) surestime grandement le déplacement en pointe par rapport à NAMPULAL.

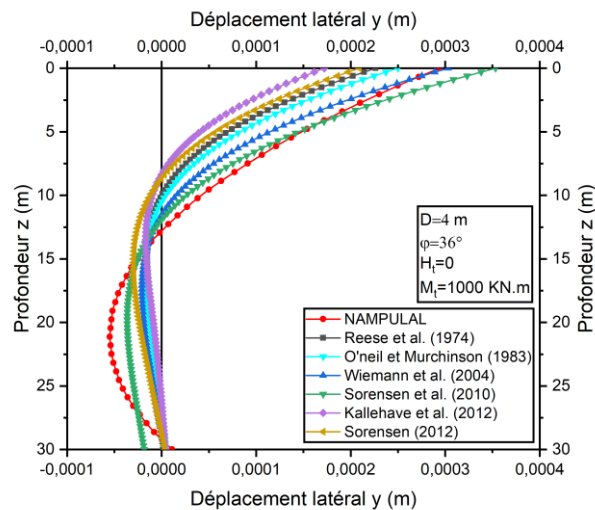


Figure 2. 21: Profils des déplacements latéraux pour $D=4\text{ m}$; $\varphi=36^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
$y_t(\text{m})$	0.00022637	0.00025005	0.00030309	0.00035337	0.00017203	0.00020921	0.000294
$y_p(\text{m})$	0.00000351	0.00000396	0.00000265	-0.00001847	0.00000393	0.00000330	0.000011
$z_{yN1}(\text{m})$	10.200	10.800	11.700	11.734	8.400	8.700	12.948
$z_{yN2}(\text{m})$	27.000	27.600	29.100	/	26.400	29.100	29.304

Tableau 2. 13: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4\text{ m}$; $\varphi=36^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Dans les profils des déplacements latéraux présenté dans **Figure 2.21** on constate que :

Les méthodes de Kallehave et al. (2012), Sorensen (2012), O'Neil et Murchinson (1983), et de Reese et al.(1974) sous-estiment les présentent un profil de déplacement de pieu flexible avec 2 points de déplacement nul dont les 1^{er} sont situés au-dessus du centre du monopieu et les 2^e presque à la pointe du monopieu. La méthode de Wiemann et al. (2004) présente les mêmes caractéristiques que les méthodes précédente, cependant elle donne un déplacement en pointe identique à celui de NAMPULAL, et demeure en bon accord avec ses résultats jusqu' à la profondeur $z= 1.37m$.

La méthode de Sorensen et al. (2010) surestime considérablement les déplacements en tête et en pointe du monopieu, toutefois elle donne un bon accord avec les résultats de NAMPULAL entre les profondeurs $z= 2.80 m$ et $z=16 m$, de plus son profil de déplacement a la même allure que celui de NAMPULAL.

2.6.2.3. Sable dense $\phi=42^\circ$:

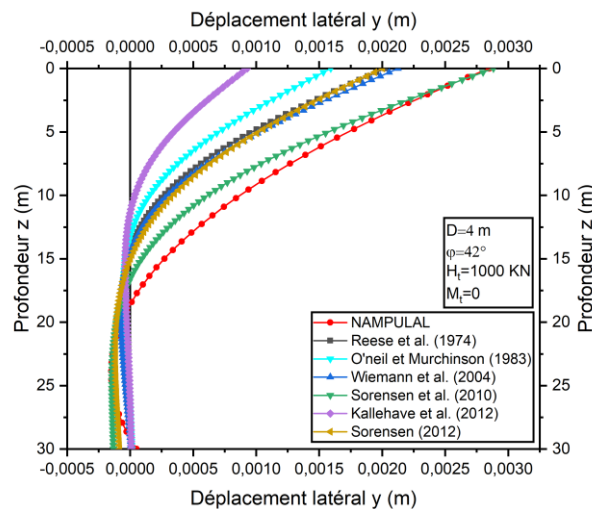


Figure 2. 22: Profil des déplacements latéraux pour $D=4m$; $\phi=42^\circ$; $H_t=1000 \text{ kN}$ et $M_t=0$

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
$y_t(m)$	0.00202192	0.00159200	0.00212599	0.00288359	0.00092800	0.00200383	0.002849
$y_p(m)$	0.00001117	0.00001286	0.00000904	-0.00013276	0.00000908	-0.00008203	0.000051
$z_{yN1}(m)$	14.400	13.500	14.700	16.511	11.400	15.008	19.082
$z_{yN2}(m)$	28.800	27.900	29.100	/	27.000	/	29.304

Tableau 2. 14: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4m$; $\phi=42^\circ$; $H_t=1000 \text{ kN}$ et $M_t=0$

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

Dans la **Figure 2.22**, On remarque que :

Les méthodes de Kallehave et al. (2012), O'Neil et Murchinson (1983), Reese et al. (1974) et de Wiemann et al.(2004) sous-estiment largement le profil de déplacement le long du monopieu, avec des valeurs de déplacement en pointe très faible par rapport à celui de NAMPULAL. De plus ces méthodes présentent toutes deux points de déplacement nul, ce qui ne correspond pas au profil de déplacement d'un monopieu.

La méthode de Sorensen (2012) reproduit correctement la forme du profil de déplacement présenté par NAMPULAL, cependant elle sous-estime fortement les valeurs du déplacement dans la partie supérieure du monopieu et les surestime à la pointe.

La méthode de Sorensen et al.(2010) reproduit elle aussi de façon correcte l'allure du profil de déplacement donné par NAMPULAL. Elle présente d'ailleurs un accord parfait avec les résultats de NAMPULAL de la tête du monopieu à la profondeur $z=2.84\text{m}$ et entre les profondeurs $z=20.4\text{m}$ et $z=26.9\text{m}$. Cependant elle présente un léger écart avec NAMPULAL de la profondeur $z=2.84\text{m}$ et $z=20.4\text{m}$ et surestime considérablement le déplacement en pointe.

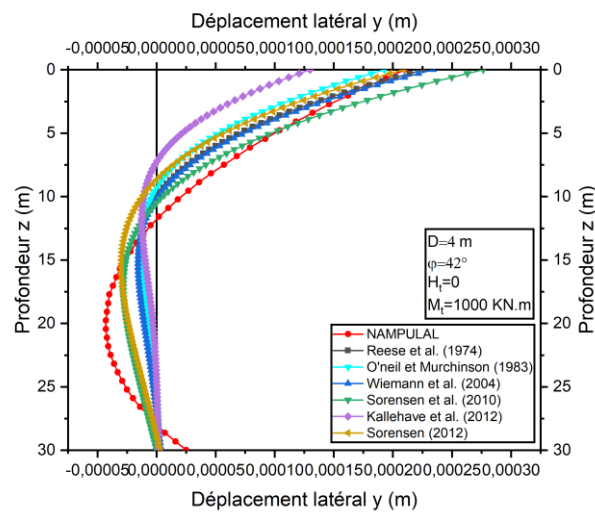


Figure 2. 23: Profil des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
$y_t(\text{m})$	0.00022637	0.00019287	0.00023401	0.00027648	0.00012981	0.00020920	0.000210
$y_p(\text{m})$	0.00000351	0.00000228	0.00000371	-0.00000012	0.00000154	0.00000330	0.000025
$z_{yN1}(\text{m})$	10.200	9.300	10.200	10.488	7.500	8.700	12.267
$z_{yN2}(\text{m})$	27.000	26.100	27.300	/	24.900	29.100	27.941

Tableau 2. 15: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=4\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Dans le profil des déplacements latéraux présenté dans la **Figure 2.23**, on remarque que: Les méthodes de Kallehave et al.(2012), O'Neil et Murchinson (1983), Sorensen (2012), Wiemann et al.(2004), et de Reese et al.(1974) tendent à imiter le comportement d'un pieu flexible avec des profils de déplacement qui présentent deux points de déplacement nuls, dont les 1^{er} sont situés très haut au-dessus du centre du monopieu, et les 2^e presque sur la pointe. Les méthodes de Sorensen et al.(2010) présente un seul point de déplacement nul, cependant ce point est situé très haut au-dessus du centre du monopieu, et elle donne un déplacement en pointe presque nul.

2.6.3. Cas d'un monopieu de diamètre D=6m :

2.6.3.1. Sable lâche $\phi=30^\circ$:

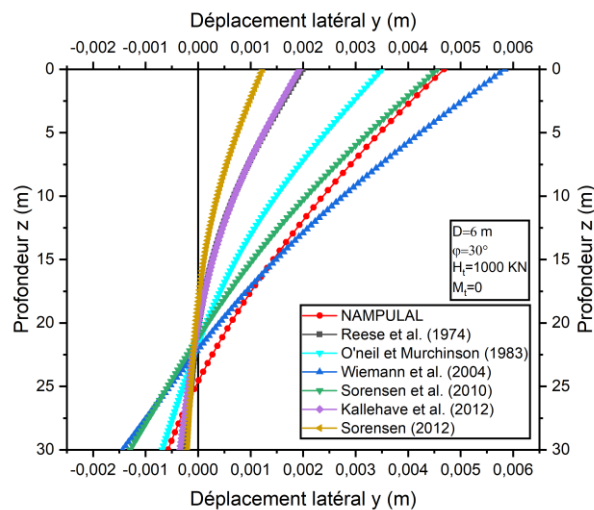


Figure 2. 24: Profil des déplacements latéraux pour D=6m ; $\phi=30^\circ$; $H_t=1000$ kN et $M_t=0$

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'Neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
y_t (m)	0.00199657	0.00350481	0.00584026	0.00455704	0.00193650	0.00122967	0.004687
y_p (m)	-0.00023515	-0.00068255	-0.00143427	-0.00129510	-0.00034230	-0.00020265	-0.000572
z_{yN1} (m)	20.408	21.604	21.907	21.006	20.101	18.310	25.215

Tableau 2. 16: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour D=6m ; $\phi=30^\circ$; $H_t=1000$ kN et $M_t=0$

Dans la **Figure 2.24**, on constate que :

Les méthodes de Reese et al. (1974), Kallehave et al.(2012) et celle de Sorensen (2012) sous estiment fortement le profil de déplacement sur toute la longueur du monopieu et présentent un modèle de déformation de pieu flexible.

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

La méthode d'Oneil et Murchinson sous-estime elle aussi les valeurs du déplacement dans sa partie supérieure, cependant elle présente un modèle de déformation rigide et donne une valeur de déplacement en pointe très proche de celle de NAMPULAL.

La méthode de Sorensen et al.(2010) reproduit très bien la forme globale du profil donné par NAMPULAL, elle est d'ailleurs en bon accord avec celle-ci jusqu'à une profondeur $z=5.8\text{m}$ au-delà de laquelle, elle a tendance à sous-estimer les déplacements jusqu'à la profondeur de déplacement nul. En-dessous de cette profondeur, elle surestime fortement les valeurs de déplacement avec un déplacement en pointe extrêmement grand par rapport à celui de NAMPULAL.

La forme globale du profil de déplacement présenté par la méthode de Wiemann et al. (2004) est également compatible avec celle de NAMPULAL, de plus elle montre un bon accord avec les déplacements de NAMPULAL entre les profondeur $z=14.6\text{m}$ et $z=17.4\text{m}$. Cependant elle surestime fortement les valeurs du déplacement à la tête et à la pointe du monopieu

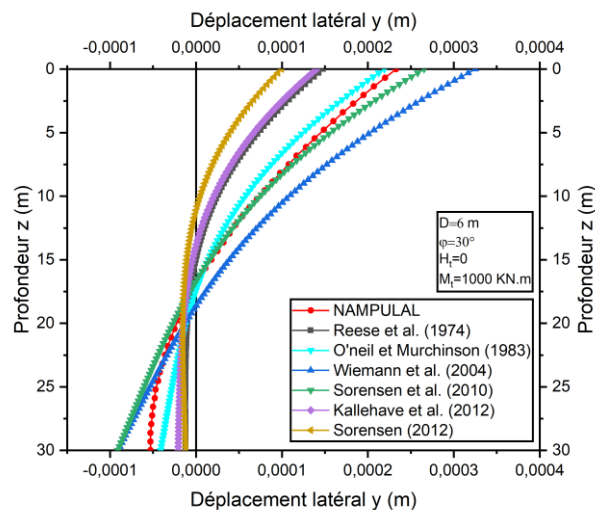


Figure 2. 25: Profil des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
$y_t(\text{m})$	0.00014795	0.00021920	0.00032500	0.00026546	0.00014041	0.00009972	0.000233
$y_p(\text{m})$	-0.00001198	-0.00004103	-0.00009076	-0.00009102	-0.00002065	-0.00001170	-0.000053
$z_{yN1}(\text{m})$	14.723	17.401	18.602	16.505	13.805	11.102	17.719

Tableau 2. 17: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=30^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Dans les profils de déplacements présentés dans la **Figure 2.25** on constate que :

Les méthodes de Reese et al.(1974), Kallehave et al.(2012) et de Sorensen (2012) présentent un profil de déplacement de pieu flexible et sous-estiment grandement les valeurs de déplacement le long du monopieu.

La méthode d'O'Neil et Murchinson (1983) présente un profil de déplacement dont la forme est compatible avec celui de NAMPULAL, elle sous-estime légèrement les valeurs du déplacement, cependant ses résultats demeurent très proches de ceux de NAMPULAL dans sa partie supérieure et assez proche dans sa partie inférieure.

La méthode de Sorensen et al.(2010) reproduit bien la forme du profil de déplacement présenté par NAMPULAL. Elle montre un léger écart avec les résultats de NAMPULAL sur une profondeur comprise entre la pointe du pieu et la profondeur $z=7.00\text{m}$. Au-delà de cette profondeur jusqu'à $z= 21\text{m}$, la méthode de Sorensen et al.(2010) montre un accord parfait avec celle de NAMPULAL. En dessous de cette profondeur $z= 21\text{m}$ elle surestime les valeurs du déplacement avec un déplacement en pointe très grand par rapport à celui de NAMPULAL.

La forme du profil de déplacement présenté par la méthode de Wiemann et al.(2004) est également similaire à celle de NAMPULAL, cependant elle surestime fortement les valeurs du déplacement dans sa partie supérieure et à la pointe du pieu.

Il est à noter que les points de déplacements nuls obtenus par les méthodes de Sorensen et al.(2010), Wiemann et al. (2004) et O'Neil et Murchinson (1983) sont très proches de celui donné par NAMPULAL (voir **Tableau 2.17**)

2.6.3.2. Sable de densité moyenne $\varphi=36^\circ$:

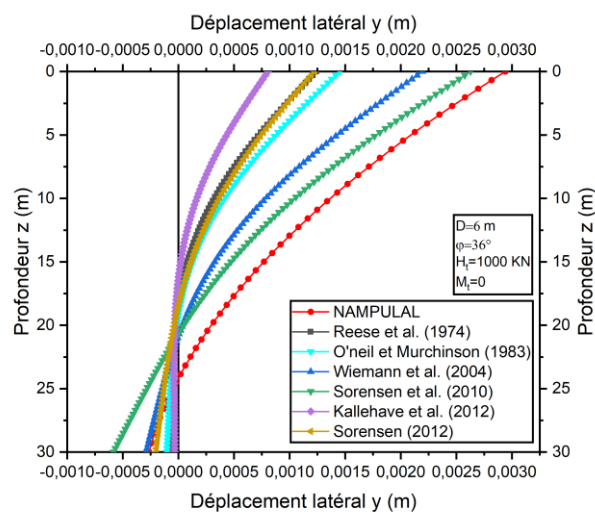


Figure 2. 26: Profil des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $H_t=1000\text{ kN}$ et $M_t=0$

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
y_t (m)	0.00124267	0.00145204	0.00219551	0.00262934	0.00080603	0.00122692	0.002941
y_p (m)	-0.00006199	-0.00010281	-0.00028948	-0.00058323	-0.00003244	-0.00020218	-0.000262
z_{yN1} (m)	18.307	19.203	20.707	20.410	16.217	18.310	24.534

Tableau 2. 18: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $H_t=1000\text{ kN}$ et $M_t=0$

Dans la **Figure 2.26**, On remarque que :

Les méthodes de Kallehave et al.(2012), Reese et al.(1974), Sorensen et al. (2012) et O'Neil et Murchinson (1983) sous-estiment fortement le profil de déplacement le long du monopieu avec un déplacement en pointe très faibles, excepté celle de Sorensen (2012) qui donne un déplacement en pointe très proche de celui de NAMPULAL.

La méthode de Wiemann et al.(2004) présente un profil de déplacement compatible avec celui de NAMPULAL, cependant elle sous-estime également les valeurs de déplacement le long du monopieu jusqu'à la pointe, où le déplacement est très proche de celui de NAMPULAL.

La méthode de Sorensen et al.(2010) présente un profil de déplacement dont la forme est identique à celui de NAMPULAL, cependant elle sous-estime grandement les valeurs de déplacement dans sa partie supérieure, les surestime dans sa partie inférieure avec un déplacement en pointe très grand par rapport à celui donné par NAMPULAL.

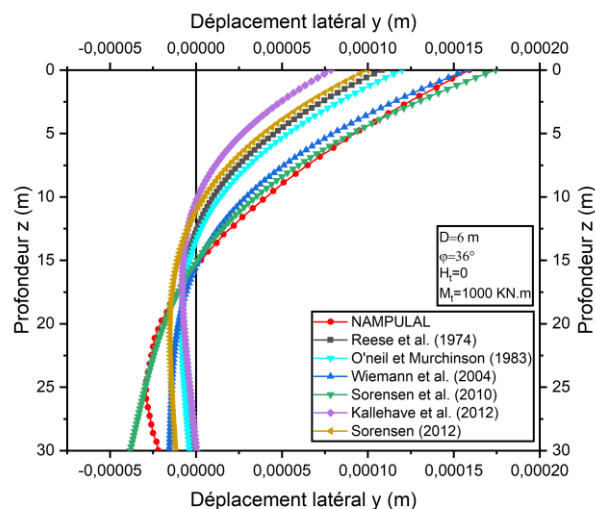


Figure 2. 27: Profil des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=36^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
y_t (m)	0.00010828	0.00011988	0.00015770	0.00017436	0.00007850	0.00009972	0.000159
y_p (m)	-0.00000149	-0.00000382	-0.00001543	-0.00003824	0.00000030	-0.00001170	-0.000022
z_{yN1} (m)	12.664	13.247	15.310	15.005	10.500	11.102	15.674
z_{yN2} (m)	/	/	/	/	29.700	/	/

Tableau 2. 19: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=6\text{ m}$; $\varphi=36^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Dans les profils des déplacements latéraux présenté dans **Figure 2.27**, on constate que :
 Les méthodes de Kallehave et al.(2012), Sorensen (2012), Reese et al.(1974), O'Neil et Murchinson (1983) et de Wiemann et al.(2004) sous-estiment fortement le profil de déplacement le long du monopieu, avec des déplacements en pointe très faibles, et des points de déplacement nuls situés pour la plupart au-dessus du centre du monopieu.

La méthode de Sorensen et al. (2010) décrit correctement l'allure du profil de déplacement donné par NAMPULAL. De plus elle présente un déplacement en tête très de proche de NAMPULAL, cependant elle sous-estime les valeurs de déplacement dans la partie supérieure et les surestiment dans la partie inférieure avec un déplacement en pointe très grand par rapport à celui de NAMPULAL.

2.6.3.3. Sable dense $\varphi=42^\circ$:

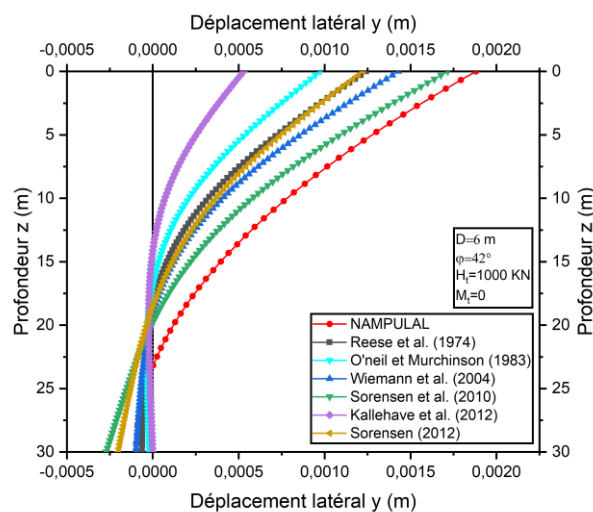


Figure 2. 28: Profil des déplacements latéraux pour $D=6\text{ m}$; $\varphi=42^\circ$; $H_t=1000\text{ kN}$ et $M_t=0$

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
$y_t(m)$	0.00124267	0.00097393	0.00142953	0.00171617	0.00052778	0.00122540	0.001881
$y_p(m)$	-0.00006199	-0.00002216	-0.00009809	-0.00027030	-0.00000094	-0.00020193	-0.000095
$z_{yN1}(m)$	18.307	16.820	18.916	19.801	14.150	18.310	23.852

Tableau 2. 20: Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=6m$; $\phi=42^\circ$;
 $H_t=1000$ kN et $M_t=0$

Dans la **Figure 2.28**, On remarque que :

Les méthodes de Kallehave et al.(2012), O'Neil et Murchinson (1983) et celle de Reese et al.(1974) sous estiment grandement le profil de déplacement sur toute la longueur du monopieu avec des déplacements en pointe très faibles par rapport à celui de NAMPULAL à l'exception de la méthode de Reese et al.(1974) qui donne un déplacement en pointe assez proche de celui de NAMPULAL.

