République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA
FACULTE DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

THESE DE DOCTORAT

Présentée par :

OTSMANE LALAHOUM

En vue de l'obtention du Titre de Doctorat (LMD) en Génie Civil

Option : Ingénierie de construction et risques géotechniques

Thème

MODELE D'ELEMENTS FINIS A TRANCHES VERTICALES : IMPLEMENTATION DE LA LOI HYPERBOLIQUE, VALIDATION ET APPLICATION A DEUX PROBLEMES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Soutenue devant le jury composé de :

M. MOULAI MOSTEFA Nadji	*Professeur, U. Médéa*	*Président*
M. AMAR BOUZID Djillali	*Professeur, U. Blida*	*Directeur de Thèse*
M. BOUAFIA Ali	*Professeur, U. Blida*	*Examinateur*
M. BENMEBAREK Sadok	*Professeur, U. Biskra*	*Examinateur*
M. MEZOUAR Nourredine	*MCA, ENTP. Alger*	*Examinateur*
M. BHATTACHARYA Subhamoy	*Professeur, U Surrey*	*Invité*

…… 2018……

A mon père et ma mère
A mon mari Smain
Ma fille Abir



Remerciements

Cette thèse de doctorat n'aurait pas été achevée sans le soutien et la participation de nombreuses personnes avec lesquelles j'ai étroitement collaboré et qui m'ont fait part de leurs connaissances et qui m'ont poussé de ne pas s'arrêter pendant ces périodes d'étude. Je tiens à les remercier ici sincèrement.

Je remercie DIEU, le Tout puissant qui ma donné le courage, la volonté et les moyens de mener à terme mon travail

Je remercier tout particulièrement mon professeur Mr. Djillali Amar Bouzid, pour son attention, ses conseils, sa grande disponibilité, sa capacité et sa volonté qui mon soutenu tout au long de mes recherches.

J'exprime ma gratitude aux membres du jury qui sont venus de loin pour évaluer et enrichi ma thèse par leur lecture critique du manuscrit et pour leurs remarques très constructives de manière significative.

Mes remerciements à mes collègues, actuels et anciens, mes amis et mes enseignants du primaire jusqu'à l'Université.

Je tiens finalement à remercier ma famille, mes frères et mes sœurs et mes parents en particulier. Sans vous, rien de tous ceci n'aurait été possible. Toi maman, ce travail est pour vous, et toi papa, tout simplement je te dis je t'aime et Merci pour ton soutien moral, ton encouragement, ton aide et ton suivi pour terminer ce travail et pour toutes les belles choses qu'il ma donné pour voir que la vie est belle …… Allah te protège……

J'exprime ma sincère reconnaissance à mon mari bien-aimé Smain pour son soutien quotidien et sa patience, son encouragement et son sacrifice pendant toute la période de mes études surtout dans les moments de doute.

Sans oublier l'amie de la famille : Yamina Kalache.

Et à tous ceux qui m'aiment et pensent à moi.

Lalahoum Otsmane

Résumé

Ce travail de thèse de doctorat constitue une implémentation de la loi hyperbolique dans le modèle d'éléments finis à tranches verticales, le modèle proposé a été appliqué à deux problèmes d'interactions sol-structure tridimensionnelle :

En premier lieu, la démarche scientifique a permis d'écrire un code dénommé NAMPULAL pour étudier le comportement latéral d'un monopieu supportant une éolienne offshore, dans le but d'estimer avec précision la fréquence naturelle de la structure qui est en fonction de l'interaction sol-pieu,

En second lieu, l'extension de la méthode des tranches verticales aux problèmes linéaires a permis de mettre en œuvre un second code numérique appelé NABCULVERT, qui a servi par la suite à l'analyse des conduites enterrées sous chargement superficiel.

Les confrontations des résultats des études des deux programmes proposés à ceux d'autres recherches tirées de la littérature ont donné satisfaction, par ce qu'ils ont été élaborés sur la base des deux méthodes numériques puissantes qui sont la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis. En outre, il comprend le modèle hyperbolique des sols, qui est un critère de sol excellent.

Mots clés : Méthode d'élément fini. Méthode des tranches verticales. Analyse non-linéaire. Monopieu. Les éoliennes offshore OWT. Fréquence naturel. Conduite enterrée. Modèle hyperbolique.

Abstract

This doctoral dissertation is an implementation of the hyperbolic soil model in the finite element vertical slices model, where two problems soil-structure interaction problems were involved.

At first, a computer code named NAMPULAL has been established on the basis of extending the finite element vertical model to deal with nonlinear soils obeying to the hyperbolic soil model. With the aim of accurately estimating the natural frequency of the OWT supported on a monopile which is a function of soil-monopile interaction, this program has been used to study the lateral behavior of the monopile.

As a second step, another computer code called NABCULVERT has been written in Fortran 90, to deal with buried box culvert under external loading.

The comparison of the results of the studies of the two computer program with those of other researches withdrawn from the literature were satisfactory, because they were established on n the basis of the two powerful numerical methods which are the finite difference method and the finite elements method. In addition, the implementation includes the hyperbolic soil model, which is an excellent soil criterion.

Key words: Finite element method. Vertical slice method. Nonlinear analysis. Monopile. OWT offshore wind turbines. Natural frequency. Buried pipe. Hyperbolic model.

ملخص

إن أطروحة الدكتوراه هذه تهدف لتنفيذ القانون القطعي لنموذج العناصر المنتهية مع المقاطع الشاقولية، وقد تم تطبيق هذا النموذج المقترح لمشكلتين من التفاعلات ثلاثية الأبعاد لبنية التربة:

في المقام الأول، مكنت الطريقة العلمية من كتابة كود يدعى NAMPULAL لدراسة السلوك الجانبي لأوتاد توربينات الرياح البحرية بهدف تقدير دقيق للتردد الطبيعي للهيكل الذي هو مرتبط بتفاعل التربة و الوتد،

ثانياً، أدى تمديد طريقة الشرائح الرئيسية إلى مشكلات خطية في تنفيذ تطبيق ثاني يسمى NABCULVERT استخدم بعد ذلك لتحليل الأنابيب المدفونة تحت القوى الخارجية.

كانت المقارنة بين نتائج دراسة التطبيقين المقترحين مع نظريات البحوث الأخرى المقترحة جد مرضية، لأنها اعتمدت على أساس طريقتين عدديتين قويتين هما طريقة الفوارق المنتهية وطريقة العناصر المنتهية. و بالإضافة إلى ذلك، لأنها شملت على النموذج القطعي للتربة، وهذا الأخير يعتبر من المعايير الممتازة للتربة.

كلمات المفاتيح: طريقة العناصر المنتهية. طريقة الفوارق المنتهية. تحليل الغير الخطي. الوتد. توربينات الرياح البحرية. التردد الطبيعي. الأنابيب المدفونة. النموذج القطعي.

Liste des Figures

Introduction Générale

Figure 1 : Problèmes d'interaction sol-structure bidimensionnel.
Figure 2 : Problèmes d'interaction sol-structure tridimensionnel.

Chapitre I

Figure 1.1 : Modélisation par la méthode des tranches verticales de deux problèmes d'interaction sol-structure (Monopieu supportant une turbine à vent et une conduite enterrée).
Figure 1.2 : Le modèle de tranches verticales montrant les tranches en interaction soumises à des forces externes et de volume fictives. (Otsmane et Amar Bouzid, 2017)
Figure 1.3 : L'élément quadrangulaire à 8 nœuds.

Chapitre II

Figure 2.1: Modèle hyperbolique
Figure 2.2 : Relation entre le module d'Young tangent initial E et la contrainte principale mineure σ_3(Janbu, 1963).
Figure 2.3 : Courbe hyperbolique montre les phases de chargement et de déchargement-rechargement
Figure 2.4 : Relation entre le coefficient de Poisson initial ν_i, et la contrainte principale mineure σ_3 (Kulhawy et Duncan, 1972).

Chapitre III

Figure 3.1 : Cercle de Mohr montre le CSL selon Duncan Chang (1970).
Figure 3.2 : Cercle de Mohr montrant le CSL selon Dickin et king (1982).
Figure 3.3 : Organigramme montre l'implémentation du modèle hyperbolique où E_t et E_{ur} sont évalués selon l'état de contrainte. (Otsmane et Amar Bouzid, 2017)
Figure 3.4 : Organigramme NAMPULAL (Otsmane et Amar Bouzid, 2017).
Figure 3.5 : Effet de l'exposant n sur le profil de déplacement pour un sable lâche.
Figure 3.6: Effet de l'exposant n sur le profil de déplacement pour un sable dense.

Figure 3.7 : Effet de l'exposant n sur le profil de déplacement pour un sable lâche.
Figure 3.8 : Effet de l'exposant n sur le profil de déplacement pour un sable dense.
Figure 3.9 : Effet du R_f sur le profil de déplacement pour un sable lâche.
Figure 3.10 : Effet du R_f sur le profil de déplacement pour un sable dense.
Figure 3.11 : Effet de R_f sur le profil de déplacement pour un sable lâche
Figure 3.12 : Effet du R_f sur le profil de déplacement pour un sable dense

Chapitre IV

Figure 4.1 : Monopieu flexible et monopieu rigide
Figure 4.2 : Détail du monopieu M14.
Figure 4.3 : Maillage NAMPULAL.
Figure 4.4 : Profil de déplacement
Figure 4.5 : Profil du moment
Figure 4.6 : Représentation des efforts en tête du monopieu.
Figure 4.7 : L'évolution de la force horizontale H en fonction de u
Figure 4.8 : L'évolution de la force horizontale H en fonction de θ
Figure 4.9 : Profil de déplacement.
Figure 4.10 : Profil de déplacement.
Figure 4.11 (a) : Profil de déplacement pour $H = 40\ KN$.
Figure 4.11 (b) : Profil de déplacement pour $H = 60\ KN$.

Chapitre V

Figure 5.1 : Description d'une éolienne offshore.
Figure 5.2 : Spectre de fréquence pour une éolienne.
Figure 5.3 : Modèle d'une éolienne offshore : Représentation de l'interaction sol-structure par des rigidités en tête de monopieu.
Figure 5.4 : Modèle d'une turbine éolienne offshore utilisé pour évaluer la masse du mât et le coefficient de rigidité : (a) mât sous chargement p, (b) mât soumise aux charge trapèze et (c) différent masse du mât et (d) propriété géométrique du mât.
Figure 5.5 : Evolution du coefficient de rigidité du mât avec le rapport m.

Figure 5.6 : Courbes charges-déplacements en tête du monopieu pour obtenir : (a) : coefficient de flexibilité latérale, (b) : coefficient de flexibilité de rotation, (c) : coefficient de flexibilité de couplage.
Figure 5.7 : Déplacement en tête du monopieu en fonction de la charge horizontale appliquée pour les différentes éoliennes offshores.
Figure 5.8 : Rotation de la tête du monopieu en fonction de la charge horizontale appliquée pour les différentes éoliennes offshores.
Figure 5.9 : Rotation de la tête du monopieu en fonction du moment appliqué pour les différentes éoliennes offshores. Arany et al. (2016).
Figure 5.10 : Les valeurs de K_L, K_{LR} et K_R données par NAMPULAL et ceux développées par offshores.
Figure 5.11 : Histogramme représente les valeurs de C_R et C_L pour les différents éoliennes

Chapitre VI

Figure 6.1 : Modes de retenue des conduites.
Figure 6.2 : l'effet de tassement du sol sur : (a) conduite rigide (b) conduite flexible
Figure 6.3 : Transfert de pression dans un système sol-conduite
Figure 6.4 : Théorie de Marston pour une charge verticale appliquée sur une conduite enterrée (installation en tranchée).

Figure 6.5 : type d'installation des conduites en remblais : (a)conduite de projection positive, (b) conduite de projection négative et (c) conduite d'installation de tranchée imparfaite.

Figure 6.6 : Exemple de maillage pour une conduite circulaire.

Figure 6.7 : L'élément quadrangulaire à 8 nœuds.
Figure 6.8 : (a) Schématisation de test de centrifugation (les mesures en mm), (b) Les instruments utilisés. (Abuhajar et al. 2015)
Figure 6.9 : Modèle numérique (FLAC^{2D}). (Abuhajar et al.2015)
Figure 6.10 : Discrétisation de maillage
Figure 6.11 : Le maillage après raffinement.
Figure 6.12 : Variation da la contrainte verticale $\sigma_y\,(KP\text{a})$ en fonction de la distance $B_c(m)$ de la conduite (dalle supérieure)

Figure 6.13 : Comparaison entre NABCULVERT et FLAC^{2D} (Abuhajar et al.2015) 'Etude de l'effet de H/B_c' avec $t = 0.533m$ (dalle supérieure)

Figure 6.14 : Application de la charge q.

Figure 6.15 : L'effet de H/B_c sur la pression verticale σ_y sur : (a) et (c) : Les deux côtés latéraux, (b) : La dalle supérieur.

Figure 6.16 : L'effet de H/B_c sur la pression horizontale σ_x sur : (a) et (c) : Les deux côtes latéraux, (b) : La dalle supérieure

Figure 6.17 : Effet de H/B_c sur le déplacement

Figure 6.18 : Etude de l'effet de t/B_c sur la contrainte verticale.