La méthode de Sorensen et al. (2010) présente un profil de déplacement dont la forme est identique à celui de NAMPULAL. Ses résultats sont les plus proche de ceux de NAMPULAL dans la partie supérieure du profil. Cependant elle sous-estime les valeurs de déplacement dans cette partie et les surestime fortement dans la partie inférieure avec un déplacement en pointe largement grande par rapport à celui de NAMPULAL.

La forme du profil de déplacement donné par la méthode de Wiemann et al.(2004) est également identique à celle de NAMPULAL, cependant elle sous-estime largement les valeurs du déplacement dans la partie supérieure du profil. En dessous du point de déplacement nul, elle tend à s'approcher des résultats de NAMPULAL pour enfin donner avec ceux-ci un parfait accord à partir de la profondeur $z=25m$ jusqu'à la pointe du monopieu.

La méthode de Sorensen (2012) présente elle aussi un profil de déplacement qui a la meme allure que celui de NAMPULAL, toutefois elle sous-estime fortement les valeurs du déplacement dans la partie supérieure du profil, et les surestime dans sa partie inférieure avec un déplacement en point assez éloigné de celui de NAMPULAL.

Chapitre 2 : Performance des courbes p-y existant dans l'analyse des monopieux de grand diamètres

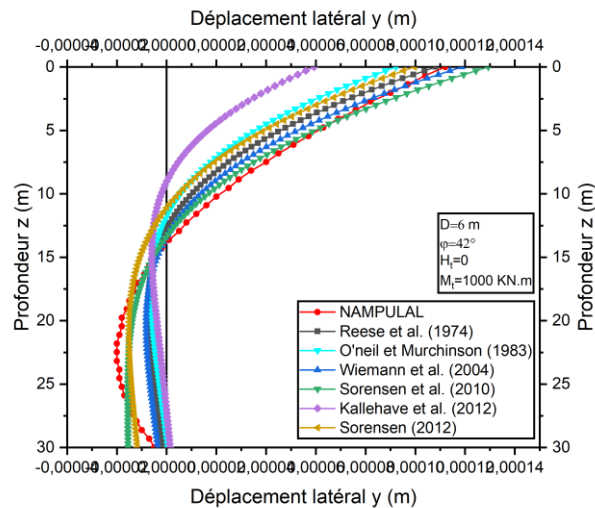


Figure 2. 29: Profil des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Caractéristiques	Reese et al. 1974	O'neil et Murchinson 1983	Wiemann al. 2004	Sorensen et al. 2010	Kallehave et al. 2012	Sorensen 2012	NAMPULAL
$y_t(\text{m})$	0.00010828	0.00009225	0.00011867	0.00012934	0.00005932	0.00009972	0.000112
$y_p(\text{m})$	-0.00000149	0.00000052	-0.00000355	-0.00001550	0.00000142	-0.00001170	-0.000005
$z_{yN1}(\text{m})$	12.664	12.000	13.237	13.211	9.300	11.102	14.311
$z_{yN2}(\text{m})$	/	29.400	/	/	27.300	/	/

Tableau 2. 21:Résultats de calcul des déplacements latéraux pour $D=6\text{m}$; $\varphi=42^\circ$; $H_t=0$ et $M_t=1000\text{ kN.m}$

Dans les profil des déplacements latéraux présenté dans la **Figure 2.29**, on remarque que :

Les méthodes de Kallehave et al.(2012) et d'O'Neil et Murchinson (1983) sous estiment grandement le profil de déplacement sur toute la longueur du monopieu. De plus la forme des profils de déplacement présentés par ces méthodes est similaire à celle d'un pieu flexible avec 2 points de déplacement nul chacun, dont les 1^{ers} sont situés au-dessus du centre du monopieu et les seconds presque sur la pointe.

La méthode de Sorensen et al.(2010) présente un profil de déplacement similaire à celui de NAMPULAL et ses résultats sont très proche de ceux donné par NAMPULAL, cependant elle surestime les valeurs du déplacement en tête et en pointe du monopieu.

La méthode de Wiemann et al.(2004) décrit bien aussi le profil de déplacement donné par NAMPULAL, de plus elle donne des valeurs assez proche des résultats de NAMPULAL de la tête du monopieu jusqu'au centre, en dessous duquel elle présente un certains écart avec les résultats de NAMPULAL pour finalement donner un déplacement en pointe très proche.

La méthode de Sorensen (2012) décrit bien aussi l'allure du profil de déplacement présenter par NAMPULAL, cependant elle sous-estime considérablement les déplacements dans la partie

supérieure du monopieu et présente un déplacement en pointe très grand par rapport à celui de NAMPULAL.

2.7. Conclusion :

Après confrontation des méthodes basées sur les courbes p-y actuelles à la méthode rigoureuse des éléments finies, il en ressort que ces méthodes ne sont pas adaptés pour décrire le comportement des monopieux de grand diamètre, à l'exception de celle de Sorensen et al.(2010) qui décrit assez bien la forme des profils de déplacement et de rotation du monopieu, et donne des valeurs assez précise à la tête du monopieu. Cependant elle surestime largement le déplacement en pointe L'établissement d'une nouvelle courbe p-y adéquate est donc nécessaire pour une conception appropriée des monopieux de grand diamètre.

CHAPITRE 3
MECANISMES DE RUPTURES DANS LES
MONOPIEUX FICHES DANS LES SOLS SABLEUX
ET SOUMIS A DES CHARGEMENTS LATERAUX

3. MECANISMES DE RUPTURES DANS LES MONOPIEUX FICHES DANS LES SOLS SABLEUX ET SOUMIS A DES CHARGEMENTS LATERAUX

3.1. Introduction :

Ce chapitre, porte dans un premier temps sur la description des différents mécanismes de rupture observés dans les mono-pieux chargé latéralement ainsi que la présentation des différentes formulations proposées pour déterminer la résistance ultime. Dans un second temps, une étude comparative de ces formulations sera menée, afin de voir si elles donnent des valeurs raisonnables avec la profondeur.

3.2. Méthodes de prédiction de la résistance latérale ultime :

Au fil des années plusieurs auteurs ont étudiés le problème de la résistance ultime du sol P_u . Cependant aucune solution de forme rigoureuse n'a été trouvée Jusqu'à présent, en raison de la complexité du sol autour du pieu chargé latéralement qui nécessite une analyse élastoplastique 3D. Alternativement, plusieurs méthodes empiriques ont été publiées pour prédire la résistance latérale ultime des pieux dans les sols non-cohérent :

- **Brinch-Hansen (1961)** a suggéré une expression pour prédire la résistance ultime des pieux dans les sols cohérents et non cohérents. Pour un sol sans cohésion ($c=0$), Brinch-Hansen a proposé la formule suivante :

$$p_u = K_q \gamma z D_p \quad (3.1)$$

Où :

p_u : résistance latérale ultime (kN/m)

K_q : coefficient de pression des terres (qui est fonction de ϕ , γ , z et D_p)

ϕ : angle de frottement interne du sol ($^\circ$)

γ : poids volumique effectif du sol (kN/m^3)

z : profondeur par rapport à la surface du sol (m)

D_p : diamètre du pieu (m)

- **Broms (1964)** propose l'expression suivante :

$$p_u = 3 K_p \gamma z D_p \quad (3.2)$$

avec $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$

Chapitre3: Mécanismes de ruptures dans les monopieux fichés dans les sols sableux et soumis à des chargements latéraux

K_p : Coefficient de pression passive des terres

À partir de l'équation (3.2), Broms (1964) a préparé des graphiques en paramètres sans dimension donnant la variation de la capacité latérale des pieux en fonction du moment plastique et de la géométrie du pieu.

- **Reese et al. (1974)** ont été parmi les premiers chercheurs à avoir identifié deux modes de rupture qui peuvent être mobilisés par le pieu lorsqu'il est soumis à un chargement horizontale ou à un moment de renversement. De la surface du sol jusqu'à une faible profondeur en dessous, le sol devant le pieu se rompt sous forme d'un coin passif semblable au mécanisme de rupture observé dans un problème de mur de soutènement (**Figure 3.1**).

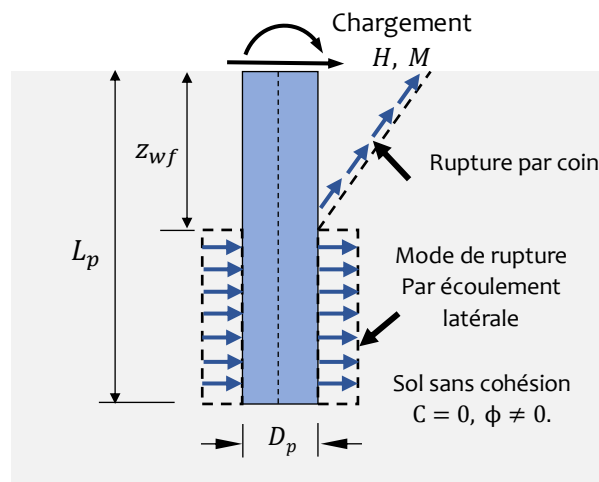


Figure 3. 1: Mécanisme de rupture autour d'un mono-pieux chargé latéralement

À de grandes profondeurs, lorsque le pieu dans son mouvement latéral perd la capacité de mobiliser un coin, le sol autour du pieu se rompt par écoulement latéral. Le sol se comprime latéralement et s'écoule autour du pieu lorsqu'il atteint une certaine valeur de la résistance ultime, bien inférieure à celle mobilisée selon le premier mode. Pour la rupture du sol en un coin passif à des faibles profondeurs, Reese et al. (1974) proposaient l'expression suivante :

$$p_{us} = \left[D_p (K_p - K_a) + z (K_p - K_0) \sqrt{K_p} \tan \alpha + z K_0 \sqrt{K_p} \left(\frac{1}{\cos \alpha} + 1 \right) \tan \phi \sin \beta \right] \gamma z \quad (3.3.a)$$

Où :

K_a : Coefficient de pression active des terres

K_p : Coefficients de pression passive des terres

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos

Chapitre3: Mécanismes de ruptures dans les monopieux fichés dans les sols sableux et soumis à des chargements latéraux

$$\beta = 45 + \phi/2 \text{ (}^\circ\text{)}$$

α : Angle définissant la forme du coin (°)

Pour le second modèle de rupture qui se produit à une profondeur de plusieurs fois le diamètre du pieu par rapport à la surface du sol (atteignant plus de 20 fois le diamètre pour le cas des sables denses), ces auteurs ont suggéré la formule:

$$p_{ud} = (K_p^3 + K_0 K_p^2 \tan \phi - K_a) \gamma z D_p \quad (3.3.b)$$

La résistance ultime p_u à prendre en compte est la plus petite valeur des deux expressions proposées par Reese et al. (1974) dans les équations (3.3). En regroupant les termes pour obtenir des facteurs qui varient en fonction de ϕ , les expressions (3.3.a et 3.3.b) ont été simplifiées par Bogard et Matlock (1980) comme suit :

$$P_{us} = (C_1 z + C_2 D_p) \gamma z \quad (3.4.a)$$

$$P_{ud} = C_3 D_p \gamma z \quad (3.4.b)$$

L'expression (3.4.a) correspond au mécanisme de rupture du coin, tandis que le second (3.4.b) correspond au mode d'écoulement. Les coefficients C_1 , C_2 et C_3 ont été donnés par Bogard et Matlock (1980) dans des graphiques et tableaux en fonction de l'angle de frottement interne. En adaptant les valeurs tabulées, Augusten et al. (2009) ont proposé les expressions approximatives suivantes :

$$C_1 = 0.115 10^{0.0405 \phi}, C_2 = 0.571 10^{0.022 \phi} \text{ et } C_3 = 0.646 10^{0.0555 \phi} \quad (3.5)$$

- **Barton (1982)**, dans ses expériences en centrifugeuse sur des modèles de pieu chargées latéralement dans le sable, a révélé que les données obtenues pouvaient être suffisamment approximé par une expression contenant le carré du coefficient de pression passive des terres et a proposé la formule :

$$p_u = K_p^2 D_p \gamma z \quad (3.6)$$

- **Zhang et al. (2005)**, à l'aide du concept développé par Briaud et Smith (1983), ont proposé une expression de la résistance ultime constituée de deux composantes qui sont la réaction normale frontale et la réaction de frottement latéral. La formule suggérée est la suivante :

$$p_u = (\eta K_p^2 + \xi K \tan \delta) \gamma z D_p \quad (3.7)$$

Où η et ξ sont des facteurs de forme de la section transversale du pieu qui tiennent respectivement compte de la distribution non uniforme de la pression du sol en avant du pieu et du cisaillement

Chapitre3: Mécanismes de ruptures dans les monopieux fichés dans les sols sableux et soumis à des chargements latéraux

latéral. Les facteurs apparaissant dans l'équation (3.7) sont donnés en fonction de la forme de la section transversale du pieu dans le **Tableau 3.1**.

Forme de la section transversale du pieu	η	ξ
Circulaire	0.8	1.0
carrée	1.0	2.0

Tableau 3. 1 : Valeurs de η et ξ selon la forme de la section transversal du monopieu

K est un coefficient de pression latéral des terres qui dépend du mode d'installation et de la construction du pieu (Kulhawy, 1991) et il s'agit dans la plupart des cas d'une fraction du coefficient latéral de pression des terres au repos. δ est l'angle de frottement de l'interface entre le pieu et le sol. Il dépend du type de matériau du pieu et de la rugosité de l'interface sol/pieu. Il s'agit également d'une fraction de l'angle de frottement interne du sol ϕ . Différentes valeurs de δ ont été rapportées dans la littérature (Kulhawy 1991).

3.3. Confrontations des méthodes de prédiction de la résistance latérale ultime :

On considère un monopieu de longueur $L_p = 30$ m. Trois diamètres à savoir $D_p = 2$ m, $D_p = 4$ m et $D_p = 6$ m sont sélectionnés avec deux angles de frottement internes du sol $\phi = 30^\circ$ et $\phi = 42^\circ$. La variation de la résistance ultime adimensionnelle $P_u/\gamma L_p^2$ fournie par les différentes formulations citées ci-dessus en termes de z est présentée dans les **Figures 3.2**. Pour P_u donné par (3.7), K a été pris comme K_0 et δ comme 0.8ϕ .

Chapitre3: Mécanismes de ruptures dans les monopieux fichés dans les sols sableux et soumis à des chargements latéraux

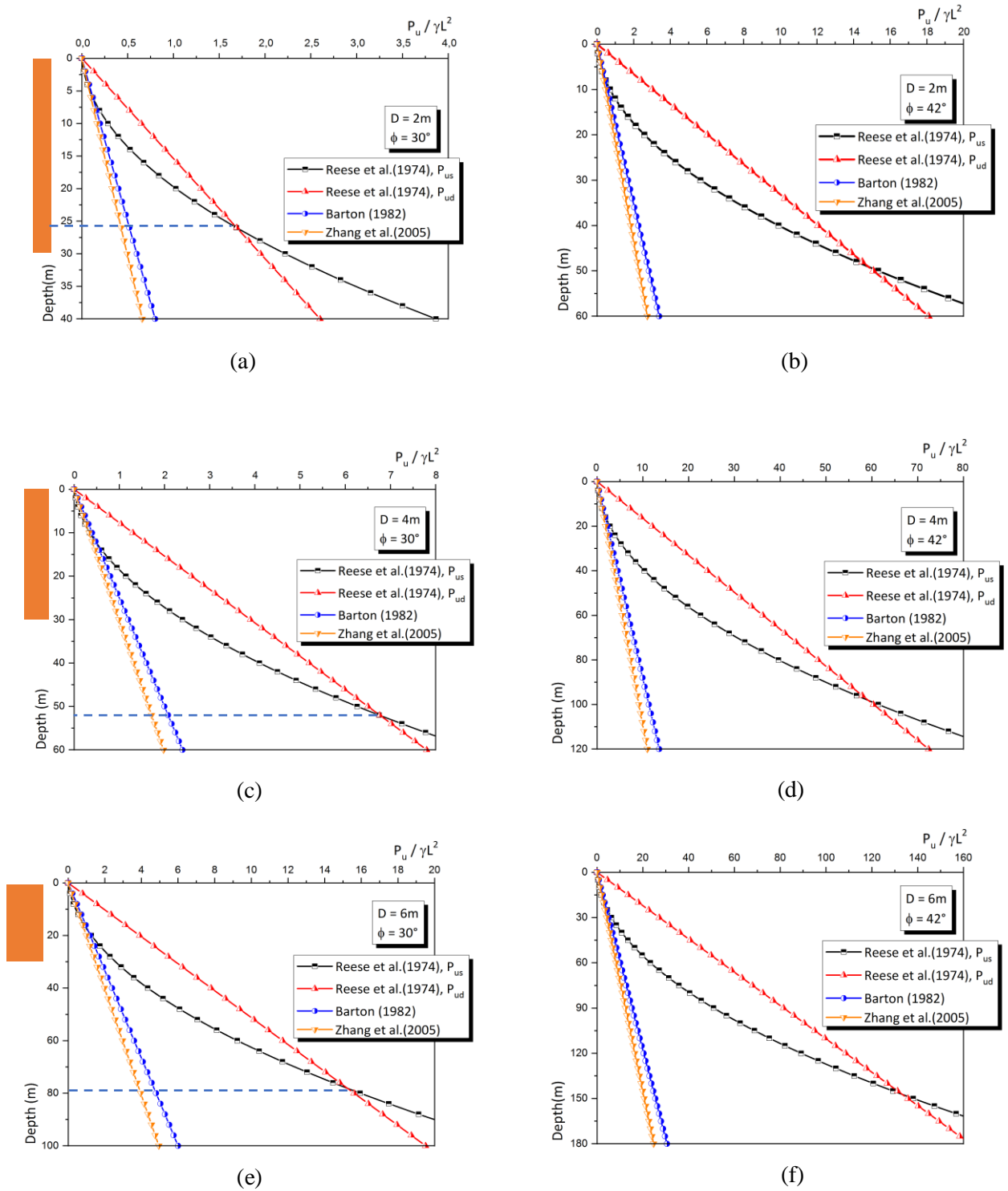


Figure 3. 2 : Variation de la résistance ultime adimensionnelle avec la profondeur : (a) $D_p = 2$ m, $\phi = 30^\circ$, (b) $D_p = 2$ m, $\phi = 42^\circ$, (c) $D_p = 4$ m, $\phi = 30^\circ$, (d) $D_p = 4$ m, $\phi = 42^\circ$, (e) $D_p = 6$ m, $\phi = 30^\circ$, (f) $D_p = 6$ m, $\phi = 42^\circ$

Chapitre3: Mécanismes de ruptures dans les monopieux fichés dans les sols sableux et soumis à des chargements latéraux

D'après l'inspection minutieuse des **Figures 3.2**, trois points importants méritent d'être notés. Premièrement, la deuxième expression de Reese et al. (1974) a montré des valeurs significativement élevées, même près de la surface du sol, par rapport aux autres valeurs fournies. Deuxièmement, la première expression de Reese et al. pour la résistance ultime mobilisée dans un coin passif semble être en accord avec ceux fournis par Barton (1982) et Zhang et al. (2005) pour une profondeur d'environ trois (3) diamètres du pieu. Troisièmement, de légères différences sont observées entre la résistance ultime proposée par Barton (1982) et celle suggérée par Zhang et al. (2015). La variation de $p_u/\gamma L_p^2$ avec la profondeur montre que les valeurs fournies par les deux méthodes sont très proches près de la surface du sol et s'écartent progressivement lorsque la profondeur augmente. Incluse dans les figures de gauche, la position du pieu de 30 m de long par rapport à la profondeur du point où les deux expressions de Reese et al. (1974) se croisent est indiquée par des lignes en pointillées.