Liste des Tableaux

Chapitre II

Tableau 2.1 : Relation entre paramètres élastiques (Leipholz, 1974)
Tableau 2.2 : Critères de rupture pour le sol (Chen et Mizuno, 1990)

Chapitre III

Tableau 3.1 : Intégration numérique de Gauss.
Tableau 3.2 : Intervalles de variation des paramètres utilisés dans les équations (3.17) et (3.18) (après Lade et Nelson (1987))
Tableau 3.3 : les valeurs de densité relative et de l'angle de frottement qui varient selon l'état du sol sableux, proposé par Meyerhof (1956).
Tableau 3.4 : Valeurs de k_0, K_{ur} et K en fonction de l'état du sol.
Tableau 3.5 : les charges appliquées en tête
Tableau 3.6 : Les caractéristiques du pieu
Tableau 3.7 : Les paramètres choisis pour les deux types de sol.
Tableau 3.8 : Les caractéristiques du pieu
Tableau 3.9 : Les paramètres choisis pour les deux types de sol.

Chapitre IV

Tableau 4.1: Les valeurs de paramètre du sol pour chaque couche.
Tableau 4.2 : Paramètres du sol et du monopieu utilisé dans NAMPULAL pour l'analyse du monopieu à Horns Rev.
Tableau 4.3 : Etude de rigidité du monopieu
Tableau 4.4 : Résultats obtenus par FLAC^{3D}, API et NAMPULAL
Tableau 4.5 : Les paramètres du monopieu et du sol employés par ABAQUS et NAMPULAL.
Tableau 4.6 : Les paramètres communs utilisés dans PLAXIS et NAMPULAL.
Tableau 4.7 : Les paramètres indépendants de PLAXIS et NAMPULAL.

Chapitre V

Tableau 5.1 : Expression non dimensionnelle.

Tableau 5.2 : Les coefficients de rigidité pour un monopieu court proposés pur un sol homogène.

Tableau 5.3 : Les coefficients de rigidité pour monopieu court proposés pour un sol de Gibson.

Tableau 5.4 : Les coefficients de rigidité pour un monopieu court proposés pour un sol dont la rigidité varie en fonction de la racine carrée de la profondeur.

Tableau 5.5 : Liste des dix éoliennes offshores.

Tableau 5.6 : Les données d'entrée pour les dix éoliennes offshores choisis pour cette étude.

Tableau 5.7 : Les valeurs des masses et des rigidités à la flexion des 10 éoliennes offshores.

Tableau 5.8 : Les paramètres de résistance et de déformation du sol et les paramètres du modèle hyperbolique pour les 10 éoliennes offshores choisis.

Tableau 5.9 : Coefficients de flexibilité, de rigidité et $\eta_L, \eta_{LR} et\, \eta_R$ pour les éoliennes offshores A, B, C, D et E.

Tableau 5.9 : Coefficients de flexibilité, de rigidité et $\eta_L, \eta_{LR} et\, \eta_R$ pour les éoliennes offshores F, G, H, I et J.

Tableau 5.11 : Fréquences naturelles de base pour les différentes éoliennes offshores.

Tableau 5.12 : Les valeurs de C_R et C_L.

Tableau 5.13 : Fréquences naturelles calculée et mesurées pour les 10 éoliennes offshores.

Chapitre VI

Tableau 6.1 : Les formules proposées de F_e.

Tableau 6.2 : Les paramètres du modèle, sable dense

Table des Matières

Introduction Générale

1- Introduction générale 18
2- Présentation du travail élaboré 20

Chapitre I : Méthode éléments finis à tranches verticales – Principales équations régissant le comportement linéaire

I.1- Introduction 24
I.2- Modèle des tranches verticales (MTV) 26
I.2.1- Equations d'équilibre pour chaque tranche 27
I.2.2- Approximation par différences finies 27
I.2.3- Forces de volume fictives *29*
I.2.4- Formulation par éléments finis des tranches en interaction *30*
I.2.5- Processus itératif et stratégie de calcul *32*
I.3- Conclusion 33

Chapitre II : Loi de comportement du sol et description de la loi hyperbolique

II.1- Introduction 36
II.2- Lois de comportement 36
II.2.1- Lois de comportement élastique 36
II.2.1.1- Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke) 37
II.2.1.2- Lois élastiques non linéaires incrémentales 37
a- L'hyperélasticité 38
b- hypoélastiques 38
II.2.2- Lois élastoplastiques 39
- Notion de surface de charge 39
- Notion d'écrouissage 40
- Notion de règle d'écoulement plastique 40

II.2.3- Lois de comportement élastique parfaitement plastique 40
II.3- Lois de comportements élastiques Quasi-linéaire basés sur la relation hyperbolique 43
II.3.1- Formulation de base 43

II.3.2- Modèle de Duncan et Chang (1970) 44
II.3.3- Version Kulhawy et Duncan (1972) 46
II.3.4- Version de Wong et Duncan (1974) 47
II.3.5- Modifications apportés par Herrmann (1978) 47
II.3.6- Version de Duncan et al. (1980) 47
II.4- Conclusion 48

Chapitre III : Implémentation de la Loi Hyperbolique : Elaboration du code de calcul NAMPULAL

III.1- Introduction 52
III.2- L'implémentation du modèle hyperbolique dans le modèle FEVSM 53
III.3- Description du code d'éléments finis élaboré (NAMPULAL) 56
III.3.1- Introduction 56
III.3.2- Les sous programmes et l'organigramme du code NAMPULAL 56
III.3.3- Processus de calculs et considérations diverses 62
III.4-Procédure d'évaluation des paramètres hyperboliques K, K_{ur}, R_f et n pour un sable 63
III.4.1-Estimation de la rigidité des sols pulvérulents 66
III.4.2- Etude paramétrique 66
III.4.2.1- Effet de l'exposant n 67
III.4.2.2- Effet du coefficient R_f 70
III.5- Conclusion 73

Chapitre IV : Validation du code NAMPULAL

IV.1- Introduction 76
IV.2- Validation du code NAMPULAL 76
IV.2.1- Comparaison des résultats de NAMPULAL et ceux Augustesen et al. (2009) 77
IV.2.1.1- Turbine à vent offshore de Horns Rev (Danemark) 78
IV.2.1.2- Conditions sur le monopieu 78
IV.2.1.3- Les conditions du sol 79
IV.2.1.4- Modèle de Winkler (Méthode API) 80
IV.2.1.5- FLAC^{3D} 81
IV.2.1.6- NAMPULAL 82
IV.2.1.7- Résultats 85

IV.2.2- Comparaison des résultats de NAMPULAL et ceux d'Achmus et al. (2005) 86
IV.2.3- Comparaison des résultats de NAMPULAL et ceux d'Doherty et al. (2012) 89
IV.3- Conclusions 93

Chapitre V : Application à un monopieu supportant une turbine à vent

V.1- Introduction 97
V.2- La fréquence naturelle et le modèle analysé 99
V.2.1- Modélisation d'une éolienne offshore appropriée pour l'analyse dynamique 102
V.2.1.1- Détermination de la rigidité équivalente et la fréquence naturelle 105
V.2.2 Procédure d'estimation des rigidités en tête du monopieu 108
V.3- Méthodologie : Le programme informatique NAMPULAL 112
V.4- Les étapes de calcul de la fréquence naturelle pour dix éoliennes offshore 112
V.5- Conclusions 125

Chapitre VI : Application à l'analyse d'une conduite enterrée

VI.1- Introduction 128
VI.2- Classifications des pipelines 129
VI.3- Modélisation du comportement mécanique des conduites enterrées 132
VI.3.1- Comportement axial 133
VI.3.2- Comportement transversal 133
VI.3.2.1- Installation en tranchée 134
VI.3.2.2- Installation en remblai 135
VI.4- Quelques études bibliographiques 137
VI.5- Modélisation numérique élaboré dans ce travail 140
VI.5.1- Validation de NABCULVERT (Nonlinear Analysis of Box CULVERT) 142
VI.5.1.1- Comparaison des résultats de NABCULVERT et ceux d'Abuhajar et al. (2015) 142
VI.5.1.1.1- Modélisation par centrifugation 142
VI.5.1.1.2- Modélisation numérique(FLAC^{2D}) 144
VI.5.1.1.3- NABCULVERT (Nonlinear Analysis of Box CULVERT) 145
VI.5.1.1.4- Variation de la pression verticale en fonction du largueur de la conduite enterrée 147
VI.5.1.1.5- Variation de la pression verticale en fonction du largueur de la conduite enterrée pour plusieurs H/B_c 148
VI.5.2- Etude paramétrique 148
- L'effet de H/B_c sur la pression verticale et horizontale 148

- L'effet de H/B_c sur le déplacement 152
- L'effet de t/B_c sur la pression verticale 152

VI.6- Conclusion 153

Chapitre VII : Conclusions générales et perspectives

Références bibliographiques

Annexe : User's manual

Publications Internationales

Introduction Générale

1- **Introduction**

Presque toutes les structures de Génie Civil reposent ou sont fichés partiellement ou entièrement dans le sol. Ce dernier fournit donc, les forces stabilisantes ou déstabilisantes permettant de maintenir l'équilibre ou provoquer la rupture. L'ingénieur géotechnicien est tenu de quantifier les forces induites dans le sol et dans les éléments structurels ainsi que les mouvements potentiels des structures et des milieux environnant pour un dimensionnement adéquat.

Environ la quasi-totalité des problèmes d'interaction sol-structures réunissent les conditions nécessaires pour les mettre dans la classe des problèmes à déformations planes. La figure (1) illustre certains de ces problèmes.

Pour analyser ou dimensionner ces structures en interaction avec le sol, la pratique géotechnique a mis à la disposition des ingénieurs, au fil des années, les outils nécessaires pour élaborer des solutions suffisamment précises pour aboutir un dimensionnement sécurisé et durable. Pour les problèmes de glissement de terrains (Figure 1a), les solutions de l'équilibre limites établies et améliorées sur une période dépassant les sept (07) décennies ont obtenu le consensus de toute la communauté de géotechnique. Les théories de Mohr-Coulomb et de Rankine ont également eu la reconnaissance des géotechniciens dans le dimensionnement des murs de soutènement et des palplanches (Figure 1b et 1c). En outre, la théorie non-linéaire des poutres reposant sur des appuis élastiques inspirée et développée sur la base du modèle de Winkler (Winkler, 1867) a été appliquée avec succès dans l'étude des pieux isolés chargés axialement (Figure 1d) et dans le dimensionnement des pieux chargés latéralement (Figure 1e), ce qui a amené les concepteurs à l'adopter dans les codes de dimensionnement. Pour le cas des tunnels (Figure 1f) la nouvelle méthode Autrichienne pour le dimensionnement des tunnels (NATM) est adoptée dans presque tous les bureaux d'études faisant trait à la géotechnique.

L'analyse par éléments finis de ce type de problèmes est parfois nécessaire pour quantifier certains aspects particuliers où les méthodes supra-citées ne sont pas en mesure de les élucider. La force majeure de la MEF est qu'elle puisse suivre le processus de déformations à partir des conditions initiales passant par l'état correspondant aux charges de service jusqu'aux étapes ultimes menant à la rupture.

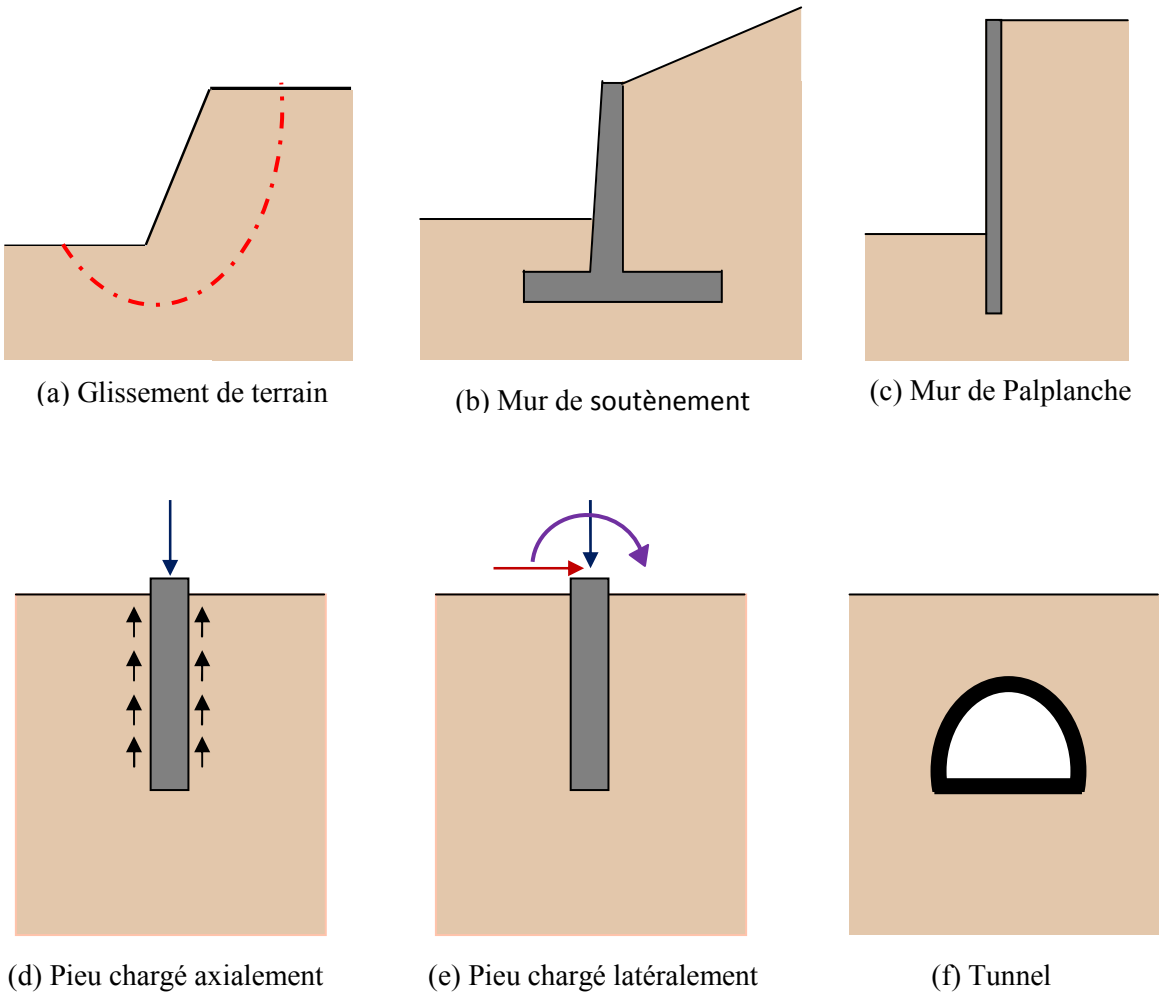
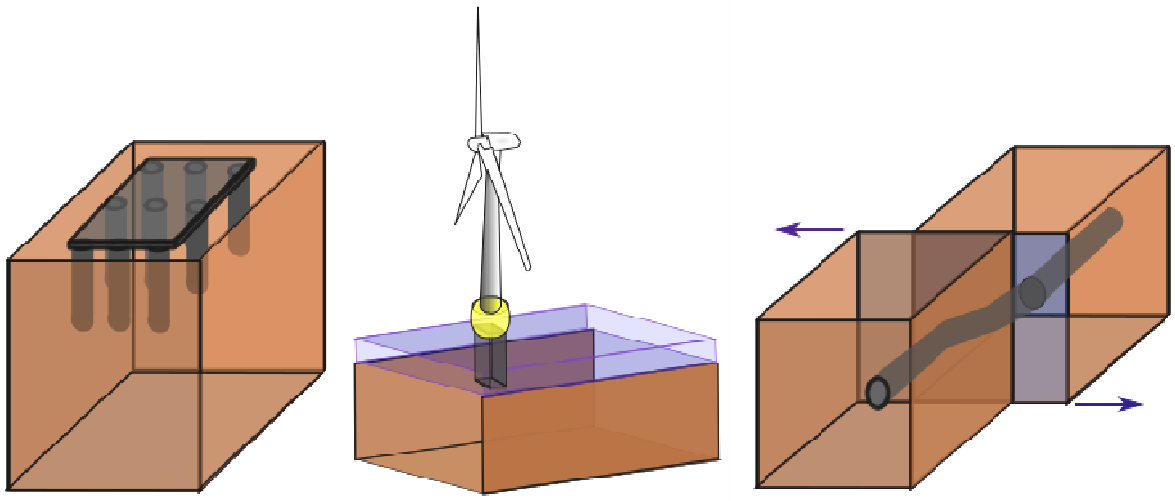


Figure 1 : Problèmes d'interaction sol-structure bidimensionnel.

Lorsque les conditions de géométrie et de chargement ne sont pas réunies pour considérer le problème comme étant un problème plan, le problème est automatiquement considéré comme étant un problème véritablement tridimensionnel. A titre d'exemple la figure 2 illustre certains problèmes nécessitant une considération tridimensionnelle. Malgré, la disponibilité des outils de calcul ultra sophistiqués, et le progrès considérable dans le développement des méthodes d'analyse, l'étude et le dimensionnement des problèmes 3D n'a pas encore reçu le consensus de toute la communauté géotechnique due à la complexité et à la nature des interactions sol-structures mis en jeu.



(a) Groupe de pieux

(b) Eolienne offshore fondée sur un monopieu

(c) Pipeline traversant une faille géologique

Figure 2 : Problèmes d'interaction sol-structure tridimensionnels

La méthode éléments finis nécessitant des modèles tridimensionnels est la méthode la plus rigoureuse pour analyser de tels problèmes, cependant les temps et les volumes de calculs exorbitants et les non-linéarités inhérentes aux matériaux envisagés limitent l'usage de la méthode au cadre restreint du domaine de recherche, et écartent la possibilité d'être appliquée actuellement dans la pratique géotechnique courante.

2- **Présentation du travail élaboré**

Le travail présenté dans ce manuscrit s'inscrit dans la démarche de trouver des méthodes permettant de réduire un problème d'interaction sol-structure 3D à un problème 2D tout en gardant ses aspects tridimensionnels et prendre en compte la non-linéarité du problème. En effet, le modèle d'éléments finis à tranches verticales qui combine la MEF avec la MDF et qui a donné des résultats très encourageant dans le domaine élastique des problèmes purement tridimensionnels étudiés est étendue dans ce travail de Doctorat pour analyser certains problèmes en interaction avec des sols pulvérulents non-linéaires par l'adoption de la loi hyperbolique comme une loi constitutive. Le manuscrit présenté comporte 7 chapitres :

[1] Le premier chapitre est réservé à la description des équations régissant le comportement élastique linéaire des problèmes 3D subdivisés en tranches

verticales. Dans ce chapitre les équations relatives à la méthode des éléments finis et celles des différences finies sont clairement présentés et documentés.

[2] Le second chapitre regroupe les différentes lois de comportement du sol ainsi qu'une description de la loi hyperbolique.

[3] Le troisième chapitre présente une implémentation de la loi hyperbolique dans le code NAMPULAL. Une étude paramétrique à été réalisé pour déterminer les paramètres hyperboliques à la fin de ce chapitre.

[4] Le quatrième chapitre est consacré à la validation des résultats numériques de NAMPULAL par rapport à des études dans lesquelles d'autres codes tels que FLAC3D, ABAQUS et PLAXIS ont été utilisés.

[5] Le cinquième chapitre présente une application de NAMPULAL pour examiner le comportement latéral des monopieux offshore de certains parcs éoliens offshore actuellement en service opérationnel en Europe, dans le but d'estimer avec précision la fréquence naturelle de la structure de l'éolienne qui est en fonction de l'interaction sol / monopieu.

[6] Le sixième chapitre présente une deuxième application à l'analyse d'une conduite enterrée, une validation du modèle proposé de NABCULVERT a été faite par rapport à d'autres modèles numériques.

[7] Le septième chapitre présente des conclusions générales sur le travail élaboré dans cette thèse.

Chapitre

I

Méthode éléments finis à tranches verticales – Principales équations régissant le comportement linéaire.

Résumé

L'étude de l'interaction sol-structure tridimensionnelle est l'une des problèmes les plus connus en géologie, ce chapitre est réservé à la description de la méthode des tranches verticales (MTV), il subdivise la structure et le sol environnant en tranches verticales.

Elle profite des solutions numériques d'éléments finis 2-D dans les conditions de contrainte plane pour construire des solutions approximatives 3-D, en remplaçant les interactions inter-tranches par des forces de volume fictives.

La méthode des éléments finis 2-D et la méthode des différences finies sont combinées dans une procédure relativement simple et compacte, et itérativement appliquées à chaque tranche verticale. L'aspect 3-D du problème considéré est gardé en satisfaisant la continuité des contraintes de cisaillement développées aux inter-tranches.

La théorie du modèle des tranches verticales et les différentes équations relatives à la méthode EF et celle de DF sont détaillés dans ce chapitre.

I.1- **Introduction**

L'utilisation de la méthode des éléments finis depuis une cinq décennies a connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets, des analyses par éléments finis afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement, de contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des structures.

Plus précisément, l'analyse par les éléments finis permet de modéliser les aspects essentiels suivants :

- L'hétérogénéité de comportement des matériaux constituant les terrains et les ouvrages (multicouches, matériaux composites, etc.) ;
- La possibilité de simuler des discontinuités, notamment dans les massifs rocheux ;
- Le phénomène d'interaction entre les terrains et les structures ou entre les structures elles-mêmes (mise en place d'un revêtement de tunnel, influence d'ouvrages anciens sur une nouvelle construction, intersection de galeries souterraines) ;
- Les déformations induites à long terme par les excavations ou la mise en place de nouveaux matériaux pour un confortement (modification des caractéristiques des terrains) ;
- L'étude d'une méthode de construction dans toutes ses étapes (montée d'un remblai par couches successives, simulation des étapes de creusement d'un tunnel, etc.).

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré-processeurs et de post-processeurs qu'un simple emploi. Ces processeurs offrent des possibilités très intéressantes mais la construction du maillage d'éléments finis dépend encore pour beaucoup du choix de l'ingénieur. Cette étape est fondamentale dans la mise au point du modèle d'éléments finis, et il n'est pas toujours évident de savoir jusqu'à quel point il faut aller dans la discrétisation et le raffinement.

Les structures comme les pieux isolés, groupes de pieux, fondations mixtes et beaucoup d'autres structures de fondation sont complexes, et seulement l'analyse par éléments finis véritablement tridimensionnelle peut fournir suffisamment informations sur le comportement du système sol-structure pour les raisons suivantes :

- Peut prendre en compte l'aspect tridimensionnel du problème,

- Peut inclure la non-linéarité du sol avec tous ses aspects (plasticité, visco-plasticité, fluage, anisotropie, etc.),
- Peut gérer certains phénomènes qui peuvent se produire aux interfaces sol-structure (glissement relatif, séparation, etc.).

Avec l'état actuel du matériel hardware et les capacités de traitement des progiciels d'élément finis commerciaux, l'analyse tridimensionnelle est devenue techniquement possible. Cependant, les coûts restent toujours prohibitifs, puisque le traitement des résultats nécessite un temps considérable rendant ainsi la méthode peu économique, excepté pour les projets extrêmement importants.

Lorsque la simplicité dans la modélisation en géomécanique est requise, il est toujours souhaitable de rechercher des solutions alternatives qui peuvent réduire l'effort du calcul. Une autre manière de réaliser ce but, et d'établir une analyse approximative 3-D présentée dans ce chapitre. La méthode appelée méthode des éléments finis à tranches verticales, est basée sur l'idée de couper le milieu en plusieurs parties. En effet, ce concept n'est pas nouveau, Verruijt et Kooijman (1989) dans leur étude des pieux chargés latéralement se sont servis d'une méthode qui découpe le sol en couches horizontales. Bien que, leur méthode ait été satisfaisante pour les pieux soumis aux forces horizontales, elle souffre de l'inconvénient : Elle ne peut pas traiter le problème avec un chargement vertical ou un moment. En outre, même pour l'analyse élastique, elle exige deux processus itératifs pour satisfaire l'équilibre entre les couches en interaction et l'équilibre à l'interface sol-pieu. En plus, la variation de la rigidité avec la profondeur ne peut pas être correctement prise en compte, car la formulation est basée sur des conditions de contraintes planes dans chaque couche (Amar Bouzid et al. 2005a et 2005b). La méthode proposée consiste à découper la structure et le continuum environnant en tranches verticales, et chaque tranche est analysée séparément par la combinaison des éléments finis bidimensionnels et la méthode des différences finies d'une manière itérative. Un algorithme de résolution a été développé pour assurer le transfert des forces de cisaillement entre les tranches afin de garder l'aspect tridimensionnel du problème.

Les avantages du modèle proposé sont divers :

- A la différence des méthodes qui divisent le sol en couches horizontales, le découpage vertical en tranches permet de modéliser correctement la variation des paramètres de rigidité et de résistance avec la profondeur. En conséquence, les sols multicouches ou tout autre sol non-homogène peuvent être pris en considération dans ce modèle.

- Dans la plupart des problèmes géotechniques, les propriétés mécaniques (de rigidité et de résistance) sont constantes dans la direction horizontale z. Cette propriété permet aux mêmes caractéristiques d'être attribuées aux éléments qui occupent les mêmes positions dans les différentes tranches de sol.
- Le modèle permet de prendre en considération les chargements verticaux, horizontaux et prendre également en considération des moments qui peuvent être appliqués à la structure dans le plan de la tranche.
- Dans le modèle des tranches verticales, le sol et la structure sont simultanément analysés. Cela évite le recours à un processus itératif pour satisfaire les conditions d'équilibre à l'interface sol-structure.
- L'avantage principal de ce modèle est le but du maillage bidimensionnel qui est nécessaire pour l'analyse successive des tranches en interaction. Ce genre de modélisation permet de diminuer énormément les ressources de l'outil informatique.

I.2- **Modèle des tranches verticales** (MTV)

La théorie sur laquelle se fonde cette méthode comporte la combinaison de la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies pour analyser la structure et le milieu environnant subdivisés en tranches verticales (Figure 1.1), cette méthode a été proposée par Amar Bouzid et al. (2005).