Désignons par z_{wf} la profondeur à laquelle les valeurs de résistance ultime évaluées par la première expression de Reese et al. (1974) (équation (3.4.a)) sont devenues plus grandes que les valeurs des autres expressions (équations (3.4.b), (3.6) et (3.7)). z_{wf} dans l'approche développée par Reese et al. est la profondeur à laquelle le mécanisme de rupture à l'avant du pieu change d'un coin passif à un écoulement latéral. Pour mieux comprendre le lecteur est référé à Amar Bouzid (2018), où une expression analytique pour z_{wf} en fonction de ϕ a été dérivée sur la base des constantes présentes dans la formulation originale de Reese et al. (1974). Toutefois, la détermination de z_{wf} en utilisant les constantes des équations (3.5) peut conduire à un résultat légèrement différent. Dans les autres méthodes, z_{wf} définit la profondeur d'intersection des P_{us} avec P_u proposée par Barton (1982) et Zhang et al. (2005). Les valeurs de z_{wf} sont indiquées au **Tableau 3.2**.

Diamètre du pieu D_p (m)		2		4		6	
Angle de frottement du sable ϕ (°)		30	42	30	42	30	42
	z_{wf} (m)	26.06	49.12	52.11	98.25	78.17	147.37
	$(z_{wf}/D_p)_{RR}$	13.03	24.56	13.03	24.56	13.03	24.56
	z_{wf} (m)	6.20	7.73	12.41	15.46	18.61	23.19
	$(z_{wf}/D_p)_{RB}$	3.10	3.86	3.10	3.86	3.10	3.86
	z_{wf} (m)	4.66	5.90	9.32	11.81	13.98	17.71
	$(z_{wf}/D_p)_{RZ}$	2.33	2.95	2.33	2.95	2.33	2.95

Tableau 3. 2: z_{wf} selon les valeurs de D_p et ϕ

Chapitre3: Mécanismes de ruptures dans les monopieux fichés dans les sols sableux et soumis à des chargements latéraux

À première vue, il est facile de remarquer que les expressions de Reese et al. (1974) présentent des valeurs significativement plus élevées de z_{wf} indiquant deux points importants. Tout d'abord, z_{wf} est si profonde qu'elle ne peut pas être considérée comme une faible profondeur, même si le sable le plus lâche est combiné au plus petit diamètre de monopieu. Deuxièmement, et plus important surtout, une incohérence dans la variation de z_{wf} avec ϕ est observée. z_{wf} devient plus grande lorsque le sable devient plus dense (l'angle de frottement devient plus grand), ce qui est physiquement irréaliste. Un mono-pieu peut mobiliser beaucoup plus de quantité de sable dans le cas d'un sable lâche que dans le cas d'un sable dense. Selon cette approche, et si l'on considère un mono-pieu de 30 m de longueur, tout le sol est mobilisé dans un coin passif, ce qui n'est en fait pas possible. Par conséquent, la détermination de la résistance ultime comme valeur inférieure des expressions (3.4.a) et (3.4.b) pour la courbe p-y de l'API est discutable. De notre avis, c'est l'une des raisons qui contribuent aux mauvaises performances du modèle p-y lorsqu'il est appliqué aux mono-pieux de grand diamètre. La détermination éventuelle de la résistance ultime comme minimum par rapport à celle fournie par Barton (1982) ou Zhang et al. (2015) en conjonction avec la formule de Reese et al. (1974) pour des faibles profondeurs peut constituer un choix approprié puisque les deux ont donné des valeurs raisonnables pour la profondeur d'intersection car ils ont tous deux fourni des valeurs de profondeur situées à quelques diamètres pour toute la gamme de densité de sable. Cependant, les deux méthodes montrent la variation irréaliste de la profondeur avec la variation de l'angle de frottement du sable.

Bien que les résistances ultimes données par Barton (1982) et Zhang et al. (2015) puissent être potentiellement considérées comme des méthodes d'évaluation de la résistance ultime pour la gamme des profondeurs moyennes, les deux étaient empiriques et n'avaient pas été établies sur un fond théorique solide. En outre, étant donné que ces méthodes ont toutes été établies dans le cadre de pieu de petit diamètre testées à pleine échelle ou sur des modèles, il est alors difficile pour les ingénieurs pratiquants de les considérer efficacement comme des méthodes appropriées pour concevoir des mono-pieux de grand diamètre.

La première expression p_{us} de Reese et al. (1974) semble raisonnable pour évaluer la résistance ultime du sol à de faibles profondeurs inférieures à deux (2) fois le diamètre du mono-pieu pour deux raisons principales. Tout d'abord, il a été constaté qu'il donne la plus petite valeur de résistance ultime pour une profondeur allant jusqu'à deux (2) diamètres selon le **Tableau 3.2**. Deuxièmement, il a été essentiellement dérivé de la théorie de la pression des terres en considérant le monopieu à une profondeur très faible comme un mur rigide induisant un coin passif à la rupture.

3.4. Conclusion :

Après la présentation et la confrontation des différentes formulations de la résistance ultime, il a été conclu que la méthode de Reese et al.(1974) donne la valeur la plus raisonnable pour de faible profondeur, cependant au-delà de 2 diamètres du pieux les résultats de cette méthode ne sont plus fiable. La recherche d'une autre expression rigoureuse quantifiant la résistance ultime en grande profondeur qui peut être utilisée en conjonction avec p_{us} est obligatoire. C'est le but du prochain chapitre de ce mémoire.

CHAPITRE 4
PREDICTION DE LA RESISTANCE ULTIME p_u EN
CONSIDERANT UN SEGMENT DE MONOPIEU

4. PREDICTION DE LA RESISTANCE ULTIME p_u EN CONSIDERANT UN SEGMENT DE MONOPIEU PROFONDEMENT ANCRE

4.1. Introduction :

Sur la base d'un fond théorique solide, l'objectif principal de ce chapitre est de déterminer une expression pour la résistance ultime qui peut modéliser le comportement du sol lorsqu'il s'écoule latéralement autour d'un segment de monopieu profondément enfoncé. Pour atteindre cet objectif, ce chapitre a été divisé en deux sous-sections principales.

Dans la première, profit a été tiré de la géométrie axisymétrique du problème où l'approche semi-analytique FE (série de Fourier combinée à la méthode des éléments finies) est facile à appliquer pour calculer la réaction élastique du sol sur la base de contraintes normales et de cisaillement agissant sur la circonférence du segment de mono-pieu. Dans la deuxième sous-section, des principes simples de la mécanique des sols à la rupture seront utilisés pour établir une équation pour la résistance ultime à de grandes profondeurs.

4.2. Solutions analytiques et numériques pour la réaction du sol autour d'un disque rigide chargé latéralement en utilisant le FSAFEM :

À n'importe quelle profondeur, la section transversale du pieu chargée latéralement et son milieu environnant peuvent être considérés comme un problème axisymétrique soumis à une charge non axisymétrique. La solution élastique de ce problème est bien établie en géomécanique (Winnicki et Zienkiewicz, 1979, Amar Bouzid, 1997 et Cook et al., 2001). Ce type de problèmes peut être analysé par une approche semi-analytique communément appelée méthode d'élément fini assisté de la série Fourier (FSAFEM : Fourier Series Aided Finite Element Method). Il consiste à exprimer les déplacements et les forces appliquées dans le sens de la révolution sous une forme de série Fourier, à calculer la réponse à chaque terme fourier et à superposer les résultats.

Pour résoudre le problème des pieux chargés latéralement, un seul terme de la série Fourier est nécessaire pour représenter la force horizontale ainsi que le moment de renversement appliqué à la tête du pieu (Amar Bouzid et Vermeer 2009, Amar Bouzid 2011 et Medjitna et Amar Bouzid 2018).

Cela est dû au fait que le chargement horizontal et le moment de renversement peuvent être exprimé dans une fonction cosinus autour de la circonférence du pieu selon les équations suivantes :

Chapitre4 : Prédiction de la résistance ultime p_u en considérant un segment de monopieu profondément ancre

$$\begin{Bmatrix} \text{RadLoad} \\ \text{AxiLoad} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{R} \cos \theta \\ \bar{Z} \cos \theta \end{Bmatrix} \quad (4.1)$$

Où, \bar{R} et \bar{Z} sont des amplitudes de charge de la première harmonique. La force latérale appliquée H produit une charge radiale répartie le long de la circonférence du pieu dont l'amplitude est \bar{R} (**Figures 4.1** (a)). En intégrant la composante de RadLoad sur l'axe x , sur toute la circonférence du pieu, on obtient :

$$H = \int_0^{2\pi} \text{RadLoad} \times \cos \theta \, d\theta = \bar{R} \int_0^{2\pi} \cos^2 \theta \, d\theta = \pi \bar{R} \quad (4.2)$$

La charge distribuée d'amplitude \bar{R} aura le même effet qu'une force latérale concentrée $H = \pi \bar{R}$ agissant dans la direction x .

Le moment de renversement M appliqué à la tête du pieu génère une charge verticale répartie le long de la circonférence du pieu dont l'amplitude est \bar{Z} (**Figures 4.1** (b)). Ceci peut être obtenu en intégrant AxiLoad multiplié par son bras de levier sur toute la circonférence de la section transversale du pieu. L'intégration donne :

$$\begin{aligned} M &= \int_0^{2\pi} \text{AxiLoad} \times \text{arm} \, d\theta = \int_0^{2\pi} \text{AxiLoad} \times \frac{D_p}{2} \cos \theta \, d\theta \\ &= \frac{D_p}{2} \bar{Z} \int_0^{2\pi} \cos^2 \theta \, d\theta = \frac{D_p}{2} \pi \bar{Z} \end{aligned} \quad (4.3)$$

Où D_p est le diamètre du pieu.

Les déplacements latéraux, verticaux et circonférentiels résultant de la charge appliquée au-dessus sont donnés par:

$$\begin{Bmatrix} u_r \\ v_z \\ w_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_r \cos \theta \\ \bar{v}_z \cos \theta \\ \bar{w}_\theta \sin \theta \end{Bmatrix} \quad (4.4)$$

où \bar{u}_r , \bar{v}_z et \bar{w}_θ sont respectivement les amplitudes des déplacements radiaux, verticaux et tangentiels. Au bord extérieur du pieu, le déplacement radial est $u_{r_p} = \bar{u}_{r_p} \cos \theta$ et le déplacement circonférentiel est $w_{\theta(r=r_p)} = -\bar{u}_{r_p} \sin \theta$ (**Figures 4.1**(c)) . r_p est le rayon du pieu.

Bien que le problème soit géométriquement axisymétrique, la charge non axisymétrique génère un état de contrainte tridimensionnel. Les contraintes normales et de cisaillement suivent le même schéma de déplacements :

$$\sigma_r = \bar{\sigma}_r \cos \theta, \quad \sigma_z = \bar{\sigma}_z \cos \theta \quad \text{et} \quad \sigma_\theta = \bar{\sigma}_\theta \cos \theta \quad (4.5)$$

$$\tau_{rz} = \bar{\tau}_{rz} \cos \theta, \quad \tau_{z\theta} = \bar{\tau}_{z\theta} \sin \theta \quad \text{et} \quad \tau_{\theta r} = \bar{\tau}_{\theta r} \sin \theta \quad (4.6)$$

Où les termes barrés sont des amplitudes de contrainte.

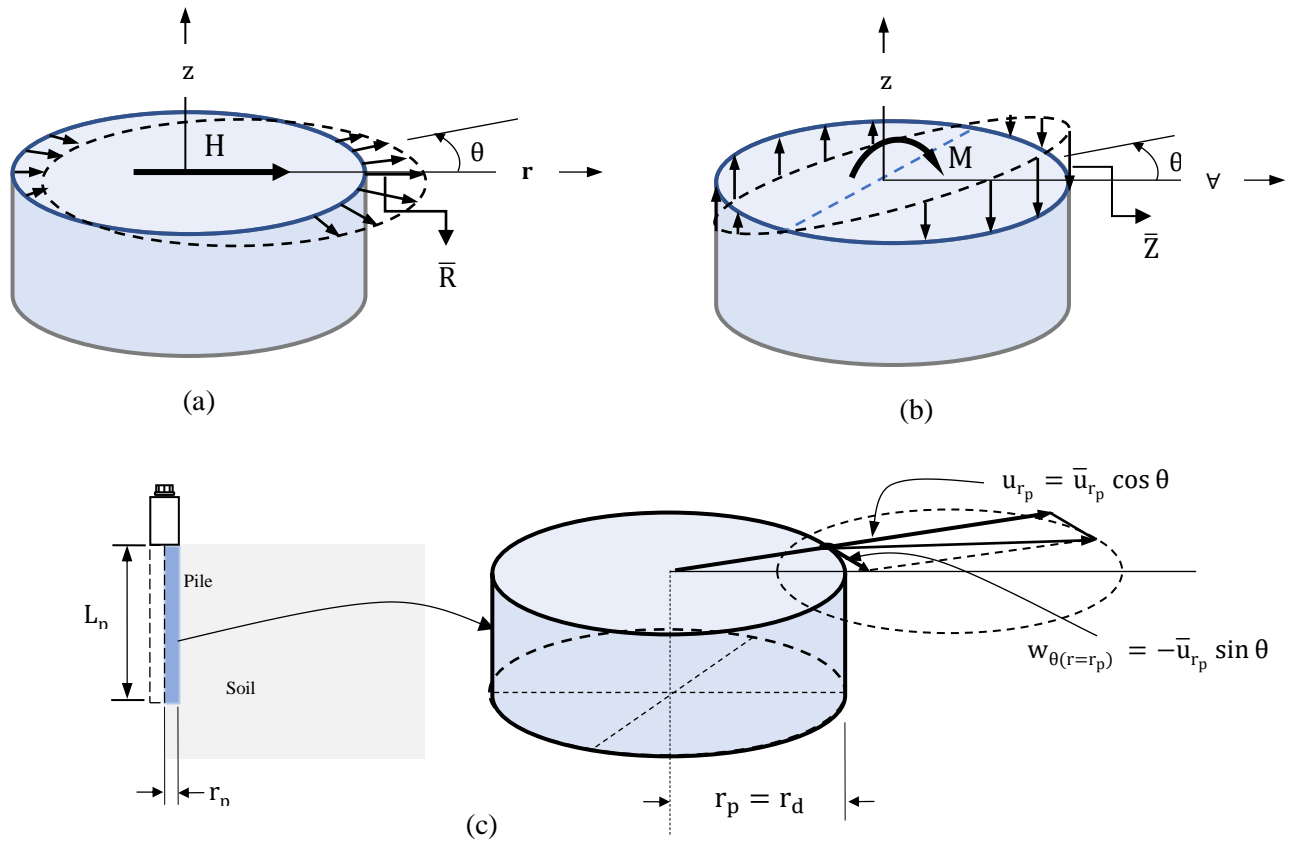


Figure 4. 1 : : Chargement réparti sur la circonférence d'un disque
 : (a) Chargement radial
 , (b) Chargement vertical
 , (c) Composantes du déplacement au point
 $r = r_d$.

Afin d'établir des courbes p - y , un disque enterré est souvent considéré comme un modèle représentatif pour le comportement du sol autour d'un court segment de pieu sous chargement horizontal bien loin des effets de la pointe du pieu et de la surface du sol. Le modèle considéré ensuite est pertinent pour un problème de déformation plane où tous les contraintes en relation avec l'axe z sont nulles. Les contraintes non-nulles restantes sont : σ_r , σ_θ and $\tau_{\theta r}$ (**Figure 4.2**). Baguelin et al. (1977) ont examiné le déplacement latéral d'un disque rigide de rayon $r_p = (D_p/2)$ sous une charge T (kN/m) à l'intérieur d'un milieu cylindrique de rayon R_m (**Figure 4.2**). À l'aide de fonctions d'aire, Baguelin et al. (1977) ont dérivé des expressions analytiques élastiques pour les contraintes radiales, ortho-radiales et de cisaillement en tout point entre les rayons interne et externe du milieu. Ces contraintes dans les coordonnées cylindriques (r, θ) sont les suivantes :

Chapitre4 : Prédiction de la résistance ultime p_u en considérant un segment de monopieu profondément ancre

$$\sigma_r = \frac{T}{4\pi r_d} \frac{1}{1-\nu_s} \left[(3 - 2\nu_s) \frac{r_d}{r} - \frac{1}{1+(r_d/R_m)^2} \left(\frac{r_d}{r}\right)^3 + \frac{1}{(3-4\nu_s)} \frac{1}{1+(R_m/r_d)^2} \frac{r}{r_d} \right] \cos \theta \quad (4.7.a)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{T}{4\pi r_d} \frac{1}{1-\nu_s} \left[(1 - 2\nu_s) \frac{r_d}{r} - \frac{1}{1+(r_d/R_m)^2} \left(\frac{r_d}{r}\right)^3 - \frac{3}{(3-4\nu_s)} \frac{1}{1+(R_m/r_d)^2} \frac{r}{r_d} \right] \cos \theta \quad (4.7.b)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{T}{4\pi r_d} \frac{1}{1-\nu_s} \left[(1 - 2\nu_s) \frac{r_d}{r} + \frac{1}{1+(r_d/R_m)^2} \left(\frac{r_d}{r}\right)^3 - \frac{1}{(3-4\nu_s)} \frac{1}{1+(R_m/r_d)^2} \frac{r}{r_d} \right] \sin \theta \quad (4.7.c)$$

Selon Baguelin et al. (1977), R_m est suffisamment grand lorsqu'il est supérieure à $10 r_d$. Par conséquent, en ne tenant pas compte des termes $(r_d/R_m)^2$ et $\frac{1}{1+(R_m/r_d)^2}$ qui tendent à zéro lorsque R_m est assez grand, les expressions de contrainte précédentes deviennent :

$$\sigma_r \simeq \frac{T}{4\pi r_d} \frac{1}{1-\nu_s} \left[(3 - 2\nu_s) \frac{r_d}{r} - \left(\frac{r_d}{r}\right)^3 \right] \cos \theta \quad (4.8.a)$$

$$\sigma_\theta \simeq -\frac{T}{4\pi r_d} \frac{1}{1-\nu_s} \left[(1 - 2\nu_s) \frac{r_d}{r} - \left(\frac{r_d}{r}\right)^3 \right] \cos \theta \quad (4.8.b)$$

$$\tau_{r\theta} \simeq \frac{T}{4\pi r_d} \frac{1}{1-\nu_s} \left[(1 - 2\nu_s) \frac{r_d}{r} + \left(\frac{r_d}{r}\right)^3 \right] \sin \theta \quad (4.8.c)$$

À l'interface disque/sol ($r = r_d$), les amplitudes de ces contraintes auront les expressions suivantes :

$$\overline{\sigma_r}|^{r=r_d} \simeq \frac{T}{\pi D_p}, \quad \overline{\sigma_\theta}|^{r=r_d} \simeq \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \frac{T}{\pi D_p} \quad \text{et} \quad \overline{\tau_{r\theta}}|^{r=r_d} \simeq \frac{T}{\pi D_p} \quad (4.9)$$

Où ν_s est le coefficient de poisson moyen et $\overline{\sigma_r}|^{r=r_d}$, $\overline{\sigma_\theta}|^{r=r_d}$ et $\overline{\tau_{r\theta}}|^{r=r_d}$ sont les amplitudes de contrainte agissant sur la circonférence du disque. Les formules des équations (4.9) indiquent que toute distribution de contrainte connue sur la circonférence du disque à proximité du disque peut être utilisée pour calculer la charge T.

En plus des contraintes ci-dessus, Baguelin et al. (1977) ont tiré une expression analytique donnant le déplacement radial à n'importe quelle distance radiale r et une position angulaire θ en fonction de la charge T pour une interface entièrement adhésive. En utilisant l'amplitude du déplacement radial du disque $\bar{u}_{(r=r_d)}$, l'expression pour T est donnée par :

Chapitre4 : Prédiction de la résistance ultime p_u en considérant un segment de monopieu profondément ancre

$$T = 8\pi E_s \bar{u}_{(r=r_d)} \frac{1 - \nu_s}{1 + \nu_s} \frac{1}{\left[(3 - 4\nu_s) \ln \left(\frac{R_m}{r_d} \right)^2 - \frac{2}{(3 - 4\nu_s)} \right]} \quad (4.10)$$

T qui peut être considéré comme la réaction du sol P, emploie l'amplitude du déplacement latéral prescrit avec des propriétés élastiques du milieu à savoir le module de young et le coefficient de Poisson. Toutefois, dans l'analyse des éléments finis, il est préférable de calculer la valeur de T ou p soit en calculant les contraintes normales et de cisaillement dans le bord gauche du premier élément de sol en contact avec le disque ou tout simplement à l'emplacement de l'interface si les éléments d'interface sont incorporés dans l'analyse FE.

$$P = T = \int_0^{2\pi} (\sigma_r|^{r=r_d} \cos \theta + \tau_{r\theta}|^{r=r_d} \sin \theta) r_d d\theta \quad (4.11)$$

En remplaçant les contraintes en fonction de leurs amplitudes $\sigma_r|^{r=r_d} = \bar{\sigma}_r|^{r=r_d} \cos \theta$ et $\tau_{r\theta}|^{r=r_d} = \bar{\tau}_{r\theta}|^{r=r_d} \sin \theta$, la réaction du sol mobilisée s'opposant au déplacement rigide du disque, peut être calculée comme suit :

$$p = \int_0^{2\pi} (\bar{\sigma}_r|^{r=r_d} \cos^2 \theta + \bar{\tau}_{r\theta}|^{r=r_d} \sin^2 \theta) r_d d\theta = \frac{1}{2} \pi D_p (\bar{\sigma}_r|^{r=r_d} + \bar{\tau}_{r\theta}|^{r=r_d}) \quad (4.12)$$

Où $\bar{\sigma}_r|^{r=r_d}$ est l'amplitude de contrainte radiale qui se produit à l'interface sol/disque sur l'axe ($\theta = 0$), alors que $\bar{\tau}_{r\theta}|^{r=r_d}$ est l'amplitude de contrainte de cisaillement qui a lieu à l'emplacement de l'interface sur l'axe ($\theta = \pi/2$) (**Figure 4.2**). P dans l'équation (4.12) donne la même valeur que T dans l'équation (4.10).