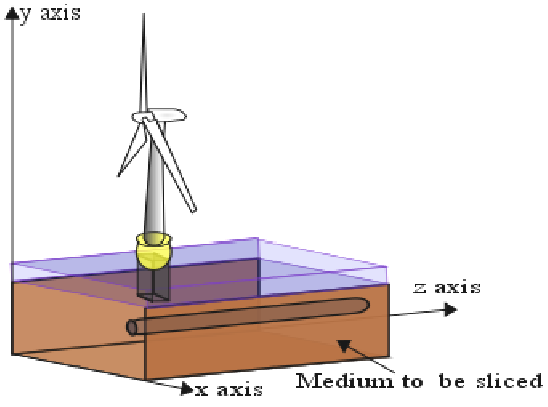


Figure 1.1 : Modélisation par la méthode des tranches verticales de deux problèmes d'interaction sol-structure (Monopieu supportant une turbine à vent et une conduite enterrée).

La subdivision du sol en tranches peut être faite en présentant quelques suppositions dans la description du comportement du milieu. D'abord, le sol est considéré isotrope, et puis, l'hypothèse principale vient du fait que le chargement appliqué aux tranches produit

fondamentalement des déformations dans les plans verticaux. Ceci permet de dire que la composante w du déplacement dans la direction z est nettement inférieure en comparaison aux deux autres composantes du déplacement dans les plans verticaux. En conséquence, on suppose que la contrainte normale dans la direction z est constante dans chaque tranche verticale. Cependant, cela ne signifie guère qu'une situation de déformation plane ou de contrainte plane a été imposée dans cette étude. Ceci est démontré par la prise en compte du transfert de forces de cisaillement dans la direction perpendiculaire au plan de la tranche. Le modèle des tranches verticales consiste à subdiviser la structure et le sol environnant en tranches verticales de différentes épaisseurs dans la direction z. Par conséquent, chaque panneau est analysé par des éléments finis bidimensionnels et l'aspect tridimensionnel du problème est pris en considération par le couplage des forces de cisaillement entre les tranches.

I.2.1- **Equations d'équilibre pour chaque tranche**

Pour chaque tranche les équations de base peuvent être obtenues en intégrant les équations d'équilibre vertical à travers l'épaisseur t de la tranche :

$$\frac{1}{t}\int_t \left[\frac{\partial s_{xx}}{\partial x}+\frac{\partial s_{xy}}{\partial y}+\frac{\partial s_{zx}}{\partial z}\right]dz=0, \quad \frac{1}{t}\int_t \left[\frac{\partial s_{yx}}{\partial x}+\frac{\partial s_{yy}}{\partial y}+\frac{\partial s_{zy}}{\partial z}\right]dz=0 \qquad (1.1)$$

D'où, $s_{xx}\ et\ s_{yy}$ sont les contraintes normales agissant à un point arbitraire de la tranche; et s_{xy} est la contrainte tangentielle au même point. Si l'on considère que $\sigma_x, \sigma_y et\ \tau_{xy}$ sont les contraintes moyennes agissant dans le plan vertical, les équations d'équilibre auront la forme suivante:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y}+f_x=0, \qquad \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}+f_y=0 \qquad (1.2)$$

Les efforts $f_x\ et\ f_y$ sont des forces de volumes fictives, les contraintes moyennes dans une tranche sont directement liées aux déplacements moyens dans la même tranche. Selon la loi de Hooke les expressions des contraintes pour $\tau_{zx}\ et\ \tau_{zy}$ sont :

$$\tau_{zx}=\frac{E}{2(1+v)}\left(\frac{\partial \mathrm{u}}{\partial z}+\frac{\partial \mathrm{w}}{\partial x}\right),\ \tau_{zy}=\frac{E}{2(1+v)}\left(\frac{\partial \mathrm{v}}{\partial z}+\frac{\partial \mathrm{w}}{\partial y}\right) \qquad (1.3)$$

D'où : u, v et w sont respectivement les déplacements horizontal, vertical et normal. $E\ et\ v$ sont respectivement le module d'Young et le coefficient de Poisson du milieu continu (Amar Bouzid, 2007).

I.2.2- **Approximation par différences finies**

Puisque chaque tranche est étudiée en utilisant des éléments bidimensionnels, les dérivées de u et v par rapport à $\boldsymbol{z}$ ne peuvent pas être obtenues par une manière directe dans l'analyse par éléments finis. Cependant on pourra se servir de l'approximation par différences finies pour déterminer ces paramètres.

Les valeurs moyennes pour deux demi-tranches successives peuvent être obtenues à partir :

$$\frac{\partial \mathrm{u}}{\partial z} = \frac{\mathrm{u}_{i+1}-\mathrm{u}_i}{\left(\frac{t_{i+1}}{2}+\frac{t_i}{2}\right)} = \frac{2(\mathrm{u}_{i+1}-\mathrm{u}_i)}{(t_{i+1}+t_i)}, \qquad \frac{\partial \mathrm{v}}{\partial z} = \frac{2(\mathrm{v}_{i+1}-\mathrm{v}_i)}{(t_{i+1}+t_i)} \tag{1.4}$$

D'où, $i\ et\ i+1$ désignent les numéros de deux tranches voisines. On suppose que dans les équations (1.4), les déplacements moyens de la tranche sont identiques à ceux d'un plan passant au milieu de la tranche. En outre, comme il a été indiqué auparavant, on suppose que le chargement sur une tranche produit principalement des déformations dans le plan vertical. Cela signifie que le déplacement w est faible en comparaison avec u ou v.

Chaque tranche est soumise aux contraintes de cisaillement $\tau^r_{zx}\ et\ \tau^r_{zy}$ (Figure 1.2) qui agissent sur son côté droit et aux contraintes de cisaillement $\tau^l_{zx}\ et\ \tau^l_{zy}$ qui agissent sur son côté gauche. Si l'on néglige le déplacement w et si la valeur du module de cisaillement varie d'une tranche à l'autre, l'équilibre à l'inter-tranche entre deux tranches voisines $i\ et\ i+1$ requiert que:

$$\tau^r_{zx_{i+1}} = \tau^l_{zx_i} \approx G_{i,i+1}\frac{2(\mathrm{u}_{i+1}-\mathrm{u}_i)}{(t_{i+1}+t_i)}\ , \tau^r_{zy_{i+1}} = \tau^l_{zy_i} \approx G_{i,i+1}\frac{2(\mathrm{v}_{i+1}-\mathrm{v}_i)}{(t_{i+1}+t_i)} \tag{1.5}$$

D'où, $G_{i,i+1}$ est le module de cisaillement qui caractérise l'interface entre les tranches i et $i+1$.

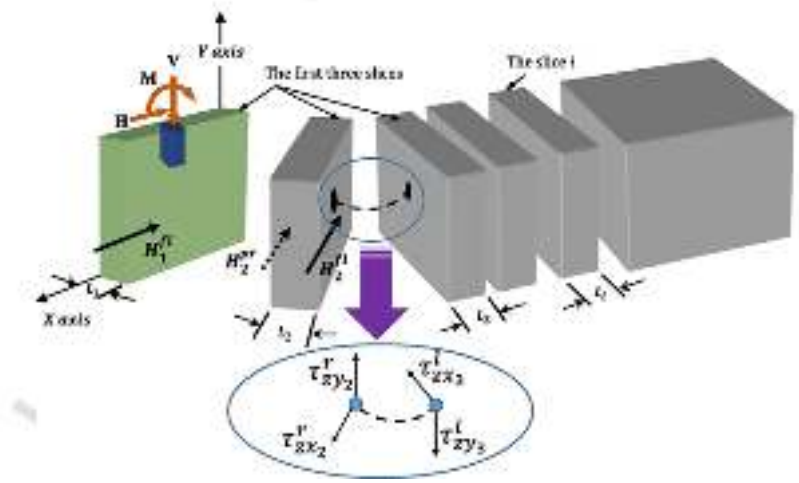


Figure 1.2 : Le modèle de tranches verticales montrant les tranches en interaction soumises à des forces externes et de volume fictives. (Otsmane et Amar Bouzid, 2017).

A partir des équations (1.5) on peut facilement démonter que:

$$G_{i,i+1} = \frac{t_{i+1}+t_i}{\frac{t_{i+1}}{G_{i+1}}+\frac{t_i}{G_i}} = \frac{G_{i+1}G_i}{G_i t_{i+1}+G_{i+1}t_i}(t_{i+1}+t_i) \tag{1.6}$$

Ceci explique clairement que le module de cisaillement à l'interface fictive entre deux tranches composées de deux matériaux différents est non seulement fonction de leurs modules respectifs mais également de leurs épaisseurs.

I.2.3- **Forces de volume fictives**

La signification de $f_x \; et \; f_y$ dans les équations (1.2) constitue la clé de la présente formulation. Ces forces peuvent être interprétées comme les forces transmises à la tranche considérée par le biais des efforts de cisaillement agissant aux interfaces gauche et droite :

$$f_x = \frac{\tau_{zx}^l - \tau_{zx}^r}{t}, f_y = \frac{\tau_{zy}^l - \tau_{zy}^r}{t} \tag{1.7}$$

Les efforts $f_x \; et \; f_y$ (équation 1.7) qui agissent comme forces de volume fictives dans le système d'équilibre de la tranche peuvent être exprimées dans une telle forme qui fait la distinction entre la contribution de la tranche elle-même et celles des deux tranches adjacentes.

Soient $f_{x_i} \; et \; f_{y_i}$ les forces fictives agissant sur la tranche i d'épaisseur t_{i+1}. Ainsi, les équations (1.7) deviennent :

$$f_{x_i} = \frac{\tau_{zx_i}^l - \tau_{zx_i}^r}{t_i}, f_{y_i} = \frac{\tau_{zy_i}^l - \tau_{zy_i}^r}{t_i} \tag{1.8}$$

En tenant compte des équations (1.5) et (1.6) les forces fictives de volume peuvent être écrites comme suit:

$$f_{x_i} = \frac{2}{t_i\left(\frac{t_{i+1}}{G_{i+1}}+\frac{t_i}{G_i}\right)}\mathrm{u}_{i+1} - \left[\frac{2}{t_i\left(\frac{t_{i+1}}{G_{i+1}}+\frac{t_i}{G_i}\right)} + \frac{2}{t_i\left(\frac{t_i}{G_i}+\frac{t_{i-1}}{G_{i-1}}\right)}\right]\mathrm{u}_i + \frac{2}{t_i\left(\frac{t_i}{G_i}+\frac{t_{i-1}}{G_{i-1}}\right)}\mathrm{u}_{i-1} \tag{1.9- a}$$

$$f_{y_i} = \frac{2}{t_i\left(\frac{t_{i+1}}{G_{i+1}}+\frac{t_i}{G_i}\right)}\mathrm{v}_{i+1} - \left[\frac{2}{t_i\left(\frac{t_{i+1}}{G_{i+1}}+\frac{t_i}{G_i}\right)} + \frac{2}{t_i\left(\frac{t_i}{G_i}+\frac{t_{i-1}}{G_{i-1}}\right)}\right]\mathrm{v}_i + \frac{2}{t_i\left(\frac{t_i}{G_i}+\frac{t_{i-1}}{G_{i-1}}\right)}\mathrm{v}_{i-1} \tag{1.9- b}$$

Les deux expressions des charges de volume peuvent être écrites sous forme matricielle :

$$f_i = \begin{Bmatrix} f_x \\ f_y \end{Bmatrix}_i = \begin{bmatrix} c_i^{pr} & 0 & -c_i^{pc} & 0 & c_i^{fl} & 0 \\ 0 & c_i^{pr} & 0 & -c_i^{pc} & 0 & c_i^{fl} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathrm{u}_{i-1} \\ \mathrm{v}_{i-1} \\ \mathrm{u}_i \\ \mathrm{v}_i \\ \mathrm{u}_{i+1} \\ \mathrm{v}_{i+1} \end{Bmatrix} \tag{1.10}$$

Ou:

$$c_i^{pr} = \frac{2}{t_i\left(\frac{t_{i-1}}{G_{i-1}}+\frac{t_i}{G_i}\right)} \quad , c_i^{fl} = \frac{2}{t_i\left(\frac{t_{i+1}}{G_{i+1}}+\frac{t_i}{G_i}\right)} \quad , \; c_i^{pc} = c_i^{pr} + c_i^{fl} \tag{1.11}$$

Les exposants dans les équations ci-dessus signifient:

pc : La contribution de la tranche elle-même.

pr : La contribution de la tranche précédente.

fl : La contribution de la tranche suivante.

I.2.4- **Formulation par éléments finis des tranches en interaction**

L'analyse des contraintes et des déformations dans chaque tranche est effectuée par la méthode des éléments finis, en utilisant les éléments bidimensionnels. Selon la formulation standard de la méthode des éléments finis approche déplacement (Zienkiewicz et Taylor, 2000), la matrice de rigidité élémentaire dans une tranche i peut être écrite comme :

$$\int_v \; \mathrm{B}^t \; \mathrm{D} \; \mathrm{B} \; \mathrm{a}_i \, dv = \int_v \; \mathrm{N}^t \, f_i \, dv + \mathrm{p}_i \tag{1.12}$$

Ou :

B est la matrice déformation-déplacement.

D est la matrice constitutive.

a_i est le vecteur des déplacements nodaux dans la tranche i.