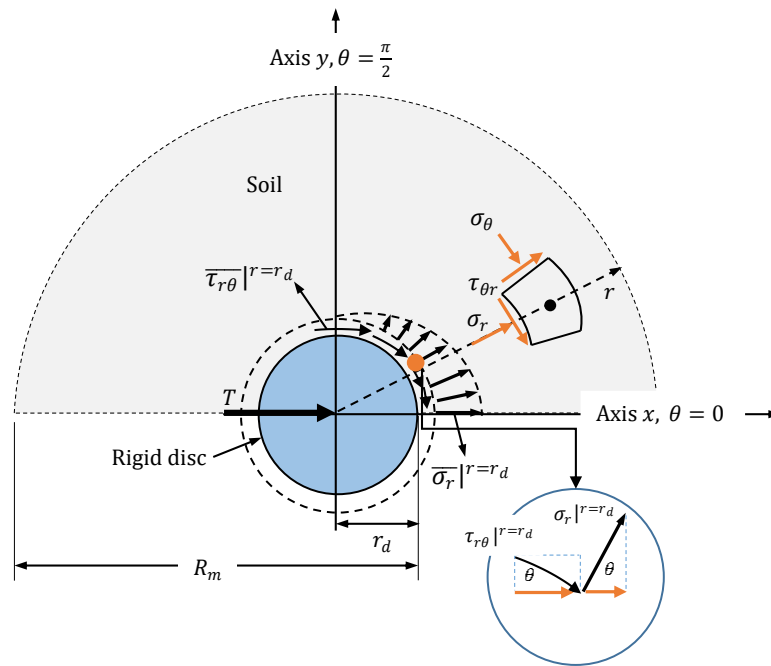


Figure 4. 2: État de contrainte à l'interface sol/disque montrant les amplitudes utilisées pour calculer la réaction du sol.

À l'aide du maillage de la **Figure 4.3**, Amar Bouzid et Vermeer (2009) ont étudié le comportement élastique d'un disque rigide poussé latéralement dans un milieu élastique. Des rouleaux ont été prescrits sur le dessus et le bas du modèle pour simuler les conditions de contrainte plane. La limite latérale a été fixée suffisamment loin à une distance de $20 r_d$ pour représenter l'étendue infinie du milieu où zéro déplacements a été imposé. Un élément d'interface à épaisseur nulle (Amar Bouzid et al., 2004) a été utilisé pour simuler l'état de rugosité de l'interface.

Le FSAFEM décrit ci-dessus a été utilisé pour calculer les contraintes en tout point à partir du disque modélisé. Les contraintes FE étaient en parfait accord avec celles des équations (4.7). En outre, le T de l'équation (4.10) calculé en utilisant la valeur du déplacement prescrit correspondait parfaitement à la valeur de P de l'équation (4.12) calculée par analyse d'éléments finis sur la base d'amplitudes de contrainte à proximité du disque. C'est une bonne indication que l'expression (4.12) peut être utilisée pour évaluer la résistance ultime du sol lorsque les amplitudes de contrainte atteignent leurs valeurs limites. La section suivante tourne autour de l'extension des termes élastiques de l'équation (4.12) pour englober leurs valeurs correspondantes à la rupture dans le but d'établir une expression quantifiant p_u à de grandes profondeurs.

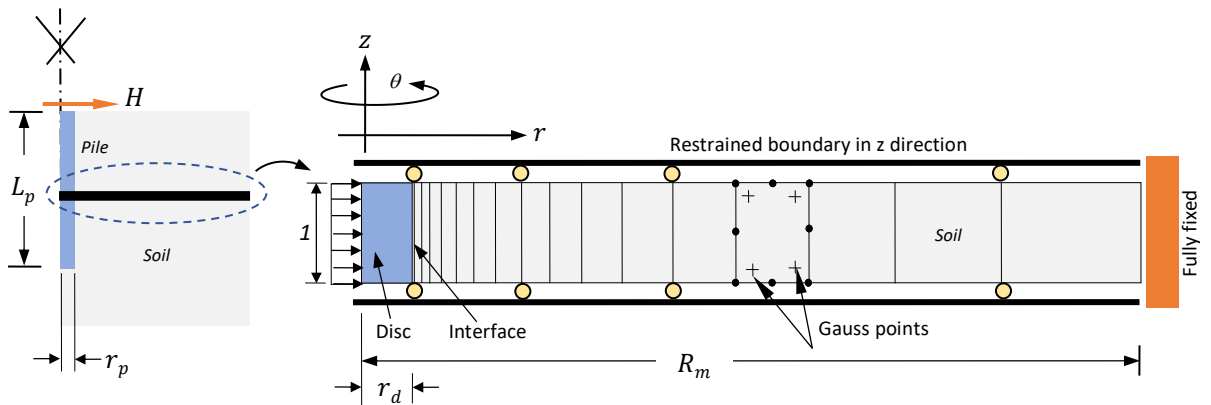


Figure 4. 3: Maillage par éléments finis utilisé pour l'analyse d'un disque chargé latéralement

4.3. La résistance ultime P_u en considérant un segment de mono-pieu profondément enfoncé :

Il est bien connu comme nous l'avons vu dans le chapitre précédent, que le mono-pieu dans son déplacement latéral à une certaine faible profondeur mobilise le sol de la surface en un coin passif semblable à la mobilisation du sol quand un mur de soutènement se déplace contre son remblayage. Cependant, lorsque le coin devient très lourd, le segment de mono-pieu perd sa capacité à créer un mouvement ascendant et au lieu de cela il oblige le sol à s'écouler horizontalement autour du cylindre entier. À ce moment, la rupture se produit lorsque l'amplitude de la contrainte radiale normal et celle de la contrainte de cisaillement ortho-radiale atteignent leurs valeurs maximales. En d'autres termes, la résistance ultime du sol mobilisée par le déplacement rigide du segment de mono-pieu peut être considérée comme le P quand il atteint sa valeur ultime. Ceci peut être interprété par l'équation suivante :

$$p_u = \frac{1}{2} \pi D_p (\bar{\sigma}_r|_{r=r_d}^{r=r_d} + \bar{\tau}_{r\theta}|_{r=r_d}^{r=r_d}) \quad (4.13)$$

Dans le problème élastique étudié analytiquement par Baguelin et al (1977) ou numériquement par Amar Bouzid et Vermeer (2009), la charge du sol n'a pas été prise en compte et les rouleaux prescrits sur le dessus du maillage par élément fini empêchent le sol de toute déformation verticale et ainsi les contraintes verticales dues au poids du sol n'ont pas été prise en compte. Cependant, la résistance latérale ultime d'un segment de mono-pieu profondément enfoncé est certainement fonction du poids du sol se trouvant au-dessus du cylindre entourant le segment de mono-pieu.

La surcharge du sol est un élément clé dans la formulation de la résistance latérale ultime car il augmente avec la profondeur ce qui implique une augmentation de la résistance ultime. Le **Figure 4.4** montre le modèle de rupture devant un segment de mono-pieu sous déplacement rigide. Le

Chapitre4 : Prédiction de la résistance ultime p_u en considérant un segment de monopieu profondément ancré

cylindre du sol est confiné entre le poids du sol agissant par le haut et les rouleaux empêchant le sol de se déplacer vers le bas.

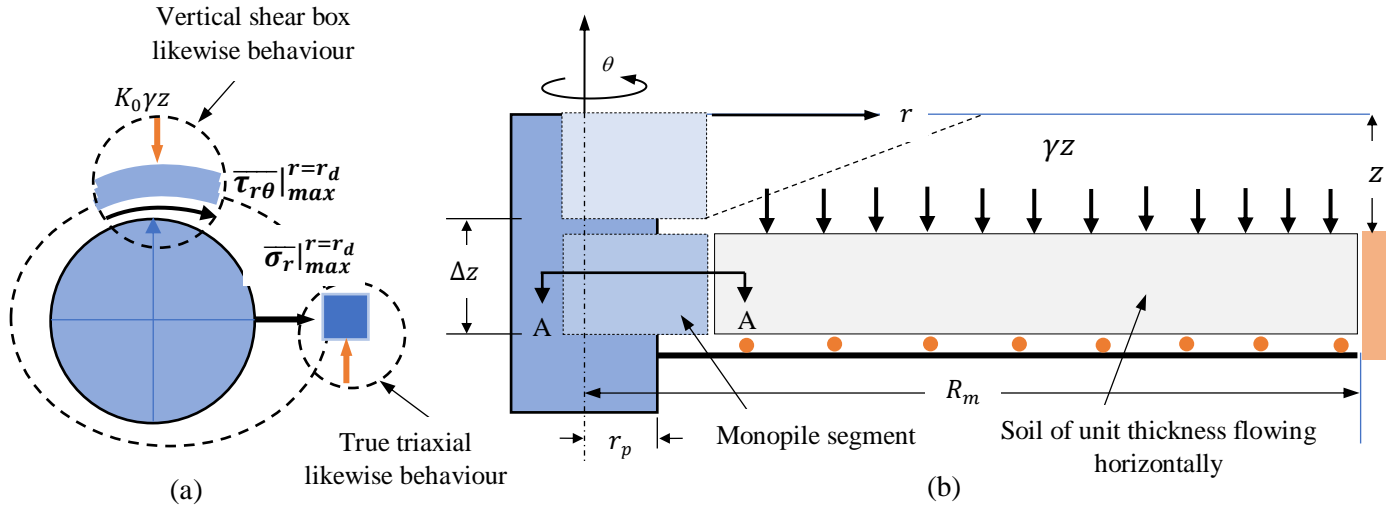


Figure 4.4: Segment de monopieu profondément encastré: (a) Coupe transversale A-A montrant les amplitudes des contraintes et (b) Le modèle de segment de monopieu rigide utilisé pour évaluer P_u

$\overline{\tau_{r\theta}}|_{max}^{r=r_d}$ est la valeur maximale que la contrainte de cisaillement peut atteindre dans un élément de sol situé sur l'interface sol/monopieu le long de l'axe $\theta = \frac{\pi}{2}$. La rupture d'un élément de sol à cet endroit est similaire à la rupture dans une boîte de cisaillement directe disposée verticalement. La surface de glissement est comprise entre la paroi mobile du monopieu et le côté intérieur de l'interface du sol qui est soumis à une contrainte horizontale mais perpendiculaire au plan de cisaillement (**Figure 4.4** (a)). Cette contrainte horizontale (mais normal sur la moitié supérieure de la boîte de cisaillement) est évaluée comme :

$$\sigma_h = \sigma_r \left(\theta = \frac{\pi}{2} \right) \Big|_{r=r_d} + K_0 \gamma z \quad (4.14)$$

$\sigma_r \left(\theta = \frac{\pi}{2} \right) \Big|_{r=r_d}$ est la contrainte radiale induite par le déplacement du segment à la position angulaire $(\theta = \frac{\pi}{2})$. Puisque σ_r a une distribution cosinus sur la circonférence du monopieu, il disparaît à cette position. Compte tenu du critère mohr-coulomb, $\overline{\tau_{r\theta}}|_{max}^{r=r_d}$ n'est rien d'autre que la résistance du sable. Elle est donnée par :

$$\overline{\tau_{r\theta}}|_{max}^{r=r_d} = K_0 \gamma z \tan \delta \quad (4.15)$$

Où K_0 est le coefficient de pression latérale des terres au repos. Sa valeur peut être calculée à partir de la formule de Jacky :

Chapitre4 : Prédiction de la résistance ultime p_u en considérant un segment de monopieu profondément ancre

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (4.16)$$

Et δ est l'angle de frottement de l'interface entre la paroi externe du monopieu et le sable. Différentes valeurs de δ ont été rapportées dans la littérature (Kulhawy, 1991 et Randolph et al., 1994). Les valeurs rapportées par Kulhawy (1991) sont résumées au **Tableau 4.1**.

Matériau du pieu	Etat de l'interface	δ
Béton	Interface rugueuse	1.0ϕ
Béton	Interface lisse	$(0.8 - 1.0) \phi$
Acier	Interface rugueuse	$(0.7 - 0.9) \phi$
Acier	Interface lisse	$(0.5 - 0.7) \phi$
Bois	-	$(0.8 - 0.9) \phi$

Tableau 4. 1: Valeurs de δ en fonction de ϕ .

$\overline{\sigma_r}|_{\max}^{r=r_d}$ est la contrainte radiale maximale qui se développe devant le segment de monopieu lorsque ce dernier atteint son déplacement ultime. Le mécanisme de rupture devant le segment de monopieu est quelque peu complexe du fait que trois contraintes normales différentes sont impliquées dans le processus de déformation. Par conséquent, il est difficile de faire correspondre le comportement à celui qui se produit dans l'un des tests de laboratoire conventionnels connus. Le comportement d'un élément de sol à cet endroit est semblable à celui d'un véritable essai triaxial, où les trois contraintes normales agissant au voisinage du disque sur l'axe $\theta = 0$ sont principales puisque la contrainte de cisaillement $\tau_{r\theta}(\theta = 0)|_{r=r_d}$ est égal à zéro (**Figure 4.4** (a)). Au repos, les principales contraintes en cause sont les contraintes verticales, radiales et orthoradiales qui sont respectivement $\sigma_z = \sigma_1 = \gamma z$, $\sigma_r = \sigma_2 = K_0 \gamma z$ et $\sigma_\theta = \sigma_3 = K_0 \gamma z$ (**Figure 4.5** (a)). Après l'application de la charge latérale T , à un certain stade dans le domaine élastique de déformation (**Figure 4.5** (b)), lorsque les valeurs de σ_r et σ_θ dépassent celles de σ_z , les trois contraintes deviennent :

$$\sigma_1 = \frac{T}{\pi D_p} + K_0 \gamma z \quad \sigma_2 = \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \frac{T}{\pi D_p} + K_0 \gamma z \quad \text{et} \quad \sigma_3 = \gamma z \quad (4.17)$$

z est la profondeur d'encastrement du disque. Les premiers termes dans les expressions de σ_1 et σ_2 sont le résultat du déplacement latéral du segment de monopieu tandis que le second terme est la contrainte horizontale due à la surcharge du sol. Puisque ν_s est généralement inférieur à 0.5, σ_1 est toujours supérieur à σ_2 .

Pour trouver $\overline{\sigma_r}|_{\max}^{r=r_d}$ dans l'équation (4.13) le comportement du sol lorsque T augmente, est supposé comme celui d'un véritable test triaxial où l'échantillon de sol obéissant au critère de

Chapitre4 : Prédiction de la résistance ultime p_u en considérant un segment de monopieu profondément ancre

rupture de Mohr-Coulomb est soumis à trois contraintes normales principales différentes dans lesquelles σ_3 est constant et σ_1 et σ_2 augmentent simultanément. Puisque σ_1 est supérieur à σ_2 , il atteint en premier l'enveloppe de rupture et définit l'état de rupture (**Figure 4.5** (c)). Dans les conditions de rupture, le diagramme de Mohr-Coulomb donne la valeur de $\bar{\sigma}_r|_{\max}^{r=r_d}$ comme suit:

$$\bar{\sigma}_r|_{\max}^{r=r_d} = K_p \gamma z \quad (4.18)$$

Où K_p est le coefficient de pression passive des terres. Les valeurs de chaque contrainte principale individuelle au cours des trois étapes de l'évolution sont indiquées dans les **Figures 4.5**.

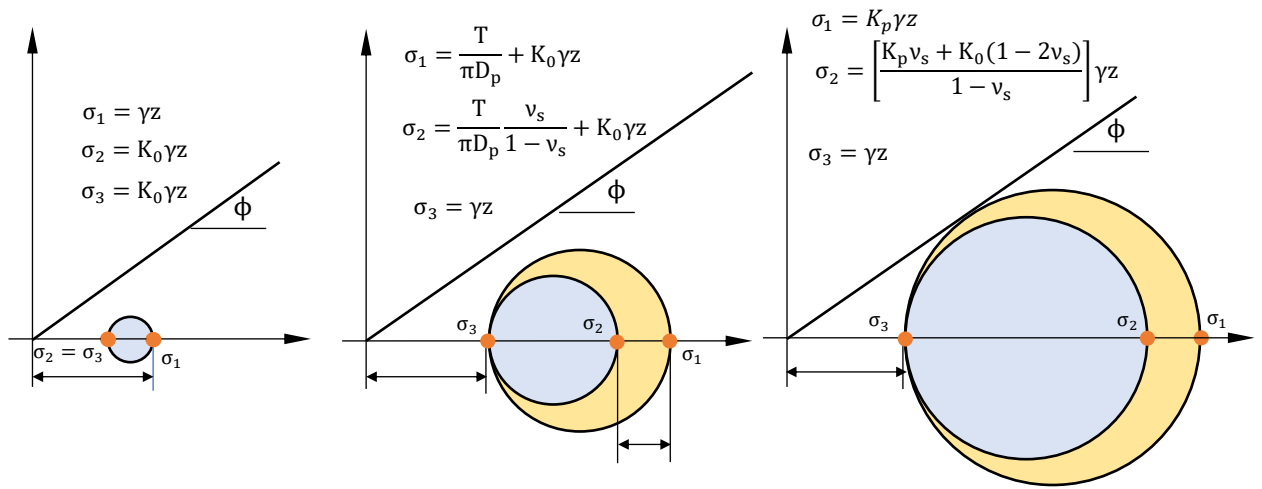


Figure 4. 5: Evolutions des contraintes Principales : (a) au repos, (b) en situation intermédiaire, (c) en cas de rupture.

En additionnant le terme de contrainte de cisaillement et celui de contrainte normale de compression représentés respectivement par les équations (4.15) et (4.18), la résistance ultime définie ci-dessus par l'équation (4.13) aura la forme suivante :

$$p_u = \frac{1}{2} \pi (K_p + K_0 \tan \delta) D_p \gamma z \quad (4.19)$$

L'équation (4.19) quantifie la résistance ultime à une certaine profondeur où le mode de rupture en tant que coin passif n'est plus valide. L'expression (4.19) doit être utilisée conjointement avec une autre formule pour évaluer la résistance ultime au voisinage de la tête du monopieu. Puisque, la première expression P_{us} (équation 8a) de Reese et al.(1974) s'est avérée donner la plus petite valeur de la résistance ultime près de la tête du monopieu, c'est la plus approprié pour être jointe à p_u de l'équation (4.19). Par conséquent, la résistance latérale ultime à n'importe quelle profondeur, pour l'ensemble du problème du monopieu chargés latéralement est la valeur minimale. En d'autres termes, p_u est :

Chapitre4 : Prédiction de la résistance ultime p_u en considérant un segment de monopieu profondément ancre

$$p_u = \min \left\{ \begin{array}{l} (C_1 z + C_2 D_p) \gamma z \\ \frac{1}{2} \pi (K_p + K_0 \tan \delta) D_p \gamma z \end{array} \right. \quad (4.20)$$

La profondeur à laquelle le modèle de rupture passe d'un coin passif à un écoulement latéral est définie comme z_{wf} qui satisfait l'égalité des deux équations de l'expressions (4.20). Il se défini alors par :

$$z_{wf} = \frac{0.5\pi(K_p + K_0 \tan \delta) - C_2}{C_1} D_p \quad (4.21)$$

Où c_1 et c_2 sont les constantes définies par l'équation (3.5).

Afin de voir si cette profondeur particulière définit une faible profondeur, quelle que soit la valeur du diamètre du monopieu, la variation de z_{wf}/D_p est tracée par rapport à l'angle de frottement interne pour une large gamme de densités de sable de la **Figure 4.6**. Deux caractéristiques importantes méritent d'être décrites à partir de l'examen attentif de cette courbe. Premièrement, et contrairement à la tendance de variation observée dans le **Tableau 3.2**, la variation de Z_{wf} pour la présente méthode est physiquement cohérente avec la réalité, car la valeur de Z_{wf} diminue lorsque ϕ augmente. Deuxièmement, à l'exception des sables lâches (ϕ est inférieur à environ 33°) où Z_{wf} est légèrement supérieure à un diamètre D_p de monopieu, z_{wf} est inférieur à un D_p pour la large gamme de densités de sable restante. Cette constatation est en bon accord avec Fleming et al. (2009) qui ont clairement indiqué qu'à une profondeur inférieure à un diamètre, un coin de sol sera poussé vers l'avant du monopieu, exactement ce qui a été trouvé dans la présente étude. Une profondeur de plus d'un diamètre est difficile à mobiliser en un coin passif.