N est la matrice des fonctions de forme.

f_i est le vecteur des forces de volume appliquées à la tranche i.

p_i est le vecteur des forces externes agissant sur la tranche i.

L'élément quadrangulaire à 8-nœuds est très performant dans l'analyse des structures bidimensionnelles. Cet élément a un champ quadratique de déplacement, et par conséquent il constitue un bon compromis entre complexité et précision (Durocher et al. 1978).

Les fonctions de forme $\mathrm{N_i}(\xi, \eta)$ associées à cet élément (Figure 1.3) sont :

- Aux nœuds sommet : $1,3,5 \; et \; 7$

$$\mathrm{N_j} = \tfrac{1}{4}\left(1 + \xi\xi_j\right)\left(1 + \eta\eta_j\right)\left(\xi\xi_j + \eta\eta_j - 1\right) \tag{1.13}$$

- Aux nœuds mi- côtés :

$$\mathrm{N_j} = \frac{1}{2}(1 - \xi^2)\left(1 + \eta\eta_j\right) \; pour \; j = 4,8$$

$$\mathrm{N_j} = \tfrac{1}{2}(1 - \eta^2)\left(1 + \xi\xi_j\right) \; pour \; j = 2,6 \tag{1.14}$$

η

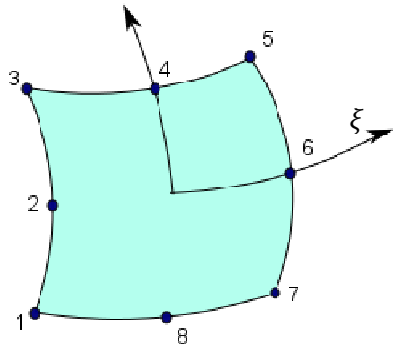


Figure 1.3 : L'élément quadrangulaire à 8 nœuds.

En utilisant le vecteur élémentaire des déplacements nodaux $\mathrm{a}_i = [\mathrm{u}_1\mathrm{v}_1\mathrm{u}_2\mathrm{v}_2, \dots, \mathrm{u}_8\mathrm{v}_8]^T$ dans la tranche i, le système des équations (1.10) peut être réécrit dans la forme compacte suivante:

$$\mathrm{f}_i = \mathrm{f}_i^{pr} - \mathrm{f}_i^{pc} + \mathrm{f}_i^{fl} \tag{1.15}$$

En se servant des équations (1.11), où les vecteurs élémentaires des déplacements nodaux $\mathrm{a}_{i-1}, \mathrm{a}_i \; et \; \mathrm{a}_{i+1}$ s'appliquent aux tranches $i-1, i \; et \; i+1$respectivement, les termes dans l'équation (1.15) peuvent être exprimés comme :

$$\mathrm{f}_i^{pc} = \mathrm{C}^{pc}\mathrm{N}\mathrm{a}_i,\ \mathrm{f}_i^{pr} = \mathrm{C}^{pr}\mathrm{N}\mathrm{a}_{i-1}\ ,\ \mathrm{f}_i^{fl} = \mathrm{C}^{fl}\mathrm{N}\mathrm{a}_{i+1} \tag{1.16}$$

Ou :

$$C^{pc} = c_i^{pc}\mathrm{I}\ ,\ \ C^{pr} = c_i^{pr}\mathrm{I},\ \ \ C^{fl} = c_i^{fl}\mathrm{I} \tag{1.17}$$

I est la matrice identité.

Ces forces fictives peuvent maintenant être obtenues, à condition qu'une évaluation pour les déplacements dans les diverses tranches soit disponible. Le procédé qu'on a développé a mené aux équations familières d'un problème plan avec les forces de volume représentant l'interaction entre les tranches qui constituent le modèle.

Dans le modèle des tranches verticales, les dimensions des tranches dans la direction z sont petites en comparaison avec leurs dimensions dans le plan $x\ y$. Par conséquent on suppose que les tranches sont suffisamment minces, ce qui permet au problème d'être considéré comme un problème de pseudo-contrainte plane.

Ainsi, la matrice constitutive est donnée par:

$$\mathrm{D} = \frac{E}{(1-v^2)}\begin{bmatrix} 1 & v & 0 \\ v & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-v}{2} \end{bmatrix} \tag{1.18}$$

En remplaçant les expressions (1.16) dans l'équation (1.12) on obtient

$$\int_v (\mathrm{B}^t\ \mathrm{D}\ \mathrm{B} + \mathrm{N}^t\mathrm{C}^{pc}\mathrm{N})\ \mathrm{a}_i\ dv = \int_v (\mathrm{N}^t\mathrm{C}^{pr}\mathrm{N})\ \mathrm{a}_{i-1}\ dv + \int_v \left(\mathrm{N}^t\mathrm{C}^{fl}\mathrm{N}\right)\mathrm{a}_{i+1}\ dv + \mathrm{p}_i \tag{1.19}$$

L'expression (1.19) mène à:

$$\mathrm{A}_i\ \mathrm{a}_i\ = \mathrm{f}_i^{pr} + \mathrm{f}_i^{fl} + \mathrm{p}_i \qquad (1.20)$$

Dans le système ci-dessus la matrice de rigidité globale A_i contient déjà une part des forces de volume fictives engendrées par les propres déplacements de la tranche elle même. Cela montre clairement le couplage des tranches.

I.2.5- **Processus itératif et stratégie de calcul**

Les diverses tranches constituant le problème sol-structure sont analysées itérativement dans la direction des valeurs croissantes de l'axe z. D'ailleurs, car l'analyse est bidimensionnelle et le processus est effectué tranche par tranche, les éléments du second membre de l'équation (1.20) ne sont pas disponibles en même temps. En conséquence, cette équation doit être résolue selon un processus itératif actualisant:

$$\mathrm{A}_i^k \mathrm{a}_i^k = \mathrm{f}_i^{pr^k} + \mathrm{f}_i^{fl^{k-1}} + \mathrm{p}_i \quad pour\ (k = 1,2, \dots \dots \dots, k_{max}) \qquad (1.21)$$

Où k désigne le numéro d'itération et k_{max} est déterminé par un certain critère de convergence.

Dans la première itération, la première tranche est analysée par les éléments finis bidimensionnels sous son propre chargement externe. La deuxième tranche est analysée à son tour sous son propre chargement externe et le chargement produit par les déplacements de la première tranche. Le même processus continue jusqu'à ce que la dernière tranche soit atteinte. Dans l'itération k, outre le chargement externe auquel elle est soumise, la tranche i est étudiée sous le chargement induit par les déplacements de la tranche $i-1$ dans l'itération courante et le chargement induit par les déplacements de la tranche $i+1$ dans l'itération précédente.

On suppose que la convergence a lieu quand la variation du vecteur de déplacements u d'une itération à une autre devient suffisamment petite. Ceci est représenté par :

$$\frac{|u^k - u^{k-1}|_{max}}{|u^k|_{max}} < \mathrm{TOL} \qquad (1.22)$$

Expression dans laquelle $|u^k|_{max}$ représente les valeurs maximales dans les vecteurs de déplacements et TOL représente un certain niveau de tolérance. Dans tout ce qui suit TOL est pris égal à 0.001.

I.4- **Conclusion**

La méthode approximative dénommée Modèle des Tranches Verticales (MTV) basée sur la combinaison de la méthode des éléments finis 2-D et la méthode des différences finies a été présentée dans ce chapitre. Dans l'avantage majeur de cette approche en comparaison avec la méthode des éléments finis véritablement 3-D il en résulte qu'aucune discrétisation n'est nécessaire dans la direction z.

L'évolution de la MTV par l'introduction du non linéarité du sol est le but de notre recherche.

Chapitre

II

Loi de comportement du sol et description de la loi hyperbolique

Résumé :

Différentes lois de comportement du sol sont présentées dans ce chapitre, parmi ces lois on a abouti au modèle Duncan et Chang (hyperbolique) ce dernier qui est choisi pour sa simplicité et sa facilité d'utilisation dans l'analyse d'un certain nombre de problèmes pratiques avec succès en géotechnique.

A la fin de ce chapitre les versions du modèle hyperbolique ont été détaillées.

II.1- **Introduction**

Le comportement du sol est plus complexe que celui d'autres matériaux de construction :

En réalité, le sol agit comme un matériau multiphasique, il se compacte ou se dilate, sa réponse est non linéaire, influencée par l'histoire des sollicitations et dépend du chemin et de la direction des sollicitations suivies. La déformation du sol comprend une partie irréversible (plastique), les sols intacts sont anisotropes et présentent un comportement en fonction du temps.

Un nombre considérables de relations contraintes-déformations a été élaboré pour modéliser le comportement des sols.

Dans ce chapitre, on passe en revue les différents modèles de comportement des sols qui peuvent être regroupés en plusieurs catégories : élasticité linéaire, élasticité non linéaire (hyperélasticité ou hypoélasticité), élasto-plasticité, hypoplasticité.

II.2- **Lois de comportement**

II.2.1- **Lois de comportement élastique**

Le comportement du matériau est dit élastique lorsque la courbe effort-déformation est la même au chargement et au déchargement**.** La relation contrainte-déformation est :

$$\{\sigma_{ij}\} = [D_{ijkl}]\{\varepsilon_{kl}\} \tag{2.1}$$

Où : $\{\sigma_{ij}\}$ est le tenseur incrémental des contraintes, $\{\varepsilon_{kl}\}$ est le tenseur incrémental des déformations élastiques, $[D_{ijkl}]$ est la matrice d'élasticité.

Le comportement élastique peut être linéaire : Ce type de comportement est le plus simple, il est basé sur l'élasticité linéaire de Hooke.

Le comportement élastique peut être non linéaire : les essais montrent généralement que la courbe contrainte - déformation devient rapidement non linéaire. En réalité, le comportement linéaire constitue seulement une approximation du comportement réversible des matériaux (où à petites déformations). La première loi élastique non linéaire a été introduite par Leibniz en 1690.

Au-delà de la limite d'élasticité, la courbe contrainte - déformation en déchargement est différente de la courbe suivie en chargement. Lorsque la déformation n'est plus réversible, le comportement est dit inélastique. De plus, à partir d'un certain niveau de chargement correspondant à une limite d'élasticité initiale, la limite d'élasticité évolue en fonction des sollicitations appliquées : c'est le phénomène de l'écrouissage.

II.2.1.1- **Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)**

Un comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformation reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours du chargement. Un matériau est dit isotrope si toutes les directions sont équivalentes, la relation représente l'élasticité linéaire isotrope est :

$$\{\sigma_{ij}\} = \frac{E}{1+\nu}\{\varepsilon_{ij}\} + \frac{E\,\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)}\{\varepsilon_{kl}\}\,\delta_{ij} \qquad (2.2)$$

Où : δ_{ij} symbole de Kronecher ($\delta_{ij} = 1, \delta_{ij} = 0\ si :\ i \neq j$)

Cette relation s'exprime en fonction de deux paramètres : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν (ou bien le module de volumique K et le module de cisaillement G).

La stabilité du matériau impose les conditions suivantes sur les paramètres E et ν :

$$E > 0 \text{ et } -1 < \nu < 0.5$$

Dans la pratique, le coefficient de Poisson, ν est positif pour le sol et 0.5 pour un matériau incompressible. Les relations entre les différents paramètres utilisés pour représenter l'élasticité linéaire sont résumées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Relation entre paramètres élastiques (Leipholz, 1974)

Paramètres / Couple De paramètres	Module de cisaillement $\boldsymbol{G}$	Module d'Young $\boldsymbol{E}$	Module de compression $\boldsymbol{K}$	Coefficient de Poisson $\boldsymbol{\nu}$
$\boldsymbol{G, E}$	G	E	$\frac{G\,E}{9\,G - 3\,E}$	$\frac{E - 2\,G}{2\,G}$
$\boldsymbol{G, K}$	G	$\frac{9\,G\,K}{3\,K + G}$	K	$\frac{3\,K - 2\,G}{2\,(3\,K + G)}$
$\boldsymbol{G, \nu}$	G	$2\,G\,(1+\nu)$	$\frac{2\,G\,(1+\nu)}{3\,(1-2\,\nu)}$	ν
$\boldsymbol{E, K}$	$\frac{3\,K\,E}{9K - E}$	E	K	$\frac{3K - E}{6\,K}$
$\boldsymbol{E, \nu}$	$\frac{E}{2(1+\nu)}$	E	$\frac{E}{3\,(1-2\nu)}$	ν
$\boldsymbol{K, \nu}$	$\frac{3\,K\,(1-2\,\nu)}{2\,(1+\nu)}$	$3\,K\,(1-2\,\nu)$	K	ν

II.2.1.2- **Lois élastiques non linéaires incrémentales**

Des lois sont dites incrémentales non linéaires si elles décrivent, dans leur expression, les déformations irréversibles sans faire appel à des critères de charge-décharge.

La non-linéarité du comportement des matériaux est un fait expérimentalement bien défini, surtout pour les sols. Les essais sur le sol montrent que dès les premiers

chargements on observe une non-proportionnalité entre les contraintes et les déformations que subit l'échantillon.