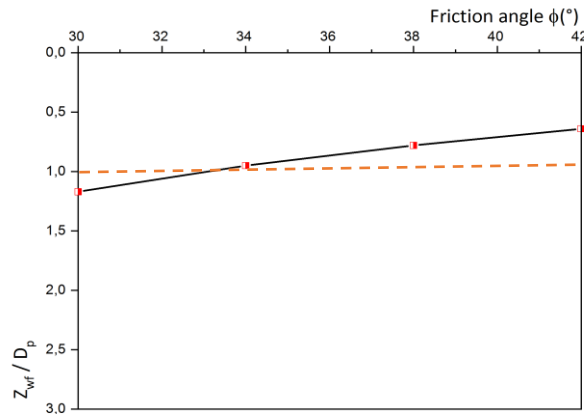


Figure 4. 6: Variation de z_{wf}/D_p en fonction de ϕ

4.4. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté une nouvelle formulation capable de calculer la résistance ultime du sable à la fois à des faibles (rupture par coin) et grandes (rupture par écoulement du sable autour du monopieu) profondeurs. Cette formulation donne des valeurs raisonnables puisque la profondeur de transition entre les deux modes de rupture (par coin et par écoulement) est toujours inférieure à 1 diamètre du monopieu et diminue avec la densité contrairement aux différentes formulations examinées dans le chapitre précédent. Cependant, outre la résistance ultime, d'autres caractéristiques du modèle de Winkler tels que la rigidité initiale, la forme globale de la courbe p-y et le facteur de correction de la résistance ultime sont à revoir afin d'établir une nouvelle formulation de courbe p-y plus adapté au monopieu. Ceci fera l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE 5
PROPOSITION D'UNE NOUVELLE FORME DE COURBE
P-Y : Application

5. PROPOSITION D'UNE NOUVELLE FORME DE COURBE p-y : APPLICATION

5.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de proposer une nouvelle formulation de courbe p-y, pour cela, la résistance ultime précédemment proposée sera calqué à un nouvel ensemble comprenant des nouveaux paramètres corrigés et adaptés aux monopieux de grand diamètre. Ces paramètres sont la forme globale de la courbe p-y, la rigidité initiale et le facteur de correction de la résistance ultime, qui, pour rappel contribuent eux aussi au mauvaises performance du modèle de Winkler. Par la suite la nouvelle formulation sera implémentée dans un programme informatique , puis validé par rapport à des résultats d'éléments finies, à partir de cas historique célèbre dans la littérature et une étude paramétrique sera mené en fin de chapitre.

5.2. Proposition d'une nouvelle formulation p-y :

Construire une courbe p-y n'est pas une tâche facile pour la simple raison que, outre la résistance ultime p_u , une courbe p-y dépend fondamentalement de trois autres caractéristiques importantes à savoir, la forme globale de la courbe, sa rigidité initiale et le facteur A qui ajuste les valeurs de p_u à des faibles profondeurs. Beaucoup d'auteurs croient que la courbe tangente hyperbolique p-y de l'API est parmi l'un des facteurs qui contribuent aux mauvaises performances du modèle BNWF lorsqu'il est appliqué aux monopieux de grand diamètre. Alternativement, et sur la base des essais de centrifuges Georgiadis et al. (1992) et Klinkvort et Heddal (2014) et sur des tests de modèle de pieu simple (Kim et al., 2004) entre autres ont proposé différentes formulations p-y. Ils ont découvert que la fonction hyperbolique initialement proposée par Kondner (1963) est appropriée pour redéfinir la forme de la courbe p-y, même pour les pieux de petit diamètre. Ils ont proposé en remplacement à la forme hyperbolique tangente la forme suivante:

$$p = \frac{y}{\frac{1}{k_{ini}} + \frac{y}{Ap_u}} \quad (5.3)$$

k_{ini} est la rigidité initiale de la courbe p-y. k_{ini} appelée k_{API} dans l'équation (2.8) s'est avérée non appropriée pour la conception de monopieu de grand diamètre, car elle surestime grossièrement la rigidité à de grandes profondeurs (Wiemann et al. 2004) ou manque de nombreux paramètres du sable tels que l'angle de frottement ϕ et le module Young E respectivement du point de vue de Sorensen et al.(2010) et Sorensen(2012). A est le facteur d'ajustement qui a une influence significative sur le comportement latéral des monopieux chargés latéralement, en

particulier sur le déplacement et la rotation en tête des monopieux qui sont nécessaire pour l'évaluation de la première fréquence propre des vibrations, un élément clé pour une conception sûre d'une éolienne offshore soutenue par un monopieu. Les premiers à avoir proposé un facteur de correction A étaient O'Neill et Murchison (1983) par l'équation (1.17) Cette expression a été réputée donner des valeurs trop élevées à la surface du sol, Georgiadis et al. (1992) ont recommandé une autre expression. Les expressions proposées pour A étaient toutes empiriques et basées sur le même modèle de variation qui est composé de deux segments linéaires. Le premier segment commence par une valeur initiale à la surface et diminue linéairement jusqu'à une faible profondeur $\left(\frac{z}{D_p}\right)_c$ où un second segment constant s'étend au-delà. Les deux suggestions avec les caractéristiques mentionnées ci-dessus sont indiquées au **Tableau 5.1**. Il convient de noter ici que les auteurs n'ont fourni aucune justification technique pour la valeur sélectionnée à la surface du sol ni pour la profondeur à laquelle A se stabilise à une valeur constante.

Auteurs	Valeur de A à la surface du sol	Profondeur $\left(\frac{z}{D_p}\right)_c$ à laquelle A devient constante	Valeur de A pour z Supérieure à $\left(\frac{z}{D_p}\right)_c$	expression de A
O'Neill and Murchison (1983)	3.0	2.625	0.9	$3 - 0.8 \frac{z}{D_p}$ ≥ 0.9
Georgiadis et al. (1992)	2.0	3.0	1.0	$2 - \frac{z}{3 D_p} \geq 1.0$

Tableau 5. 1: Formule proposée de A et leurs composantes

Dans des études précédentes (Amar Bouzid 2018, Douifi et al. 2020), le cas historique comprenant le monopieu du parc éolien offshore Horns Rev (Augusten et al.2009) a été utilisé pour évaluer la performance du modèle BNWF lorsque les expressions récemment proposées pour la rigidité initiale (Wieman et al. 2004, Kallehave et al. 2012, Sorensen et al. 2010 et Sorensen 2012) ont été jointe à la courbe p-y de l'API. Dans l'ensemble, les indications d'amélioration étaient insatisfaisantes et parfois contradictoires dans certains cas.

Afin de proposer une courbe p-y pour la présente étude, un nombre écrasant de calculs utilisant WILDPOWER 1.0 ont été effectués sur le monopieu enterré dans la ferme éolienne offshore précédemment citée. Les données du sous-sol du site et les caractéristiques structurales du monopieu ont été fournies en détail par Augustesen et al. (2009) et reproduites dans Amar Bouzid (2018) et ne seront pas données ici par manque d'espace. Ce cas historique a été choisie parce que, il constitue un indicateur de performance difficile pour évaluer les méthodes de

conception de monopieu puisque le monopieu est segmentaire, enfoncé dans un sol sablonneux multicouches et soumis à une charge latérale significative et un moment de renversement appliqué à sa tête. Le monopieu du parc éolien offshore de Horns rev est également utilisé dans la sous-section suivante pour la vérification de la nouvelle courbe p-y proposée. Dans un premier temps, la formule proposée (équation (4.20)) a été injectée dans la courbe de l'API en remplacement de la résistance ultime de l'API et les différentes rigidités initiales ont été essayées. Les résultats ont été surprenants car seules de très légères différences ont été observées dans les profils des paramètres de conception. Puis, dans une seconde étape, un nouvel ensemble comprenant la nouvelle résistance ultime P_u , la fonction p-y de l'équation (5.3) a été combinée à toutes les rigidités initiales mentionnées ci-dessus pour analyser le monopieu de grand diamètre sous chargement latérale. Un changement significatif dans les résultats a été observé mais malheureusement aucune méthode n'a été en mesure de prévoir le comportement correct du monopieu comme l'analyse par élément finie l'a fait. Cependant, les différents calculs effectués ont indiqué que l'ensemble des nouvelles composantes p-y est sensible à la rigidité initiale. À cet égard, une rigidité initiale contenant le diamètre du monopieu est proposée :

$$k_{ini} = z k_{API} \left(\frac{D_p^{ref}}{D_p} \right)^\eta \quad (5.4)$$

avec k_{API} le coefficient de réaction du sol proposé dans la méthode API (équation 2.8), D_p^{ref} est un diamètre de référence du monopieu égale à 1,0 et η est un exposant dépendant de la densité relative du sable. Un certain nombre d'analyses par éléments finis ont été effectuées pour attribuer la valeur appropriée de η à chaque intervalle de densité de sable. Les valeurs de l'exposant η adoptées dans WILDPOWER 1.0 sont résumées au **Tableau 5.2**.

La courbe p-y proposée avec toutes ses composantes sont illustrées à la **Figure 5.1**.

Gamme de sable	Intervalle de ϕ	η
Dense à très dense	$\phi > 38^\circ$	0.45
Densité moyenne	$35^\circ < \phi \leq 38^\circ$	0.35
Lâche	$32.5^\circ < \phi \leq 35^\circ$	0.30
Très lâche	$\phi \leq 32.5^\circ$	0.25

Tableau 5. 2: Valeurs de η selon la densité du sable

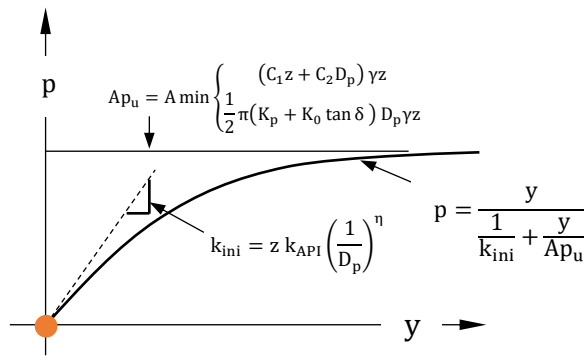


Figure 5. 1: La nouvelle courbe p-y proposée

Il comprend alors l'équation hyperbolique (5.2) combinée à la résistance ultime résultant du minimum de deux valeurs d'équations (4.20). Bien qu'il ait été déterminé par des essais sur terrain de pieu de petit diamètre, le facteur de profondeur A proposé par O'Neill et Murchison (1983) a été jugé suffisant pour ajuster les valeurs calculées de P_u aux données mesurées.

5.3. Application :

Dans le but de valider la nouvelle formulation de courbe p-y, cette dernière a été implémenté dans le programme WILDPOWER afin de calculer et d'étudier l'évolution du profil des paramètres de dimensionnement (déplacement latéral, rotation, moment fléchissant, effort tranchant et réaction du sol) en fonction du diamètre.

On considère donc un monopieu de longueur constante ($L=30m$) enfoncé dans un sol sableux monocouche. Pour un monopieu de diamètre donnée les calculs seront effectués pour un chargement latérale H_t et un moment M_t appliqué en tête du monopieu et pour différentes valeurs de l'angle de frottement interne φ du sol.

Les propriétés du sol et des monopieux sont données dans les tableaux suivant :

Monopieu	Matériau	Diamètre (m)	Longueur (m)	Epaisseur (m)	Module d'élasticité (Gpa)	Rigidité à la flexion (kN.m ²)	Coefficient de poisson
1 ^{er} cas	acier	1	30	0.05	210	3545041.873	0.25
2 ^e cas	acier	2	30	0.05	210	30594154.620	0.25
3 ^e cas	acier	3	30	0.05	210	105886349.6	0.25
4 ^e cas	acier	6	30	0.05	210	868621848.900	0.25
5 ^e cas	acier	8	30	0.05	210	2071895032	0.25

Tableau 5. 3: Propriétés des monopieux

Type	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Angle de frottement (°)	Module d'élasticité (kpa)	Coefficient de poisson
Sable	30	20	Variable	1000000	0.3

Tableau 5. 4: Propriétés du sol

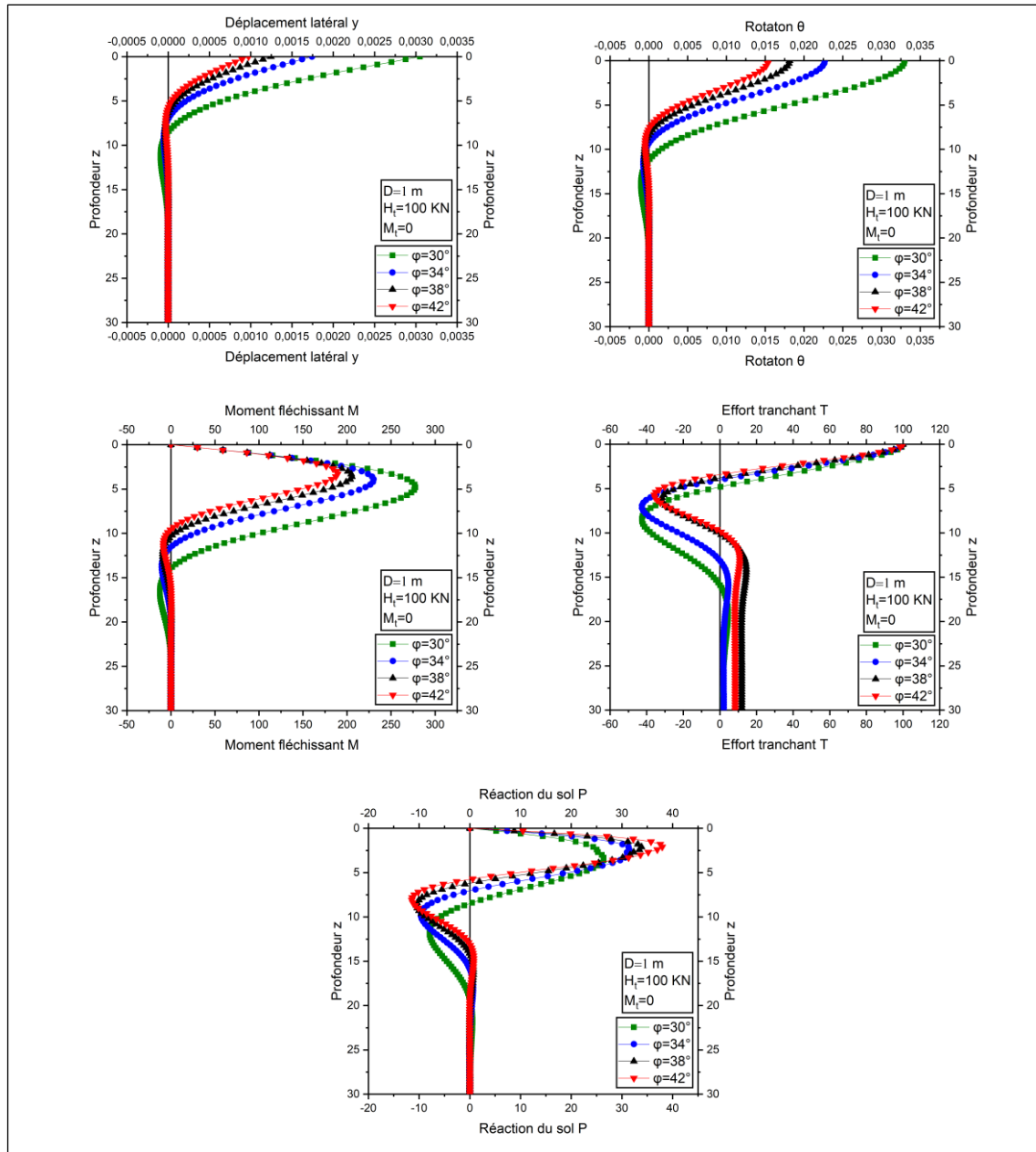


Figure 5. 2: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=1\text{ m}$; $H_t=100\text{ KN}$

Caractéristiques	Sable lâche $\varphi=30^\circ$	Sable lâche $\varphi=34^\circ$	Sable de densité moyenne $\varphi=38^\circ$	Sable dense $\varphi=42^\circ$
y_t (m)	0.00304944	0.00174220	0.00124427	0.00097470
y_p (m)	-0.00000066	0.00000002	0	0-
Point de déplacement nul	multiple	multiple	multiple	multiple
z_{yN1} (m)	8.700	7.200	6.600	6.000
θ_t (°)	0.03298834	0.02271145	0.01814342	0.01541398
θ_p (°)	0.00001719	-0.00000125	-0.00000007	0.00000004
Point de rotation nulle	multiple	multiple	multiple	multiple
$z_{\theta N1}$ (m)	11.400	9.600	8.400	7.800
M_{max}	277.670844	230.305665	205.585476	189.342009
$z_{M_{max}}$ (m)	4.800	3.900	3.600	3.300
T_{max}^- (kN)	-42.61348	-42.54981	-31.81934	-35.79652
$z_{T_{max}^-}$ (m)	8.400	6.900	6.300	5.700
P_{max}^+ (kN/m)	26.39959	31.44125	33.87506	37.94325
$z_{P_{max}^+}$ (m)	3.300	2.400	2.100	2.100
P_{max}^- (kN/m)	-7.93245	-9.62197	-10.47996	-11.43008
$z_{P_{max}^-}$ (kN/m)	11.700	9.900	8.700	8.100

Tableau 5. 5: Résultats de calcul pour $D=1m$; $H_t=100kN$

Avec :

θ_t : Rotation en tête

θ_p :Rotation pointe

$z_{\theta N1}$: Profondeur du 1^{er} point de rotation nulle

M_{max} : Moment maximum

$z_{M_{max}}$:Profondeur du moment maximum

T_{max}^- : Effort tranchant maximale négatif

$z_{T_{max}^-}$: Profondeur de l'effort tranchant maximale négatif

P_{max}^+ : Réaction maximale positive

$z_{P_{max}^+}$:Profondeur de la réaction maximale positive

P_{max}^- : Réaction maximale négative

$z_{P_{max}^-}$:Profondeur de la réaction maximale négative

Pour un monopieu de diamètre 1m, on remarque que pour chaque valeur de l'angle de frottement du sol, la forme des profils de déplacement latéraux correspond bien à celle d'un pieu flexible avec un déplacement en tête prononcé, plusieurs points de déplacement nul et des déplacements en pointe très faible ou nul.

On constate également que l'augmentation de la densité du sol entraîne :

- une diminution du déplacement et de la rotation en tête du monopieu ;
- une élévation de la position des 1^{ers} points de déplacement et rotation nul du monopieu ;

- une diminution du moment fléchissant maximal et une élévation de la position de son point d'application ;
- une élévation de la position du point d'effort tranchant maximale négatif ;
- une augmentation des réactions maximales positives et négatives ainsi qu'une élévation de leur point d'application.

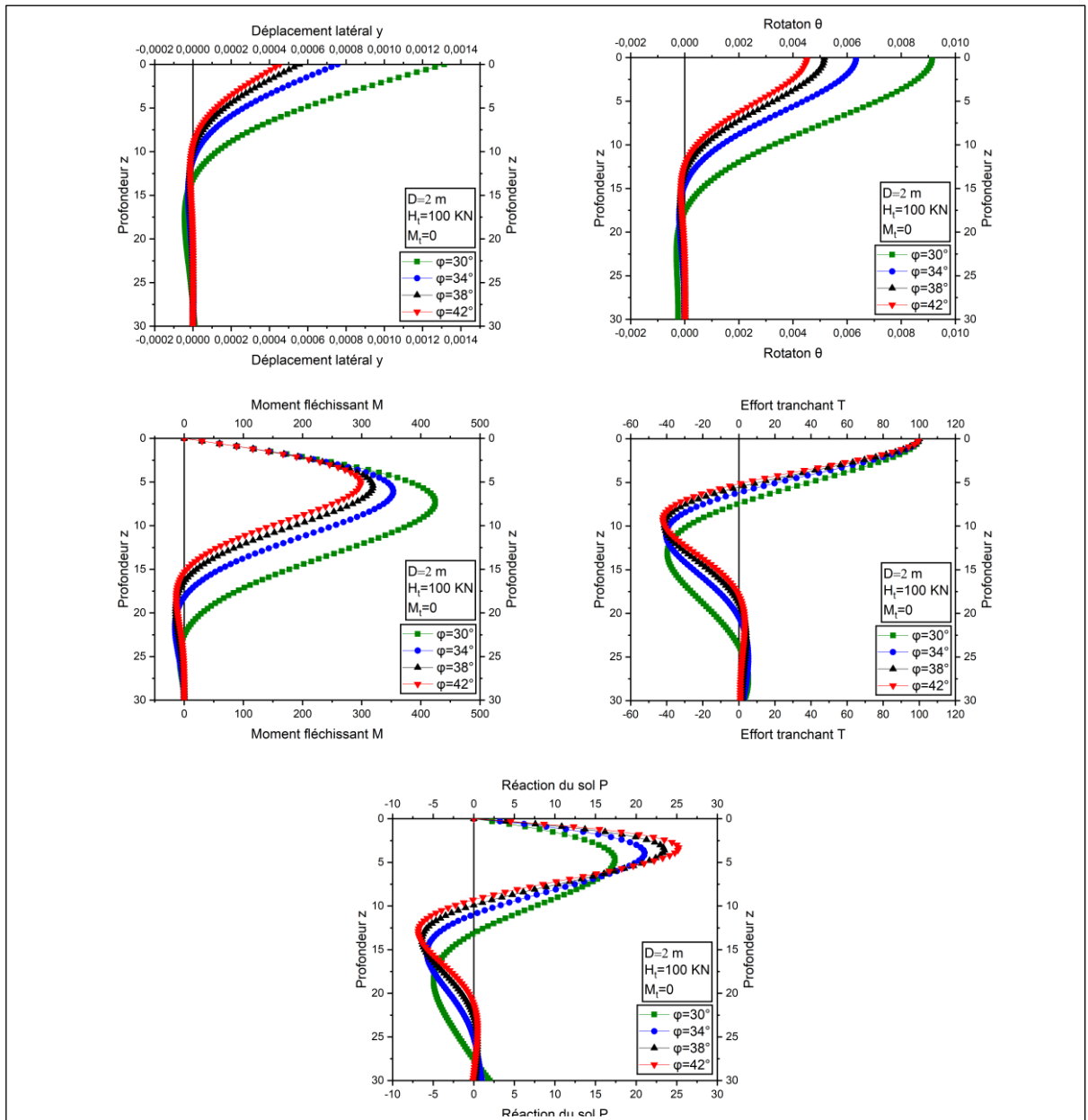


Figure 5. 3:Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=2\text{m}$; $H_t=100\text{KN}$

Caractéristiques	Sable lâche $\varphi=30^\circ$	Sable lâche $\varphi=34^\circ$	Sable de densité moyenne $\varphi=38^\circ$	Sable dense $\varphi=42^\circ$
y_t (m)	0.00131337	0.00075671	0.00055588	0.00045526
y_p (m)	0.00001050	0.00000215	0.00000024	-0.00000008
Point de déplacement nul	multiple	multiple	multiple	multiple
z_{yN1} (m)	13.200	11.100	10.200	9.300
θ_t (°)	0.00914690	0.00633272	0.00515606	0.00451334
θ_p (°)	-0.00024630	-0.00001760	0.00000731	0.00000699
Point de rotation nulle	unique	unique	multiple	multiple
$z_{\theta N1}$ (m)	17.700	14.700	13.200	12.600
M_{\max}	424.433599	353.494751	319.002434	298.517343
$z_{M_{\max}}$ (m)	7.200	6.000	5.400	5.100
T_{\max}^- (kN)	-39.66873	-40.32584	-41.26808	-42.09244
$z_{T_{\max}^-}$ (m)	13.200	11.100	9.900	9.300
P_{\max}^+ (kN/m)	17.39214	21.05738	23.49172	25.23168
$z_{P_{\max}^+}$ (m)	4.800	3.900	3.600	3.300
P_{\max}^- (kN/m)	-4.95169	-5.76294	-6.38560	-6.82707
$z_{P_{\max}^-}$ (kN/m)	18.600	15.300	13.800	12.900

Tableau 5. 6: Résultats de calcul pour $D=2m$; $H_t=100kN$

Dans le cas d'un monopieu de diamètre $D=2m$, les profils des paramètres de dimensionnement décrivent correctement le comportement d'un pieu flexible quel que soit la densité du sol.

On remarque aussi que l'augmentation de la densité du sol provoque :

- une diminution du déplacement et de la rotation en tête du monopieu ;
- une élévation de la position des points de déplacement
- une élévation de la position des 1^{ers} points de déplacement et rotation nul du monopieu ;
- une diminution du moment fléchissant maximal et une élévation de la position de son point d'application ;
- une augmentation de l'effort tranchant maximale négatif et une élévation de la position de son point d'application;
- une augmentation des réactions maximales positives et négatives ainsi qu'une élévation de la position de leur point d'application.

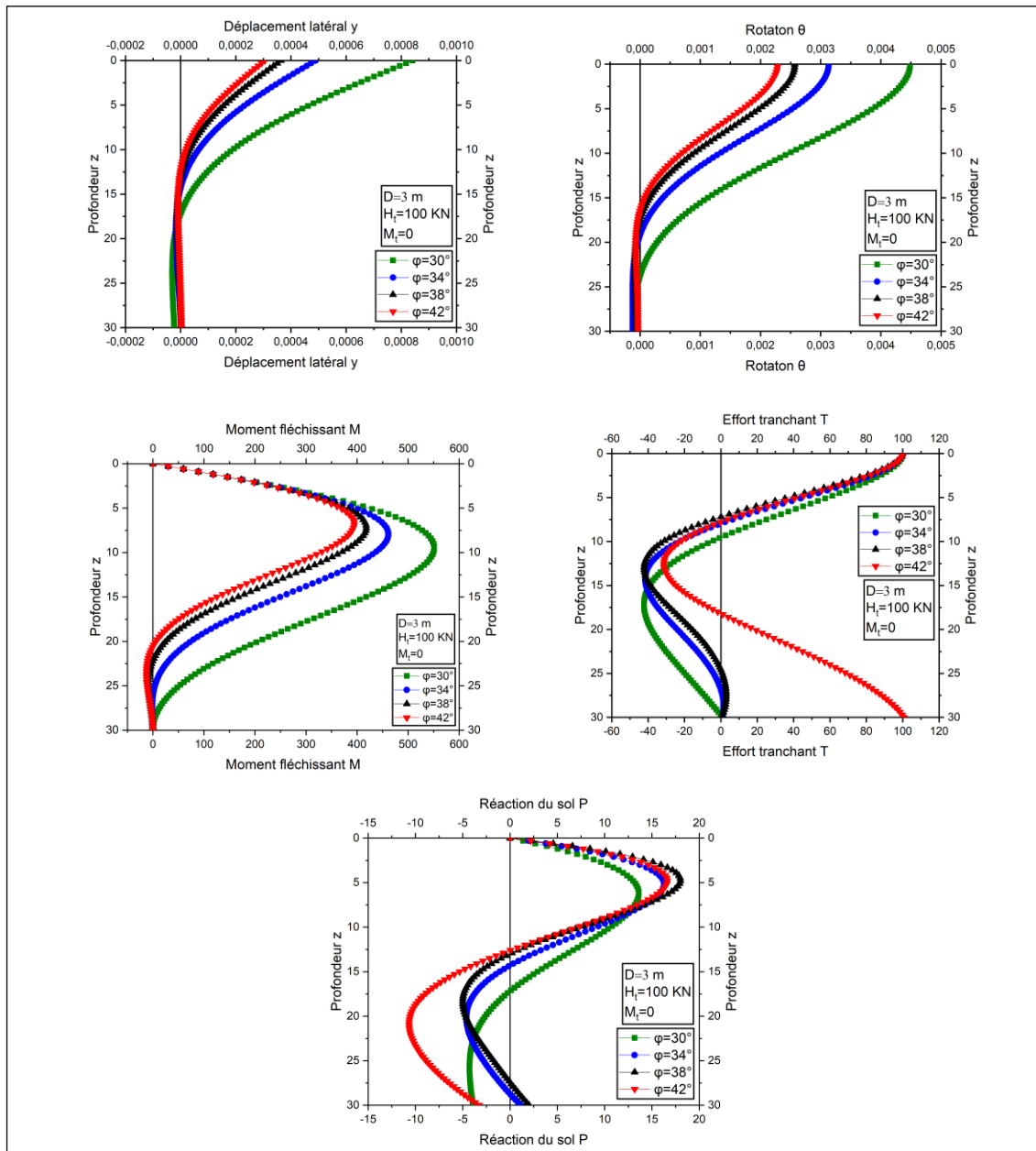


Figure 5. 4: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=3\text{m}$; $H_t=100\text{KN}$

Figure 5.4:

Caractéristiques	Sable lâche $\varphi=30^\circ$	Sable lâche $\varphi=34^\circ$	Sable de densité moyenne $\varphi=38^\circ$	Sable dense $\varphi=42^\circ$
y_t (m)	0.00084112	0.00048958	0.00036398	0.00030533
y_p (m)	0.00002304	0.00000264	0.00000291	0.00000208 -
Point de déplacement nul	unique	multiple	multiple	multiple
z_{yN1} (m)	17.400	14.400	13.200	12.300
θ_t (°)	0.00448714	0.00313229	0.00256960	0.00228503
θ_p (°)	-0.00009132	-0.00012153	-0.00006458	-0.00003650
Point de rotation nulle	unique	unique	unique	unique
$z_{\theta N1}$ (m)	24.000	19.200	17.400	16.500
T_{max}^- (kN)	-42.29032	-41.60613	-42.22067	-31.41353
$z_{T_{max}^-}$ (m)	17.100	14.400	12.900	12.600
M_{max}	551.265903	461.337766	418.188167	394.264646
$z_{M_{max}}$ (m)	9.600	7.800	7.200	6.900
P_{max}^+ (kN/m)	13.60861	16.28154	18.01422	16.62666
$z_{P_{max}^+}$ (m)	6.300	5.100	4.800	4.800
P_{max}^- (kN/m)	-4.28800	-4.61545	-5.00067	-10.67138
$z_{P_{max}^-}$ (kN/m)	25.800	20.100	18.300	21.000

Tableau 5. 7: Résultats de calcul pour $D=3m$; $H_t=100kN$

Le comportement décrit par les paramètres de dimensionnement pour un monopieu de 3m de diamètre correspond également à celui d'un pieu flexible.

De plus l'augmentation de la densité du sol entraîne :

- la diminution du déplacement et de la rotation en tête du monopieu ;
- l'élévation de la position des 1^{ers} points de déplacement et rotation nul du monopieu ;
- la diminution du moment fléchissant maximal et une élévation de la position de son point d'application ;
- une élévation de la position du point d'application de l'effort tranchant maximale;
- une augmentation des réactions maximales positives et négatives ainsi qu'une élévation de la position de leur point d'application.

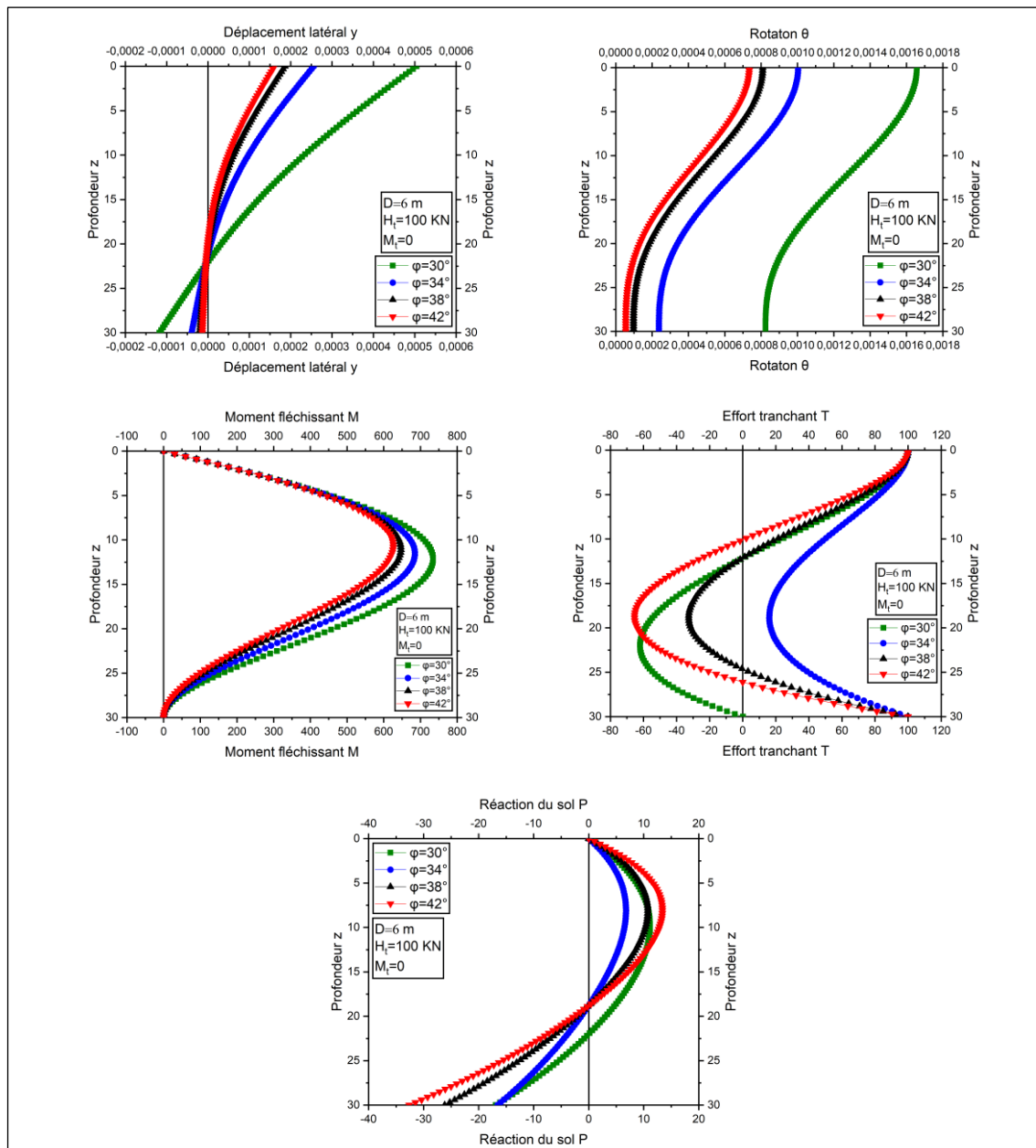


Figure 5. 5: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=6\text{m}$; $H_t=100\text{KN}$

Caractéristiques	Sable lâche $\varphi=30^\circ$	Sable lâche $\varphi=34^\circ$	Sable de densité moyenne $\varphi=38^\circ$	Sable dense $\varphi=42^\circ$
y_t (m)	0.00050446	0.00025599	0.00018607	0.00016092
y_p (m)	-0.00011748	-0.00003941	-0.00001995	-0.00001378
Point de déplacement nul	unique	unique	unique	unique
z_{yN1} (m)	22.200	21.300	20.400	19.800
θ_t (°)	0.00165716	0.00100394	0.00080885	0.00073487
θ_p (°)	0.00082433	0.00023788	0.00009747	0.00005500
Point de rotation nulle	/	/	/	/
T_{\max}^- (kN)	-62.07141	/	-32.62460	-65.37238
$z_{T_{\max}^-}$ (m)	21.900	/	18.900	18.900
M_{\max}	734.508344	684.992976	646.882244	625.891765
$z_{M_{\max}}$ (m)	12.000	11.400	11.100	10.800
P_{\max}^+ (kN/m)	11.14938	6.79409	10.74362	13.39605
$z_{P_{\max}^+}$ (m)	9.900	8.100	8.100	8.100
P_{\max}^- (kN/m)	-16.90020	-16.55159	-26.16884	-32.62846
$z_{P_{\max}^-}$ (kN/m)	30.000	30.000	30.000	30.000

Tableau 5. 8: Résultats de calcul pour $D=6m$; $H_t=100kN$

Pour le cas d'un monopieu de 6m de diamètre, les paramètres de dimensionnement traduisent bien le comportement d'un pieu rigide.

En ce qui concerne l'influence de la densité du sol, on remarque que son augmentation provoque :

- une diminution du déplacement et de la rotation en tête du monopieu ;
- l'élévation de la position des 1^{ers} points de déplacement et rotation nul du monopieu ;
- la diminution du moment fléchissant maximal et une élévation de la position de son point d'application ;
- une élévation de la position du point d'application de l'effort tranchant maximale négatif;
- l'augmentation des réactions maximales positives et négatives.

Il est à noter que les réactions maximales négatives sont toutes appliquées à la même profondeur $z=30m$ et les réactions maximales positives à l'exception du cas $\varphi=30^\circ$, sont également toutes situées à la même profondeur $z=8.100m$.

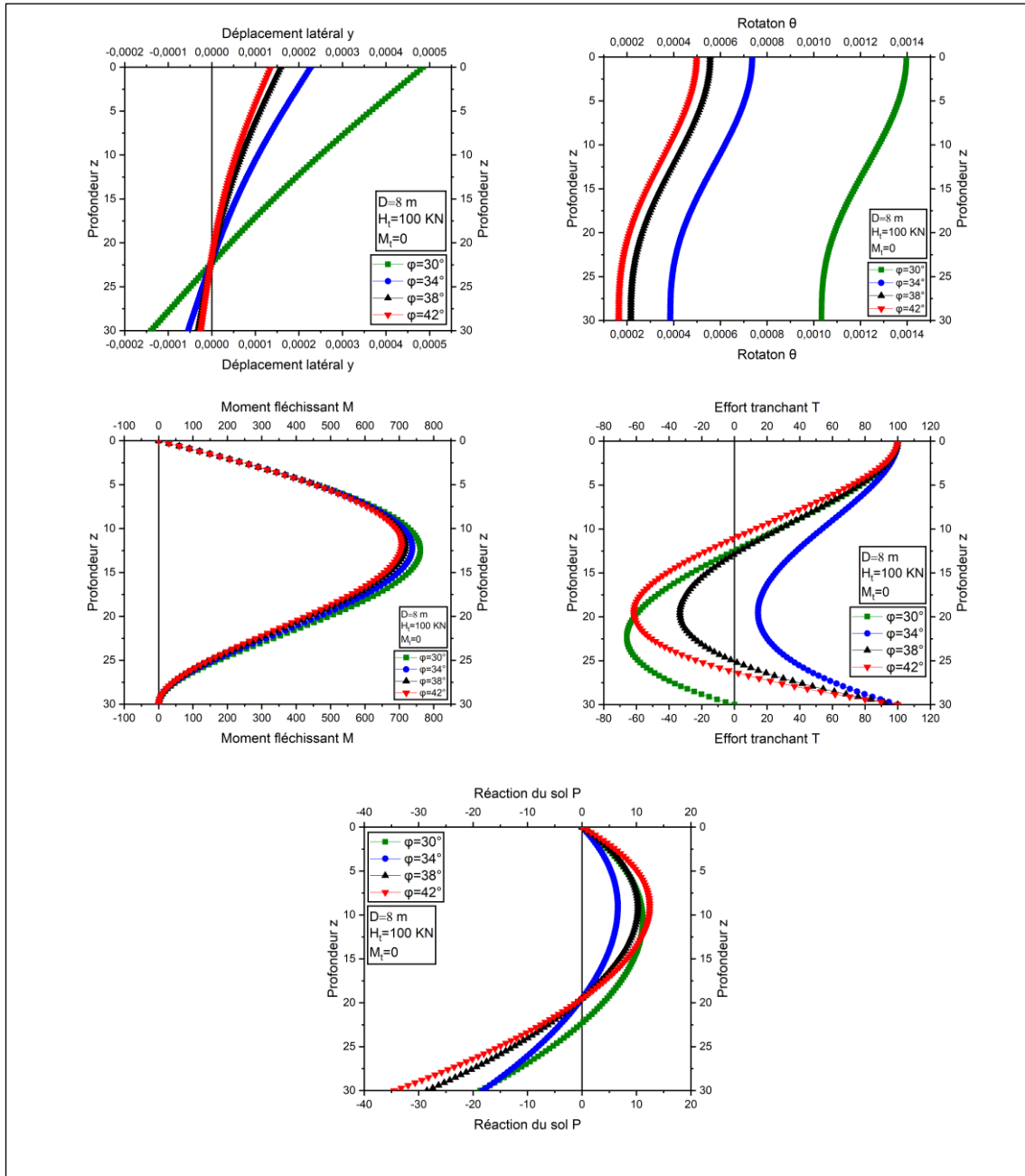


Figure 5. 6: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=8\text{m}$; $H_t=100\text{KN}$

Caractéristiques	Sable lâche $\varphi=30^\circ$	Sable lâche $\varphi=34^\circ$	Sable de densité moyenne $\varphi=38^\circ$	Sable dense $\varphi=42^\circ$
y_t (m)	0.00048559	0.00022764	0.00015815	0.00013617
y_p (m)	-0.00013960	-0.00005453	-0.00003216	-0.00002527
Point de déplacement nul	unique	unique	unique	unique
z_{yN1} (m)	22.500	22.200	21.900	21.900
θ_t (°)	0.00139712	0.00073647	0.00055609	0.00049819
θ_p (°)	0.00103360	0.00038550	0.00021632	0.00016461
Point de rotation nulle	/	/	/	/
T_{max}^- (kN)	-65.87977	/	-32.59509	-61.58781
$z_{T_{max}^-}$ (m)	22.200		18.600	19.500
M_{max}	761.187210	737.868092	717.638267	706.577626
$z_{M_{max}}$ (m)	12.300	12.300	12.000	11.700
P_{max}^+ (kN/m)	11.16149	6.58659	10.26864	12.44149
$z_{P_{max}^+}$ (m)	10.500	9.000	9.000	9.000
P_{max}^- (kN/m)	-18.70466	-18.27307	-28.48169	34.50782
$z_{P_{max}^-}$ (kN/m)	30.000	30.000	30.000	30.000

Tableau 5. 9: Résultats de calcul pour $D=8m$; $H_t=100kN$

Pour un monopieu de diamètre 8m, les paramètres de dimensionnement décrivent bien le comportement d'un pieu rigide.