L'écriture générale d'une loi de comportement sous forme incrémentale est difficile car il faut définir des vitesses de contraintes et de déformations respectant le principe d'indifférence matérielle ou principe d'objectivité : (la lois de comportement doit rester invariante dans tout changement continu de référentiel). C'est pour cette raison que l'utilisation d'une loi de comportement incrémentale est appliquée que dans le cas de petites déformations, pour lesquelles les problèmes de la définition des vitesses ne se posent plus dans les mêmes termes. (Mestat, 1993)

La formulation incrémentale de la loi de comportement est obtenue en supposant qu'une petite sollicitation appliquée, pendant un temps dt, induit une petite réponse déterminée et unique.

a- **L'hyperélasticité**

Un modèle hyperélastique a la forme :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W(\varepsilon_{kl})}{\partial(\varepsilon_{ij})} \tag{2.3}$$

Où W est le potentiel à partir duquel, la relation de comportement est dérivée. La dissipation intrinsèque de l'énergie de déformation est toujours identiquement nulle. Ce modèle est alors développé à la base du premier principe de la thermodynamique et sa dépendance à la direction des sollicitations. L'inconvénient majeur de ce type de comportement réside dans le fait qu'ils sont complexes à mettre en œuvre dans un code de calcul (Coquillay, 2005).

Comme exemples des modèles hyperélastiques, on peut citer le modèle CJS (Cambou, Jafari et Sidoroff) avec ses différentes versions. Ce modèle a été initialement développé à l'Ecole Centrale de Lyon pour simuler le comportement des sols granulaires (Cambou et Jafari, 1988) et le modèle de Huang et Gibson (1993)…etc.

b- **hypoélastiques**

La formulation de type hypoélastique est utilisée pour décrire mathématiquement le comportement des matériaux, dans le cas où l'état de contrainte dépendrait de l'état actuel de déformation et du chemin de chargement. Pour cette raison les modules élastiques tangents sont considérés. La notion d'hypoélasticité, introduite par Truesdell (1966), consiste à faire l'hypothèse que le taux d'accroissement de contrainte, dépend non seulement de l'incrément de déformation, mais aussi de la contrainte elle-même. L'équation de comportement s'écrit :

$$d\sigma_{ij} = \left[A_{ijkl}\right](\sigma_{rs})\, d\varepsilon_{kl} \tag{2.4}$$

Où : $[A_{ijkl}]$ représente la matrice de rigidité tangentielle du sol.

Un bon nombre de modèles basés sur des relations incrémentales ont été établis pour modéliser le comportement non linéaire des sols. Le principe le plus simple est de formuler les relations en introduisant une dépendance des modules sécants vis-à-vis des invariants de contraintes ou de déformations. Une deuxième approche est basée sur une linéarisation par morceau (modèle quasi-linéaire) des courbes contrainte-déformation.

Selon cette approche, la relation incrémentale entre contrainte et déformation peut s'écrire, lors du $m^{ième}$incrément de contrainte $\{d\sigma_m\}$ et de déformation $\{ \mathrm{d}\varepsilon_m\}$:

$$\{d\sigma_m\} = [D_{tm}]\{\mathrm{d}\varepsilon_m\} \tag{2.5}$$

Où $[D_{tm}]$ est la matrice de rigidité incrémentale associée à cette étape de chargement (Différent donc d'un incrément à l'autre et d'un point à l'autre).

En effet, le concept des modèles hypoélastiques, utilisent une représentation linéaire par morceaux, consistent à modifier la valeur des modules élastiques en fonction de la contrainte calculée pour chaque étape de chargement. C'est la raison pour laquelle cette approche est souvent appelée méthode des modules variables (Desai et Siriwardane, 1984).

Vu leur simplicité et leur capacité de simuler le comportement de plusieurs ouvrages géotechniques dans la pratique de l'ingénierie, les modèles hypoélastiques sont nombreux.

II.2.2- **Lois élastoplastiques**

Les lois élastoplastiques existants (tel que le modèle de Mohr-Coulomb) ont gagné beaucoup en popularité grâce à leur nombre limité de paramètres aisément déterminables au moyen d'essais conventionnels de mécanique des sols. Sous forme incrémentale, la déformation totale ε_{ij} est définie comme la somme d'une déformation réversible (élastique) ε_{ij}^e et d'une déformation irréversible (plastique) ε_{ij}^p :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \tag{2.6}$$

Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales :

- ***Notion de surface de charge***

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties : l'intérieur de la surface de charge correspond à des états de déformations réversibles (élastiques) ; à l'extérieur de la surface de charge, les déformations se composent d'une partie réversible (élastique) et d'une partie irréversible (plastique) La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire F de la contrainte σ_{ij} , appelée fonction de charge :

$F(\sigma_{ij}) < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique.

$F(\sigma_{ij}) = 0$ Etat correspondant à la frontière du domaine

$F(\sigma_{ij}) > 0$ Etat correspondant à l'extérieur du domaine

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F(\sigma_{ij}) = 0$, deux cas de comportement élastoplastiques sont possibles :

La surface $F(\sigma_{ij})$ n'évolue pas (modèle élastoplastique parfait) et la surface $F(\sigma_{ij})$ évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage).

- ***Notion d'écrouissage***

Qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction des déformations plastiques. La surface de charge est donc redéfinie de la manière suivante :

$$F(\sigma_{ij}, \lambda) = 0 \qquad (2.7)$$

Ou λ est un paramètre d'écrouissage, en général, il peut être une fonction scalaire de la déformation plastique Par exemple, le modèle Cam-Clay, on peut distinguer trois catégories de lois d'écrouissage : (1) écrouissage isotrope, (2) écrouissage cinématique et (3) écrouissage mixte.

- ***Notion de règle d'écoulement plastique***

Qui décrit l'évolution des déformations plastiques. Elle est donnée par l'expression :

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = d\lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \qquad (2.8)$$

Où Q est le potentiel plastique et $d\lambda$ est un scalaire positif appelé multiplicateur plastique.

Si le potentiel plastique, Q est différent de la fonction F qui défini la surface de charge, la règle d'écoulement est non associée.

II.2.3- **Lois de comportement élastique parfaitement plastique**

Dans le modèle élastique parfaitement plastique la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture (F<0), le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de charge (F=0), le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Les surfaces de charges les plus connues dans la mécanique des sols, leurs avantages et leurs limites selon Chen et Mizuno (1990) sont représentés dans le tableau 2.2.

Le critère de Von-Mises et Drucker-Prager sont utilisés en géotechnique comme une simplification de critère de Tresca et de Mohr-Coulomb respectivement.

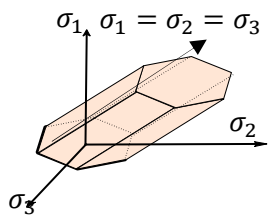
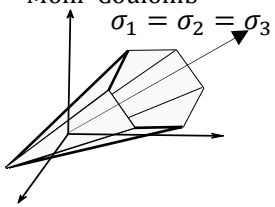
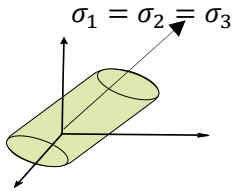
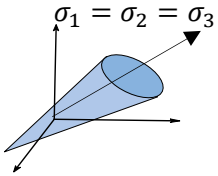
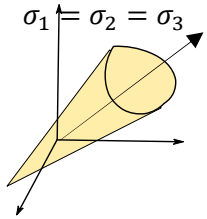
Parmi les critères présentés, celui de Lade-Duncan est le seul qui adopte une surface de charge évolutive. Ce critère a d'abord été développé pour les sols non cohérents. Toutefois, Kirkgard et Lade (1993) montrent que le critère de Lade-Duncan représente bien la rupture des échantillons argileux normalement consolidés testés dans l'appareil triaxial.

L'incrément des contraintes et celui des déformations sont reliés par l'équation suivante :

$$d\sigma_{ij} = D^{ep}_{ijkl} d\varepsilon_{kl} \tag{2.9}$$

Où D^{ep}_{ijkl} est la matrice élastoplastique et $d\varepsilon_{kl}$ est l'incrément des déformations totales.

Tableau 2.2 : Critères de rupture pour le sol (Chen et Mizuno, 1990)

Critère	Tresca	Mohr-Coulomb	Von Mises	Drucker-Prager	Lade-Duncan
					
Surface de charge	$F = [(\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 5{C_u}^2] * [(\sigma_2 - \sigma_3)^2 - 5{C_u}^2] * [(\sigma_3 - \sigma_1)^2 - 5{C_u}^2] = 0$	$F = I_1 sin\varphi + \frac{\sqrt{J_2}}{2} * (3(1 - sin\varphi)sin\theta + \sqrt{3}(3 + sin\varphi)cos\varphi) - 3\, c\, cos\varphi = 0$ Avec : $\theta = \frac{1}{3}\, cos^{-1}\left[\frac{3\sqrt{3}J_3}{2J_2^{3/2}}\right]$	$F = \sqrt{J_2} - C_u = 0$	$F = \alpha\, I_1 + \sqrt{J_2} - k = 0$ Avec : $\alpha = \frac{2\, sin\varphi}{\sqrt{3}(3 - sin\varphi)}$ $k = \frac{6\, c\, cos\varphi}{\sqrt{3}(3 + sin\varphi)}$	$F = J_3 - \frac{1}{3} I_1 J_2 + \left(\frac{1}{27} - \frac{1}{k}\right) I_1^3 = 0$ Avec : $k = \frac{I_1^3}{I_3}$
Avantages	○ Simple	○ Simple ○ Valable pour plusieurs types de sol	○ simple ○ lisse	○ simple ○ lisse ○ peut correspondre à Mohr-Coulomb	○ simple ○ lisse ○ courbe méridienne ○ effet de la contrainte principale intermédiaire est pris en compte ○ variation de la pression plus large que celle des autres modèles
Limitations	○ Que pour un sol saturé sous conditions non drainées ○ Les coins	○ les coins ○ néglige l'effet de la contrainte principale intermédiaire	○ que pour un sol saturé et non drainé ○ surestime les contraintes	○ déviateur circulaire en contradiction avec l'expérimentation ○ dilatance plastique excessive en rupture	○ que pour un sol non cohérent

II.3- **Lois de comportements élastiques Quasi-linéaire basés sur la relation hyperbolique**

Diverses formes d'un modèle de comportement élastique quasi-linéaire basées sur les techniques d'ajustement des courbes hyperboliques.

Le comportement du sol dans les modèles élastiques quasi-linéaires basés sur les relations hyperboliques peut être décrit par des valeurs instantanées de deux constantes (généralement le module de Young E et le coefficient de Poisson ν)

II.3.1- **Formulation de base**

Konder (1963) a estimé les équations de courbe contrainte-déformation (figure 2.1) à partir de résultats d'essais triaxiaux pour les argiles et les sables par la relation hyperbolique suivante :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{a + b\,\varepsilon_1} \tag{2.10}$$

$a\ et\ b$ sont les paramètres du modèle hyperbolique, qui sont déterminées à partir des essais expérimentaux :

$$a = \frac{1}{E_i}$$

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \tag{2.11}$$

E_i : Module d'Young initial

ε_1 : Déformation axiale

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: Valeur asymptotique de la contrainte deviatorique $(\sigma_1 - \sigma_3)$

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$: Contrainte deviatorique à la rupture avec la valeur de σ_3 appliquée

σ_1 et σ_3 : représentant les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)

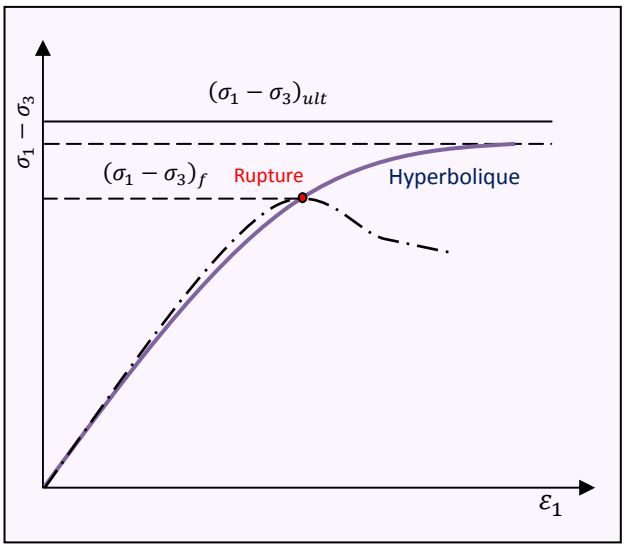


Figure 2.1: Modèle hyperbolique

II.3.2- **Modèle de Duncan et Chang (1970)**

Duncan et Chang (1970) ont complété la loi hyperbolique proposée par Kondner en introduisant le module tangent initial proposé par Janbu (1963) :

$$E_i = K\, p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \qquad (2.12)$$

Où : p_a est la pression atmosphérique de référence ($\approx 101.325kpa$)

K et n sont des paramètres obtenus à partir de résultats d'essais triaxiaux ou bien à partir de la méthode graphique représenté par la figure 2.2.