L'augmentation de la densité du sol entraîne :

- la diminution du déplacement et de la rotation en tête du monopieu ;
- une élévation de la position des 1^{ers} points de déplacement et rotation nul du monopieu ;
- la diminution du moment fléchissant maximal et une élévation de la position de son point d'application ;

On note également que les 1^{ers} points de déplacement nul sont situés à la même profondeur $z=21.900m$ pour les cas $\varphi=38^\circ$ et $\varphi=42^\circ$.

Les réactions maximales négatives sont toutes appliquées à la même profondeur $z=30m$ et les réactions maximales positives à l'exception du cas $\varphi=30^\circ$, sont également toutes situées à la même profondeur $z=9.000m$.

Les moments fléchissant maximaux sont également appliqués à la même profondeur $z=12.300m$

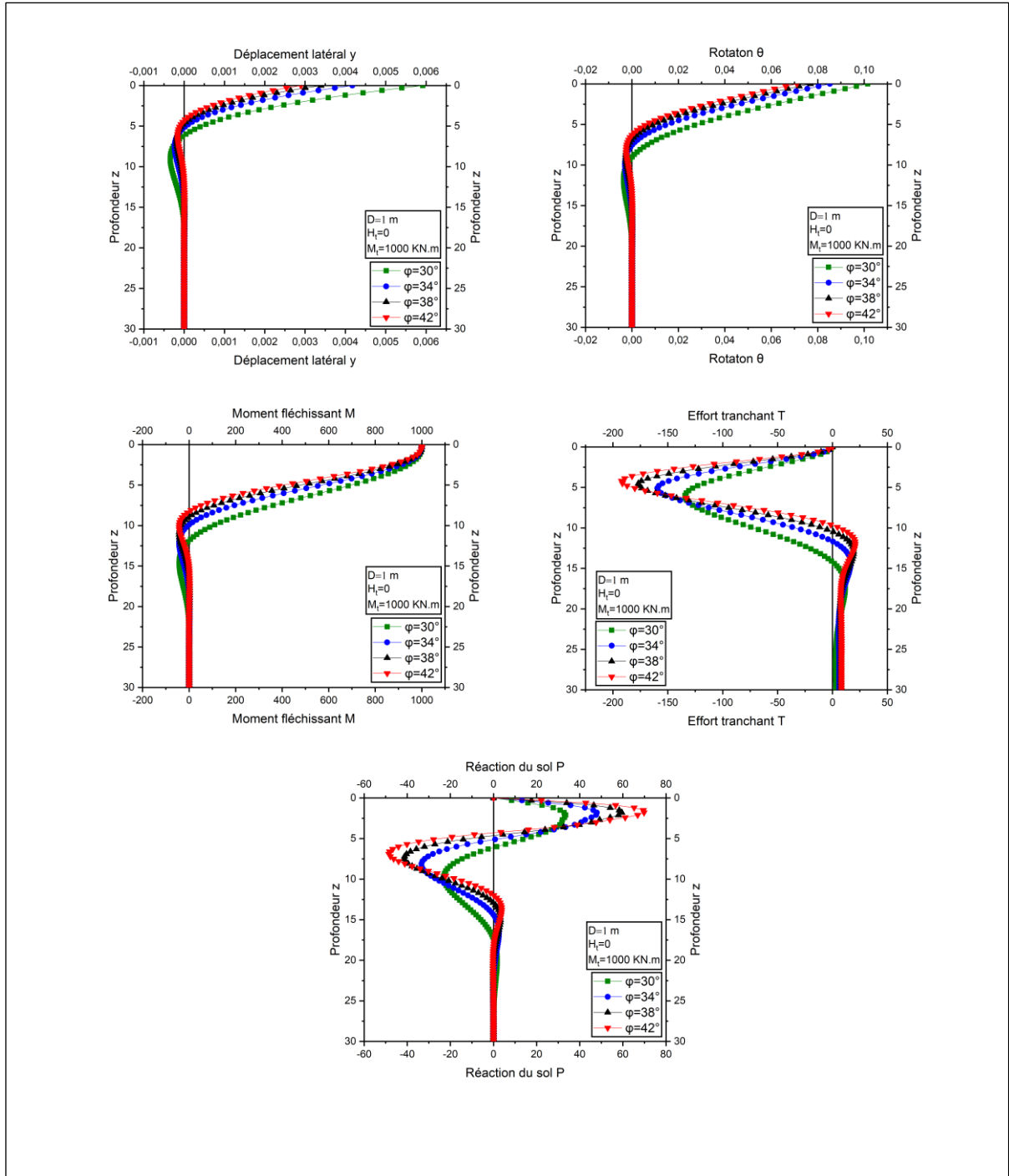


Figure 5. 7: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=1\text{m}$; $M_t=1000\text{KN.m}$

Caractéristiques	Sable lâche $\varphi=30^\circ$	Sable lâche $\varphi=34^\circ$	Sable de densité moyenne $\varphi=38^\circ$	Sable dense $\varphi=42^\circ$
y_t (m)	0.00591937	0.00417422	0.00339443	0.00289850
y_p (m)	-0.00000124	0.00000007	0.00000001	0
Point de déplacement nul	multiple	multiple	multiple	multiple
z_{yN1} (m)	6.300	5.400	4.800	4.500
θ_t (°)	0.10153328	0.08524853	0.07688106	0.07105661
θ_p (°)	0.00001692	-0.00000307	0.00000012	0.00000014
Point de rotation nulle (m)	multiple	multiple	multiple	multiple
$z_{\theta N1}$ (m)	9.300	7.800	6.900	6.600
M_{max}	1000.000519	1000.000434	1000.000390	1000.000359
$z_{M_{max}}$ (m)	0.300	0.300	0.300	0.300
T_{max}^+ (kN)	11.81063	16.56749	19.29187	20.71416
$z_{T_{max}^+}$ (m)	17.400	14.400	12.900	12.000
T_{max}^- (kN)	-134.26237	-159.55458	-176.84858	-192.15908
$z_{T_{max}^-}$ (m)	6.000	5.100	4.500	4.200
P_{max}^+ (kN/m)	33.46957	47.95135	59.50075	69.82654
$z_{P_{max}^+}$ (m)	2.100	1.800	1.800	1.800
P_{max}^- (kN/m)	-23.06790	-33.39179	-41.36833	-48.50617
$z_{P_{max}^-}$ (kN/m)	9.900	8.100	7.500	6.900

Tableau 5. 10: Résultats de calcul pour $D=1m$; $M_t=1000$ kN.m

Avec :

T_{max}^+ : Effort tranchant maximale positif ;

$z_{T_{max}^+}$: Profondeur de l'effort tranchant maximal positif

Pour un monopieu de diamètre $D=1m$ soumis à un moment fléchissant $M_t=1000$ kN.m, on constate que tous les paramètres de dimensionnement décrivent bien le comportement d'un pieu flexible.

L'augmentation de la densité du sol entraîne les points suivants :

- une diminution du déplacement et de la rotation en tête du monopieu ;
- une élévation de la position des 1^{ers} points de déplacement et rotation nul ;
- la diminution du moment fléchissant maximal ;
- un accroissement des efforts tranchants maximaux positifs et négatifs ainsi que l'élévation de la position de leur point d'application ;
- une augmentation des réactions maximaux positives et négatives ;
- l'élévation de la position du point d'application de l'effort tranchant maximal positif ;

Il est à noter que les moments fléchissant maximaux sont toutes appliqués à la meme profondeur $z=0.300m$, et les réactions maximales positive à l'exception du cas $\varphi=30^\circ$ sont également appliquées à la même profondeur $z=1.800m$

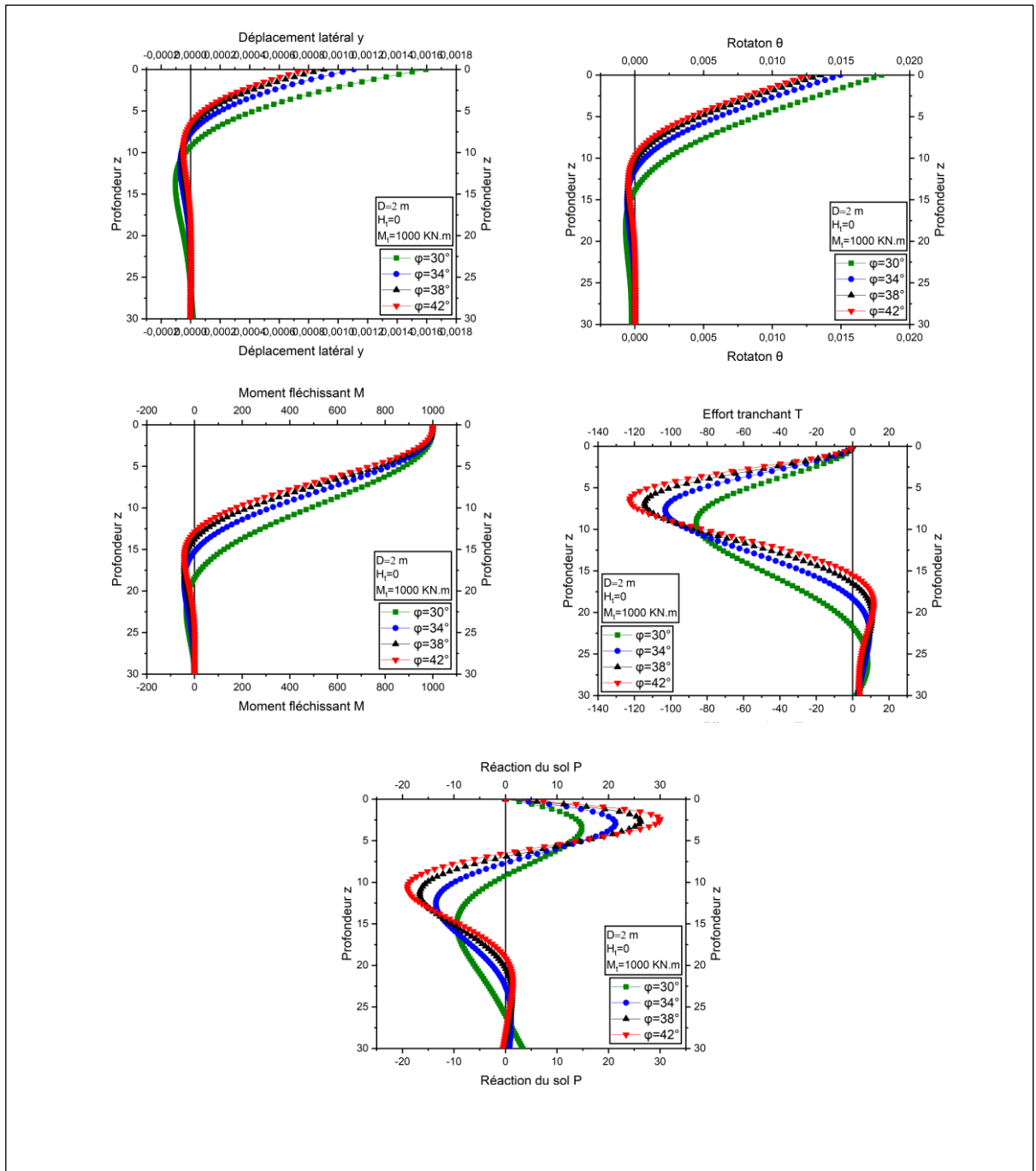


Figure 5. 8: Profil des paramètres de dimensionnement pour $D=1\text{m}$; $M_t=1000\text{KN.m}$

Caractéristiques	Sable lâche $\varphi=30^\circ$	Sable lâche $\varphi=34^\circ$	Sable de densité moyenne $\varphi=38^\circ$	Sable dense $\varphi=42^\circ$
y_t (m)	0.00159479	0.00110676	0.00090250	0.00079062
y_p (m)	0.00001808	0.00000172	-0.00000034	-0.00000043
Point de déplacement nul	multiple	multiple	multiple	multiple
z_{yN1} (m)	9.300	7.800	7.200	6.600
θ_t (°)	0.01795932	0.01496106	0.01351128	0.01264678
θ_p (°)	-0.00024757	0.00001745	0.00002407	0.00001406
Point de rotation nulle	unique	multiple	Multiple	Multiple
$z_{\theta N1}$ (m)	14.100	11.700	10.500	9.900
T_{max}^+ (kN)	8.31969	9.29940	10.68680	11.58043
$z_{T_{max}^+}$ (m)	26.100	22.500	20.400	19.200
T_{max}^- (kN)	-85.98068	-103.00816	-114.40057	-122.60150
$z_{T_{max}^-}$ (m)	9.300	7.800	6.900	6.600
M_{max}	1000.000093	1000.000077	1000.000069	1000.000065
$z_{M_{max}}$ (m)	0.300	0.300	0.300	0.300
P_{max}^+ (kN/m)	14.82796	21.35579	26.25170	30.03522
$z_{P_{max}^+}$ (m)	3.600	3.000	2.700	2.400
P_{max}^- (kN/m)	-9.42956	-13.48949	-16.62759	-19.01813
$z_{P_{max}^-}$ (kN/m)	15.300	12.600	11.400	10.500

Tableau 5. 11: Résultats de calcul pour $D=2m$; $M_t=1000$ kN.m

Dans le cas d'un monopieu de diamètre $D=2m$, tous les paramètres de dimensionnement décrivent correctement le comportement d'un pieu flexible.

L'augmentation de la densité du sol entraine provoque :

- la diminution du déplacement et de la rotation en tête du monopieu ;
- l'élévation de la position des 1^{ers} points de déplacement et rotation nul ;
- une diminution du moment fléchissant maximal ;
- une augmentation des efforts tranchants maximaux positifs et négatifs ainsi que l'élévation de la position de leur point d'application ;
- une augmentation des réactions maximaux positives et négatives et une élévation de la position de leur point d'application ;

Les moments fléchissant maximaux sont toutes appliqués à la même profondeur $z=0.300m$.

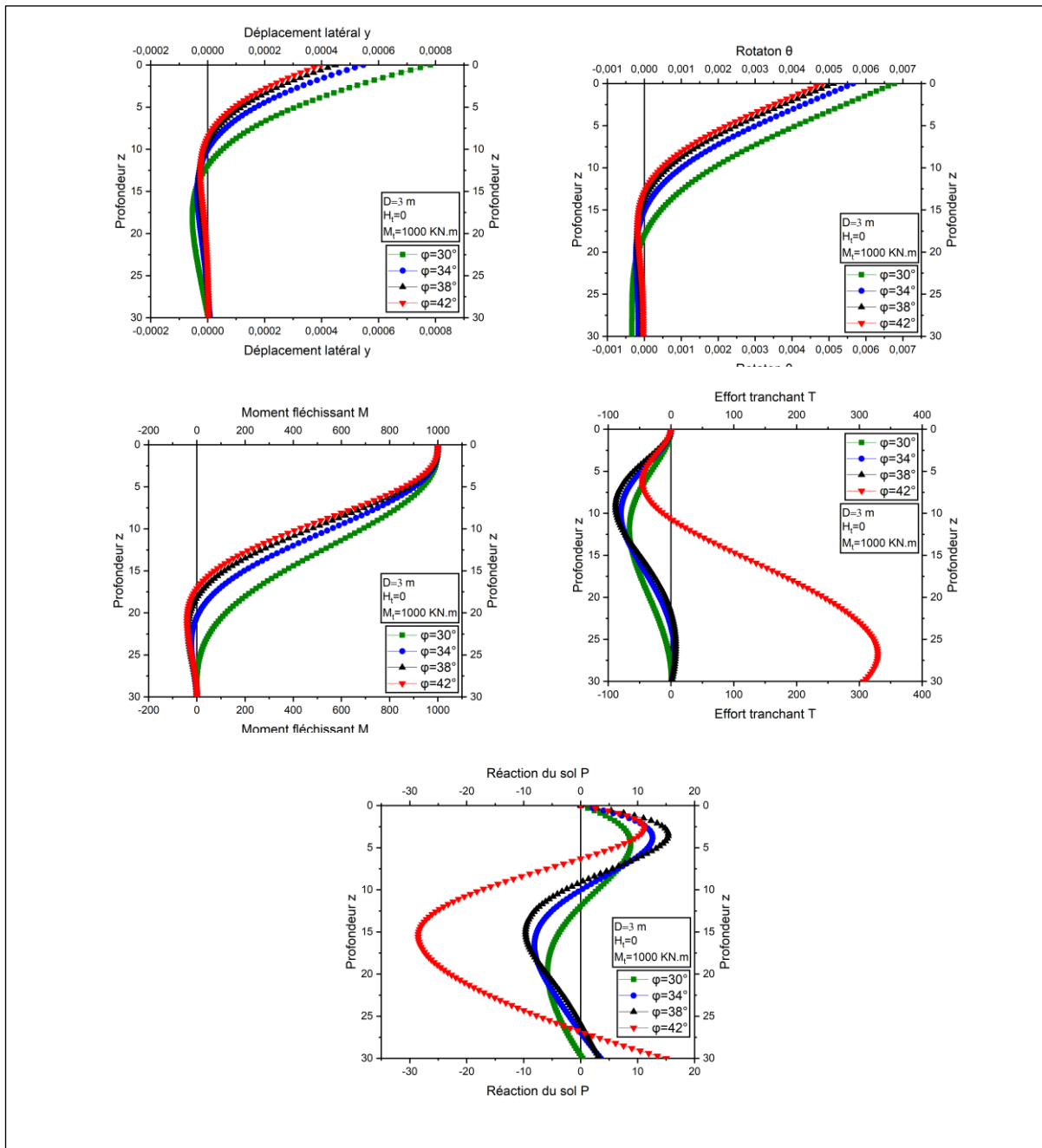


Figure 5. 9: Profils des paramètres de dimensionnement pour $D=3\text{ m}$; $M_t=1000\text{ KN.m}$

Caractéristiques	Sable lâche $\varphi=30^\circ$	Sable lâche $\varphi=34^\circ$	Sable de densité moyenne $\varphi=38^\circ$	Sable dense $\varphi=42^\circ$
y_t (m)	0.00078211	0.00054630	0.00044836	0.00039848
y_p (m)	0.00000213	0.00000845	0.00000480	0.00000284
Point de déplacement nul	multiple	multiple	multiple	multiple
z_{yN1} (m)	12.000	10.200	9.300	8.700
θ_t (°)	0.00677173	0.00565269	0.00511906	0.00482638
θ_p (°)	0-0.00033439	-0.00015573	0.00511906	-0.00002698
Point de rotation nulle	unique	unique	unique	unique
$z_{\theta N1}$ (m)	18.300	15.300	13.800	12.900
T_{max}^+ (kN)	0.09109	5.96783	7.57221	329.38287
$z_{T_{max}^+}$ (m)	28.800	27.000	25.800	26.700
T_{max}^- (kN)	-66.13805	-79.77177	-88.21682	-45.82239
$z_{T_{max}^-}$ (m)	12.000	9.900	9.000	6.300
M_{max}	1000.000035	1000.000029	1000.000026	1000.000025
$z_{M_{max}}$ (m)	0.300	0.300	0.300	0.300
P_{max}^+ (kN/m)	8.79926	12.63567	15.38138	15.02266
$z_{P_{max}^+}$ (m)	4.500	3.900	3.300	30.000
P_{max}^- (kN/m)	-5.78811	-8.10906	-9.66751	-28.51698
$z_{P_{max}^-}$ (kN/m)	19.800	16.500	15.000	15.600

Tableau 5. 12:Résultats de calcul pour $D=3m$; $M_t=1000$ kN.m

Pour un monopieu de 3m de diamètre les paramètres de dimensionnement présente bien un comportement de pieu flexible.