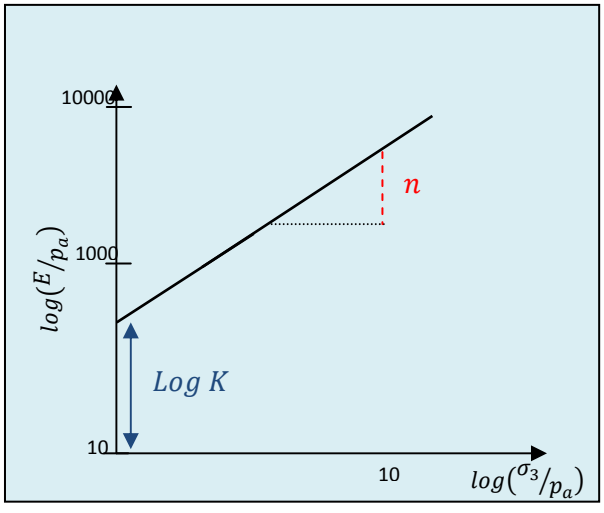


Figure 2.2 : Relation entre le module d'Young tangent initial E et la contrainte principale mineure σ_3(Janbu, 1963).

Les valeurs de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ et $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ sont liés par le rapport constant de rupture R_f :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = R_f(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} \tag{2.13}$$

Le coefficient de rupture R_f est compris habituellement entre 0.6 et 0.9.

Duncan et Chang (1970) déterminent le déviateur à la rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ par le critère de Mohr-Coulomb :

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2\,c\cos(\varphi)+2\sigma_3 \sin(\varphi)}{1-\sin(\varphi)} \tag{2.14}$$

Ou

c : Cohésion du sol

φ : Angle de frottement interne

Donc :

$$b = \frac{R_f}{(\sigma_1-\sigma_3)_f} = \frac{R_f(1-\sin\varphi)}{2(c\cos\varphi+\sigma_3\sin\varphi)} \tag{2.15}$$

En déchargement et en rechargement, le module E_{ur} se calcule selon :

$$E_{ur} = K_{ur}p_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^m \tag{2.16}$$

Ou K_{ur} et m sont deux paramètres déterminés à partir d'essais de compression triaxiale drainée, réalisés à différentes pressions de confinement σ_3.

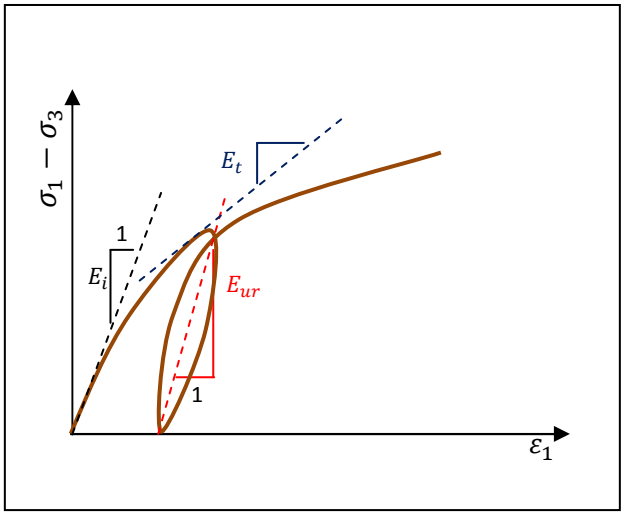


Figure 2.3 : Courbe hyperbolique montre les phases de chargement et de déchargement-rechargement

Duncan et Chang ont supposé que le deuxième constant élastique (coefficient de Poisson) est constant ; Généralement le coefficient de Poisson est compris entre 0,2 et 0,4 ($\nu = 0.33$).

Celui-ci est réalisé par l'application du poids propre du sol (procédure k_0 ou chargement gravitaire).

$$\nu = \frac{k_0}{1+k_0} \; et \; k_0 = 1 - \sin(\varphi) \tag{2.17}$$

Pour des sols incompressibles non drainés $\nu = 0.5$. Cette hypothèse a été ensuite modifiée par Kulhawy et Duncan (1972).

II.3.3- **Version Kulhawy et Duncan (1972)**

Tout en conservant les mêmes expressions présentées par Duncan et Chang (1970), Kulhawy et Duncan (1972) ont supposé que le coefficient de Poisson initial ν_i était fonction de la contrainte principale mineure σ_3 :

$$\nu_i = G - F \log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right) \tag{2.18}$$

Le coefficient de Poisson tangent est donné par :

$$\nu_t = \frac{f}{(1-d\,\varepsilon_1)^2} = \frac{G - F\log\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)}{(1-d\,\varepsilon_1)^2} \tag{2.19}$$

Avec :

$$\varepsilon_1 = \frac{(\sigma_1-\sigma_3)}{\left[1-\frac{R_f(1-\sin(\varphi))\,(\sigma_1-\sigma_3)}{2\,c\cos(\varphi)+2\sigma_3\sin(\varphi)}\right] K\, p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n} \tag{2.20}$$

Où d, G et F sont des paramètres déduits de la relation illustrée sur la figure 2.4.

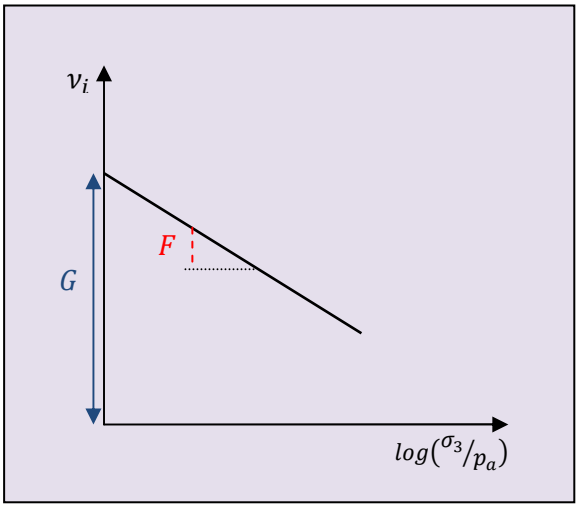


Figure 2.4 : Relation entre le coefficient de Poisson initial ν_i, et la contrainte principale mineure σ_3 (Kulhawy et Duncan, 1972).

II.3.4- **Version de Wong et Duncan (1974)**

L'approximation hyperbolique permet d'établir les expressions des coefficients de l'élasticité, en fonction de l'état des contraintes principales, comme suit :

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1-\sin(\varphi))\,(\sigma_1-\sigma_2)}{2\,c\cos(\varphi)+2\sigma_3\sin(\varphi)}\right]^2 K\,p_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n \quad (2.21)$$

$$\nu_t = \frac{E_t^2\left[A-B\,\ln\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)\right]}{\left(E_t-d\,(\sigma_1-\sigma_2)\right)^2} \quad (2.22)$$

Où : K, A, B et d sont les paramètres de la loi de Duncan.

Un critère de déchargement a été ajouté afin de faire apparaitre des déformations irréversibles. Le module de déchargement est :

$$E_{ur} = K_{ur}p_a\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^m \quad (2.23)$$

Wong et Duncan (1974) ont montré que le coefficient K_{ur} est de 1 à 3 fois plus élevé que le coefficient K, tandis que l'exposant m a une valeur très proche de celle de n.

II.3.5- **Modifications apportés par Herrmann (1978)**

Le coefficient de Poisson donné par Herrmann 1978, correspondant, peut être calculé avec les valeurs connues de E_t et B_t :

$$\nu_i = 0.5 - \frac{E_t}{6\,B_t} \quad (2.24)$$

La seconde propriété du sol nécessaire à l'introduire dans la forme généralisée de la loi de Hook est le module B_t définie comme suite :

$$B_t = \frac{\Delta\sigma_m}{\Delta\varepsilon_{vol}} \quad (2.25)$$

Sachant que :

$\Delta\sigma_m$ est la variation de la contrainte normale moyenne, et $\Delta\varepsilon_{vol}$ est le changement volumétrique de la déformation, pour l'essai de compression triaxiale conventionnelle avec une pression de confinement constante et en commençant par un état de contrainte hydrostatique, l'équation 2.22 peut être exprimée par :

$$B_t = \frac{(\sigma_1-\sigma_3)}{3\varepsilon_{vol}} \quad (2.26)$$

II.3.6- **Version de Duncan et al. (1980)**

Duncan et al. (1980) ont proposés une autre formule expression du coefficient de Poisson ν et du module volumique K :

$$\nu = \frac{3K-E}{6K} \quad (2.27)$$

$$K = K_b p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^m \quad (2.28)$$

K_b est le paramètre de module de compressibilité et m a pour effet similaire à celui du n .

La variation de φ en fonction de $\sigma_3$est donnée par la relation suivante:

$$\varphi = \varphi_0 - \Delta\varphi \; log_{10}\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \quad (2.29)$$

Où :

φ_0 : L'angle de frottement interne du sol

$\Delta\varphi$: La réduction supplémentaire de l'angle de frottement à chaque fois que σ_3 augmente.

Un total de neuf paramètres du modèle indépendants ($c, \varphi, \Delta\varphi, K, K_{ur}, n, R_f, K_b$ et m) qui doivent être déterminés directement à partir de l'équipement d'essai triaxial en utilisant la courbe, ces paramètres sont nécessaires pour le modèle hyperbolique pour décrire la non-linéarité du sol.

II.4- **Conclusion**

Nous avons choisi le modèle hyperbolique pour sa simplicité et son utilisation dans l'analyse d'un certain nombre de problèmes pratiques avec succès, plus précisément, les avantages de ce modèle sont :

- Les valeurs des paramètres hyperboliques nécessaires peuvent être facilement déterminées à partir des résultats d'une série d'essais triaxiaux classiques de compression. En effet, si les résultats des essais triaxiaux ne sont pas disponibles, les valeurs des paramètres nécessaires peuvent être déterminées à partir d'essais de cisaillement et de consolidation directe, ou on peut les estimer à partir de la connaissance du type de sol et la densité in situ.
- L'utilisation de ce modèle ne nécessite pas de tests plus étendus ou sophistiqués que ceux qui sont régulièrement effectués à d'autres modèles du sol.
- Les paramètres associés à ce modèle ont une signification physique. Cela est utile parce que le jugement d'ingénierie est amélioré lorsque chaque élément du modèle est compréhensible en termes physiques, et les effets des changements dans les valeurs des paramètres peuvent être facilement prévus.
- Ces paramètres sont déterminés pour de nombreux sols, sous des conditions drainés et non drainés, lorsque le type et la densité du sol sont connus on peut avoir le résultat de ces paramètres, et juger la précision des résultats des tests de laboratoire au moyen de comparaisons des sols similaires a ceux-ci.

- Ce modèle est utilisé dans l'analyse des problèmes d'interaction sol-structure géotechnique.
- Les modèles quasi-linéaires sont facilement intégrés dans les programmes informatiques.

Chapitre

III

Implémentation de la Loi Hyperbolique : Elaboration du code de calcul NAMPULAL

Résumé :

Dans ce chapitre un code informatique appelé NAMPULAL est élaboré prenant compte de la non linéarité du sol. Tout d'abord une implémentation de la loi hyperbolique dans le code informatique FEVSM est détaillée, ainsi la valeur de niveau de la contrainte CSL selon Deckin et King (1982) est déterminée, ensuite les différentes subroutines du programme principale NAMPULAL sont expliqués, à la fin de ce chapitre une procédure d'évaluation des paramètres hyperboliques est déterminée en détail pour les sols pulvérulents.

III.1- **Introduction**

Compte tenu de l'état actuel des programmes informatiques et des capacités de prétraitement des codes en éléments finis commerciaux, la MEF a prouvé être un outil extrêmement puissant et polyvalent pour la solution de nombreux problèmes d'ingénierie.

La plupart des problèmes d'interaction sol / structure sont soumis à la combinaison des moments, charges axiales, horizontales et géométriquement complexes pour être traités avec une simple analyse des éléments finis 2D.

Pour faire face à de telles situations où d'énormes quantités de ressources informatiques sont nécessaires, l'ingénieur est toujours tenté de trouver des moyens pour simplifier son problème dans un modèle à deux dimensions. Dans ce contexte, de nombreux auteurs ont développé des procédures visant à introduire un certain effet en trois dimensions dans leur modèle de deux dimensions permettant ainsi une réduction des ressources informatiques.

Afin de rechercher une autre technique qui permet d'éviter une analyse complète des éléments finis 3D et pour réduire le travail de calcul, une méthode efficace a été présentée par Amar Bouzid et al. (2005) Cette approche appelée : Modèle tranches verticales (VSM) est basée sur la combinaison d'éléments finis 2D et la méthode de différence finis. Le modèle VSM approxime un problème véritablement 3D en une série des tranches verticales 2D en remplaçant les interactions inter-tranches par les forces du volume fictif. (Voir le détail dans le chapitre I).

Le modèle hyperbolique tel que proposé par Duncan et Chang pour la modélisation du sol et les autres versions qui ont été développées plus tard au cours d'une décennie et les procédures pour évaluer leurs paramètres du sol sont décrits dans le chapitre II.

La version non linéaire de la FEVSM commence par l'implémentation de la version de base du modèle hyperbolique. À cet égard, un organigramme donnant les différents cas de pressions de confinement et rigidité relative du sol est expliqué en détail. Ensuite, un organigramme de programme d'ordinateur appelé NAMPULAL écrit en Fortran et contenant la version non linéaire de FEVSM est présenté ainsi qu'une explication détaillée de ses différentes étapes de calculs. A la fin de ce chapitre une étude paramétrique à été étudié pour déterminer les paramètres hyperbolique.