On remarque que l'augmentation de la densité du sol entraine :

- une diminution du déplacement et de la rotation en tête du monopieu ;
- l' élévation de la position des 1^{ers} points de déplacement et rotation nul ;
- la diminution du moment fléchissant maximal ;
- une augmentation des efforts tranchants maximaux positifs et négatifs ainsi que l'élévation de la position de leur point d'application ;
- une augmentation des réactions maximaux positives et négatives et une élévation de la position de leur point d'application ;

il est à noter que les moments fléchissant maximaux sont toutes appliqués à la même profondeur $z=0.300m$.

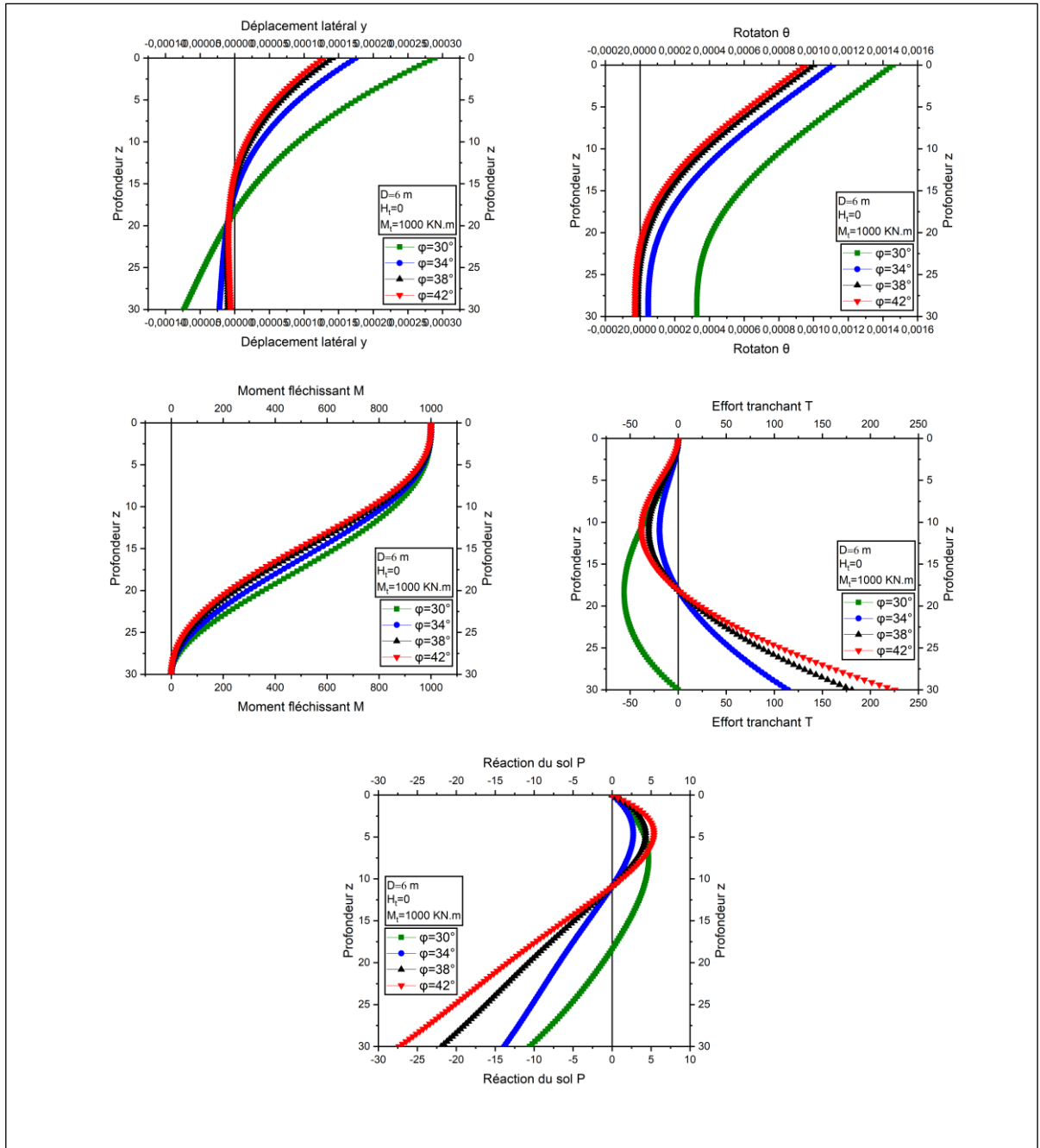


Figure 5.10: Profil des paramètres de dimensionnement pour D=6m ; M_t=100kn.m

Caractéristiques	Sable lâche $\varphi=30^\circ$	Sable lâche $\varphi=34^\circ$	Sable de densité moyenne $\varphi=38^\circ$	Sable dense $\varphi=42^\circ$
y_t (m)	0.00028899	0.00017515	0.00014111	0.00012820
y_p (m)	-0.00007348	-0.00002217	-0.00000973	-0.00000592
Point de déplacement nul	unique	unique	unique	unique
z_{yN1} (m)	18.600	16.200	14.700	14.100
θ_t (°)	0.00145888	0.00111456	0.00100174	0.00095582
θ_p (°)	0.00032723	0.00004690	-0.00001331	-0.00002888
Point de rotation nulle	/	/	unique	unique
$z_{\theta N1}$ (m)	/	/	24.000	21.600
T_{max}^+ (kN)	0.03070	114.34768	180.81736	225.45655
$z_{T_{max}^+}$ (m)	30.00	30.00	30.00	30.00
T_{max}^- (kN)	-56.30710	-19.43065	-30.73238	-38.32249
$z_{T_{max}^-}$ (m)	18.300	10.800	10.800	10.800
M_{max}	1000.000008	1000.000006	1000.000005	1000.000005
$z_{M_{max}}$ (m)	0.300	0.300	0.300	0.300
P_{max}^+ (kN/m)	4.68932	2.72210	4.30553	5.36877
$z_{P_{max}^+}$ (m)	7.500	4.500	4.500	4.500
P_{max}^- (kN/m)	-10.58752	-13.86956	-21.93054	-27.34447
$z_{P_{max}^-}$ (kN/m)	30.000	30.000	30.000	30.000

Tableau 5. 13: Résultats de calcul pour $D=6m$; $M_t=1000$ kN.m

Dans le cas d'un monopieu de diamètre $D=6m$, le comportement décrit par les paramètres de dimensionnement est bien celui d'un pieu rigide.

L'accroissement de la densité du sol entraîne :

- la diminution du déplacement et de la rotation en tête du monopieu ;
- l'élévation de la position des 1^{ers} points de déplacement et rotation nul ;
- la diminution du moment fléchissant maximal ;
- une augmentation de l'effort tranchant maximal positif ;
- une augmentation des réactions maximales négatives ;
- une élévation de la position du point d'application des réactions maximales positives ;

il est à noter que :

- les moments fléchissant maximaux sont toutes appliqués à la même profondeur $z=0.300m$;
- les réactions maximales négatives et les efforts tranchants maximaux positifs sont toutes situés à la même profondeur $z=30.000m$;
- les réactions maximales positives à l'exception du cas $\varphi=30^\circ$, sont également toutes situées à la même profondeur $z=4.500m$.

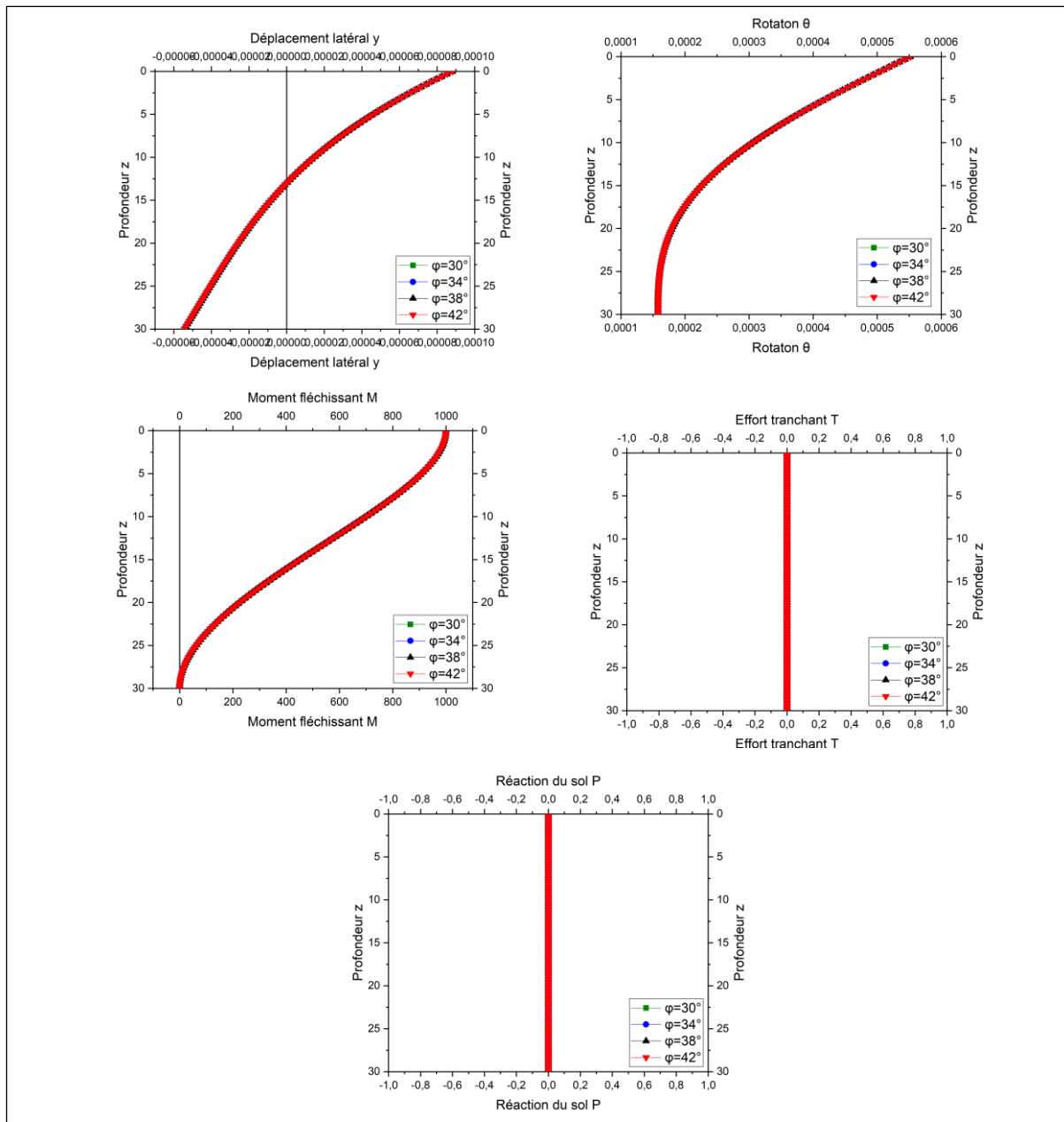


Figure 5. 10: Profils des paramètres de dimensionnement pour $D=8m$; $M_t=1000KN$

Caractéristiques	Sable lâche $\varphi=30^\circ$	Sable lâche $\varphi=34^\circ$	Sable de densité moyenne $\varphi=38^\circ$	Sable dense $\varphi=42^\circ$
y_t (m)	0.00008819	0.00008819	0.00008819	0.00008819
y_p (m)	-0.00005434	-0.00005434	-0.00005434	-0.00005434
Point de déplacement nul	unique	unique	unique	unique
z_{yN1} (m)	13.200	13.200	13.200	13.200
θ_t (°)	0.00055170	0.00055170	0.00055170	0.00055170
θ_p (°)	-0.00005434	-0.00005434	-0.00005434	-0.00005434
Point de rotation nulle	/	/	/	/
M_{max}	1000.000000	1000.000000	1000.000000	1000.000000
$z_{M_{max}}$ (m)	0	0	0	0

Tableau 5. 14: Résultats de calcul pour $D=8m$; $M_t=1000$ kN.m

Dans le cas d'un monopieu de 8m de diamètre, les paramètres de dimensionnements décrivent correctement les comportement d'un pieu rigide. Cependant ils ne changent pas avec la densité du sol. Il est à noter aussi que les efforts tranchants et les réactions du sol sont nuls sur toute la longueur du monopieu.

5.4. Conclusion :

Encodée dans un programme informatique, la formulation p-y proposée avec tous les nouveaux composants (forme p-y, rigidité initiale et résistance ultime) a été validée par des applications. Les résultats ont montré que la nouvelle procédure Winkler modélise correctement le comportement des monopieux de grand diamètre dans n'importe quel type de sable, soumises à n'importe à un chargement horizontal ou un moment de renversement. Sans aucun doute, la nouvelle formulation peut fournir une conception sûre pour la structure soutenue par cette fondation profonde

**CHAPITRE 6 :
CONCLUSION GENERALE**

6. CONCLUSION GENERALE

En ce qui concerne la conception des monopieux de petit diamètre, la combinaison du modèle BNWF aux courbes API p-y est la méthode la plus appropriée pour évaluer leur réponse latérale aux chargements horizontaux. Cela est dû aux résultats satisfaisants obtenus et au faible taux de rupture de pieux observé au cours des cinq décennies d'utilisation. Cependant, l'extension de la méthode p-y déjà incluse dans les codes de régulation des pieux (API, DNV), à la conception de monopieux de grand diamètre supportant les OWT a conduit à des prédictions insatisfaisantes et a montré la nécessité immédiate de réviser la courbe p-y de l'API avec toutes ses composantes, car elles ne sont pas actuellement capables de modéliser adéquatement le modèle de déformation rigide des monopieux de grand diamètre.

Poussé par le manque de procédures adéquates permettant de donner des estimations correctes, les auteurs de ce mémoire de fin d'étude ont été amenés à proposer une formulation différente de la courbe p-y qui permet au modèle BNWF de produire de meilleures performances. Il a été remarqué que la profondeur à laquelle le modèle du mode de rupture passe d'un coin passif à un écoulement latéral est profondément localisée lorsque la résistance ultime de l'API est appliquée aux monopieux de grand diamètre due fondamentalement à l'augmentation significative, pour des grandes profondeurs de cette résistance ultime. Contrairement à de nombreux auteurs qui ont récemment proposé de nouvelles expressions pour la rigidité initiale de la courbe p-y afin d'améliorer le modèle de Winkler, le but de ce mémoire était d'établir une nouvelle expression de la résistance ultime en profondeur. Pour ce faire, un segment de monopieu suffisamment profond a été modélisé comme un disque rigide qui se déplace latéralement dans un milieu élastique. Profitant de la géométrie axisymétrique du problème soumis à des chargements non axisymétriques, et à l'aide de la série de Fourier, l'analyse par éléments finis assistée (FSAFEA) habituellement employée pour résoudre ce genre de problèmes dans la gamme des déplacements élastiques, il a été possible de proposer une expression rigoureuse de la réaction du sol opposant le segment de monopieu au déplacement horizontal en termes de contraintes normales et de cisaillement agissant sur la paroi externe du monopieu. Dans une étape ultérieure, la contribution du sol recouvrant le sol entourant le segment de monopieu a été considérée et en utilisant des principes simples de mécanique des sols, une nouvelle expression de la résistance ultime du sol lorsqu'il s'écoule latéralement autour du segment a été suggérée. Il a été proposé de quantifier la résistance ultime du sable pour l'ensemble du processus de déformation du mono-pieu comme la valeur moindre entre la première formulation de Reese et al. (1974) et l'expression et qui vient d'être déterminé dans ce mémoire. La profondeur à laquelle les deux expressions sont égales a été jugée raisonnable car elle a été trouvée inférieure à un diamètre de monopieu pour toute la gamme de densités de sable, représentant ainsi une faible profondeur réaliste. Pour terminer la formulation, un ensemble de composantes de la courbe p-y a été suggéré. Il contient en la

résistance ultime précédente, une nouvelle rigidité initiale dépendant à la fois du diamètre du monopieu et de la nature du sable, et une nouvelle fonction hyperbolique décrivant l'évolution de p avec y . La nouvelle courbe p - y a été implémentée dans un programme informatique existant appelé WILDPOWER 1.0.

La validation de nouvelle courbe p - y a été effectuée à partir des applications, en considérant différents diamètres de monopieu encastré dans différents types de sol. Les résultats obtenus décrivent bien le comportement des monopieux de grand diamètre.

De notre avis, la nouvelle formulation p - y est prometteuse et peut constituer un outil alternatif pour la conception de monopieu de grand diamètre dans les sols sableux pour de nombreuses raisons. Premièrement, la formulation combine deux caractéristiques solides à savoir, la résistance ultime du sable qui a été dérivée sur un fond théorique solide et une courbe p - y sous forme de fonction hyperbolique qui a été suggérée par de nombreux auteurs dont les données expérimentales correspondaient à ce type de fonctions. Deuxièmement, la nouvelle formulation peut être considérée comme une amélioration du modèle BNWF car la formulation actuelle a montré d'excellentes performances lorsqu'elle a été validée par plusieurs applications. Troisièmement, la procédure actuelle évitera le recours à l'incorporation de paramètres supplémentaires dans le modèle BNWF tels que le cisaillement et le moment à la pointe du monopieu ou les contraintes de cisaillement latérales le long de du fût du monopieu.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- 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
- Brinch Hansen, J.** (1961). The Ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. The Danish geotechnical institute, Bulletin, 12.
- Broms, B. (1964).** Lateral resistance of piles in cohesionless soils. Journal of the soil mechanics and foundation division, 90 (3), 123-156
- Cook, R.D., Malkus, D.S., Plesha, M.E. and Witt, R.J.** (2001). Concepts and Applications of Finite Element Analysis. 4th edn. Wiley, UK.
- DNV: Det Norske Veritas.** DNV-OS-J101 (2013). Offshore standard: Design of offshore wind turbine structures. Hellrup, Danmark.
- Douifi A., Amar Bouzid Dj. and Amoura N. (2020).** Evaluation of ϕ -based p-y curves in predicting lateoresral response of large diameter monopiles in sands. Submitted to the Journal of Marine Georesources and Geotechnology.
- Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. and Elson, W.K. (2009).** Piling Engineering. 3rd ed., Taylor & Francis, Park Square, Milton Park, Abingdon.
- Georgiadis, M., Anagnostopoulos, C. and Safflekou, S. (1992).** Centrifugal testing of laterally loaded piles in sand. Canadian geotechnical Journal, 29: 208-2016.
- Kallehave et al.** (2012). Modification of the API p-y formulation of initial stiffness of sand, Proceedings of the 7th International Conference Offshore Site Investigation and Geotechnics, 2012, pp. 465 - 472.
- Kim, B.T., Kim, N.K., Lee, W.J., and Kim, Y.S.** (2004). Experimental load-transfer curves of laterally loaded piles in Nak-Dong river sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(4): 416-425.
- Klinkvort, R.T. and Hededal, O.** (2014). Effect of load eccentricity and stress level on monopile support of offshore wind turbines. Canadian Geotechnical Journal, 51: 966-974.
- Kondner, R.L.** (1963). Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 89(SM1), 115-143.
- Kulhawy, F.H.** (1991). Drilled shaft foundations. Foundation Engineering handbook, 2nd ed., chap. 14, H.-Y. Fang ed., Van Nostrand Reinhold, New York.

- Medjitna, L. and Amar Bouzid, Dj.** (2019). A Numerical procedure to correlate the subgrade reaction coefficient with soil stiffness properties for laterally loaded piles using the FSAFEM. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 13(5): 458-473.
- O'Neill, M.W. and Murchison, J.M.** (1983). An evaluation of p-y relationships in sands. Research report no. GT-DF02-83, Department of Civil engineering, University of Houston, Texas, USA.
- Randolph, M.F., Dolwin, J. and Beck, R.** (1994). Design of driven piles in sand. *Géotechnique*, 44(3): 427-448.
- Reese, L. C. and Van Impe, W. F.** (2011). *Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading*. 2nd ed. London: Taylor & Francis Group
- 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.
- Sorensen 2012** Soil- structure interaction for non-slender large-diameter offshore monopile, PhD Thesis, Aalborg University Denmark, Department of Civil Engineering
- Sorensen et al.** (2010). Effects of diameter on initial stiffness of p-y curves for large-diameter piles in sand, *Proceedings of the 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, 2010, pp. 907-912.
- Wiemann et al.** (2004). Evaluation of the Pile Diameter Effects on Soil-Pile Stiffness, *Proceedings of the 7th German Wind Energy Conference (DEWEK)*, 2004.
- Winnicki, L.A. and Zienkiewicz, O.C.** 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.
- Zhang L., Silva, F. and Grismala, R.** (2005). Ultimate lateral resistance to piles in cohesionless soils. *Jour of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(1): 78-83.