III.2- **L'implémentation du modèle hyperbolique dans le modèle FEVSM**

L'implémentation d'un critère du sol élasto-plastique dans les codes d'éléments finis nécessite en général trois notions fondamentale : surface de charge et les règles d'écoulement et d'écrouissage (Owen et Hinton, 1980 ; Smith et Griffiths, 1992). Contrairement à cette procédure compliquée, le modèle hyperbolique est relativement facile pour l'implémentation pour deux raisons principales. Tout d'abord, il emplois la méthode de rigidité tangente, c.-à-d. il n'y a pas de calculs de résistance résiduelle. Ensuite, chaque incrément de charge est analysé deux fois (Dickin et King, 1982), concernant la première analyse les valeurs tangentes du module des contraintes déviatorique sont basées sur le début de l'incrément, tandis que la seconde analyse utilise des valeurs de module en fonction de la contrainte moyenne au cours de l'incrément.

En passant par l'ensemble entier d'équations décrivant les modèles hyperboliques (équations cité dans le chapitre II), on remarque que, chaque paramètre hyperbolique quel que soit le modèle utilisé, dépend de la pression de confinement σ_3. Cette dernière est donc un élément clé de l'implémentation du modèle hyperbolique dans le programme d'éléments finis.

La valeur du coefficient de Poisson de sol est constante, tandis que la contrainte principale mineure est suivie tout au long du processus numérique comme une valeur unique ou bien sous forme déviatorique afin de prédire avec précision les modules du sol E_t et E_{ur} qui reflètent la vraie rigidité du sol.

Dans le modèle de base de Duncan, la valeur de la contrainte principale mineure à la rupture est égale à la contrainte principale mineure actuelle. Par conséquent, le niveau actuel de contrainte est calculé en utilisant l'expression :

$$CSL = \frac{r_c}{r_f} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin\varphi)}{2\,c\cos\varphi + 2\sigma_3 \sin\varphi} \qquad (3.1)$$

D'où CSL (Current Stress Level) signifie le niveau actuel de contrainte. Il est schématisé dans la figure 3.1 par le rapport $o_c b / o_f a$.

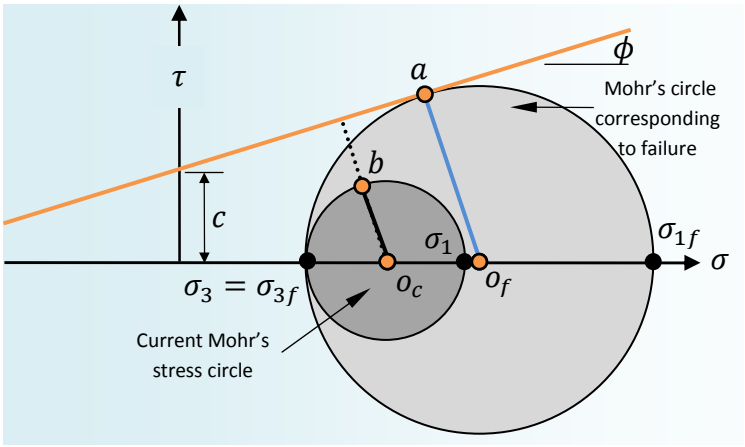


Figure 3.1 : Cercle de Mohr montre le CSL selon Duncan Chang (1970).

Selon le point de vue des auteurs de ce mémoire l'équation (3.1) n'est valable que pour l'essai triaxial. Cependant, dans les problèmes d'interaction sol / structure d'autres considérations doivent être prises en compte. Effectivement, Dickin et King en 1982 ont défini le niveau de contrainte d'un élément de sol comme le rapport de rayon actuel de cercle de Mohr au rayon de rupture de ce dernier, ayant le même centre. L'équation (3.2) donne le niveau de contrainte :

$$CSL = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\,c\cos\varphi + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi} = \frac{r_c}{r_f} \qquad (3.2)$$

Les cercles de contrainte correspondant à l'équation (3.2) sont illustrés dans la figure 3.2.

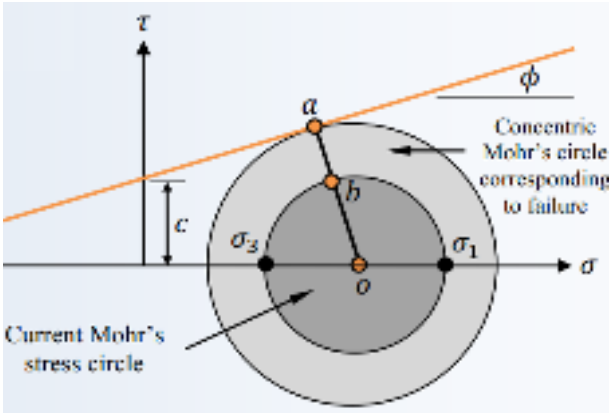


Figure 3.2 : Cercle de Mohr montrant le CSL selon Dickin et king (1982).

La valeur du niveau de contrainte courant (CSL), Qui est comprise entre une valeur égale à zéro à une valeur égale à l'unité reflétant la partie de la résistance au cisaillement mobilisée pour chacun des points de Gauss. La valeur de CSL égale à l'unité correspond à l'état de rupture de sol. L'organigramme de la figure 3.3 illustre l'implémentation du modèle hyperbolique dans le code d'éléments finis.

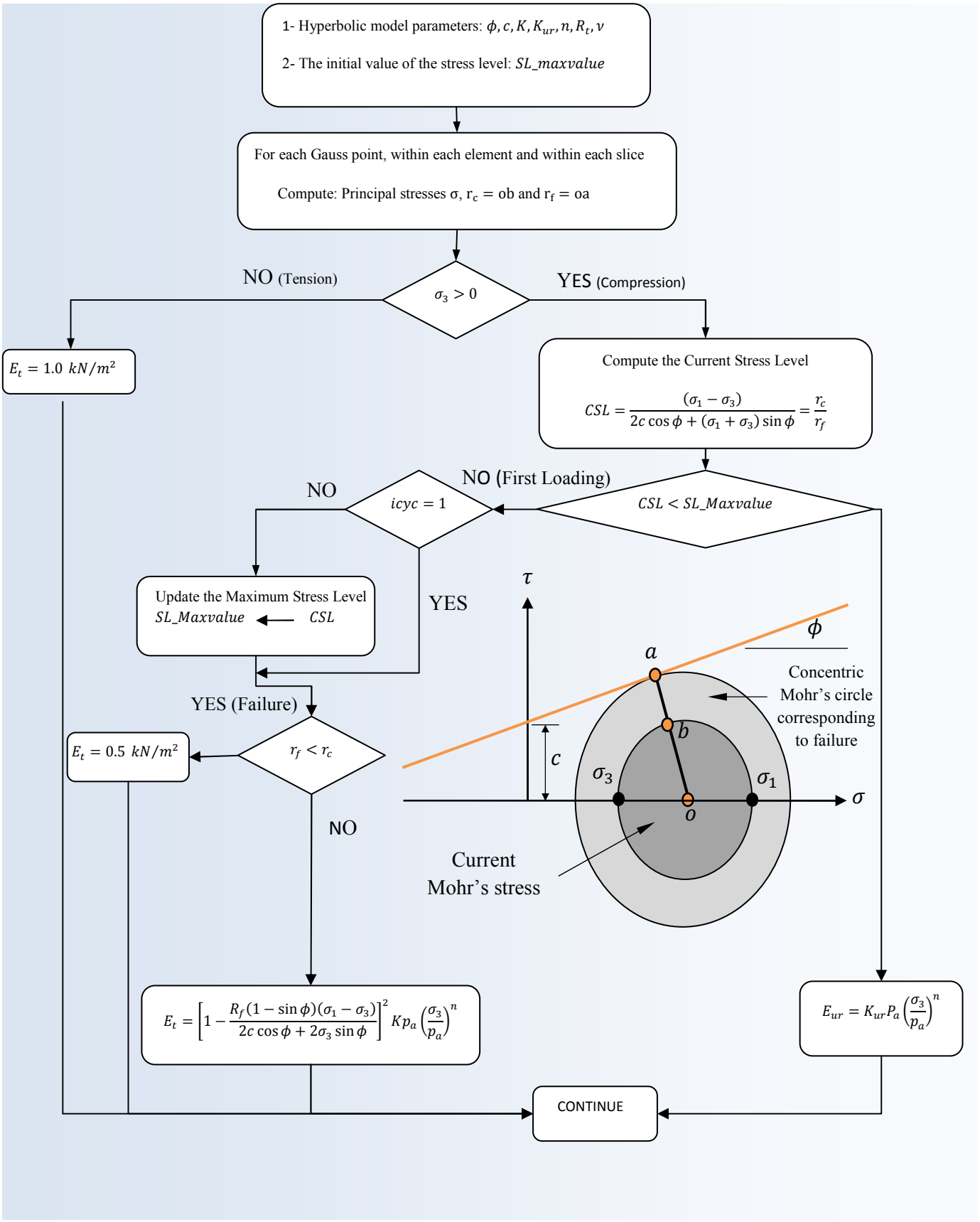


Figure 3.3 : Organigramme montre l'implémentation du modèle hyperbolique où E_t *et* E_{ur} sont évalués selon l'état de contrainte. (Otsmane et Amar Bouzid, 2017)

III.3- **Description du code d'éléments finis élaboré (NAMPULAL)**

III.3.1- **Introduction**

Le modèle d'éléments finis à tranches verticales décrit dans le chapitre I est parfaitement approprié au problème d'un pieu isolé sous chargement axial et latérale. En effet, il simplifie mathématiquement le problème à un problème bidimensionnel, tout en gardant ses aspects tridimensionnels physiques.

III.3.2- **Les sous programmes et l'organigramme du code NAMPULAL**

Les équations itératives pseudo 3D données par l'équation (1.21), ainsi que les différentes équations du modèle hyperbolique (Duncan et Chang, 1970) présentées dans l'organigramme de la figure 3.3 ont été codées dans un programme informatique Fortran appelé NAMPULAL (Nonlinear Analysis of Mono Piles Under Lateral and Axial Loading) pour l'analyse du monopieu sous chargement axial et latéralement.

L'organigramme du programme principal du code NAMPULAL est présente dans la figure 3.4 permet de calculer le déplacement, la rotation et le moment le long d'un pieu chargé latéralement par une force horizontale et un moment applique à la tête du pieu, ce programme principal est constitué des différentes subroutines :

- Subroutine LECTURE

Le début du programme commence par la lecture des donnés d'entrés dans un fichier donné (voire User manual) qui sont : les caractéristiques géométriques du maillage, les caractéristiques mécaniques du pieu, les caractéristiques du modèle hyperbolique pour chaque couche du sol, les charges externes (V, H, M) ainsi les paramètres du calcul non linéaire (tolérance =0.001, nombre maximum des éléments =500, nombre de cycle=2, nombre d'incrément, facteur d'incrément ($\sum \mathrm{ncrims} = 1$))

- SubroutineLECGEOM

Cette subroutine permet l'énumération et la détermination des coordonnées (x, y) de chaque élément quadrangulaire à 8 nœuds

- Subroutine IDSOIL_PILE

Identification des éléments du pieu et du sol

- Subroutine CLIMIT

Etablissement des conditions aux limites

- Subroutine GAUSS

La méthode de Gauss est une méthode d'intégration numérique très utilisée dans laquelle les coefficients de pondération w_i, et les abscisses r des points d'échantillonnage ξ_i, sont déterminés de manière à intégrer exactement des polynômes d'ordre : $m < 2r - 1$

Remplaçons l'intégrale d'une fonction polynomiale $f(\xi)$ par une combinaison linéaire de ses valeurs aux points d'intégration ξ_i :

$$\int_{-1}^{1} f(\xi)d\xi = \sum_{i=1}^{r} w_i f(\xi_i) \tag{3.3}$$

En pratique on choisit le plus souvent un nombre de points aussi faible que possible pour diminuer le volume de calcul. L'expérience a montré que l'intégration réduite (2×2) peut donner de meilleurs résultats que l'intégration exacte (Zienkiewicz et al. 2000), dans chaque direction ξ et η une intégration numérique à une dimension, si nous utilisons r_1 points dans le sens ξ et r_2 points dans le sens η, la méthode de Gauss intègre exactement le produit d'un polynôme en ξ d'ordre $2\ r_1 - 1$ et d'un polynôme en η d'ordre $2\ r_2 - 1$ l'équation 3.3 devient :

$$\int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} f(\xi,\eta) = \sum_{i=1}^{r_1}\sum_{j=1}^{r_2} w_i\, w_j\, f(\xi_i,\eta_j) \tag{3.4}$$

Où:w_i , w_j sont les coefficients donnés par le tableau 3.1, ξ_i, η_j sont les coordonnées des points d'intégration correspondants.

Le tableau 3.1suivant regroupe les trois cas d'intégration

Tableau 3.1 : Intégration numérique de Gauss.

r	$\boldsymbol{\xi_i, \eta_j}$	$\boldsymbol{w_i, w_j}$	Degré maximum des polynômes intégrés exactement
1	$(0, 0)$	(2, 2)	1
2	$(\mp 1/\sqrt{3}, \quad \mp 1/\sqrt{3})$	(1, 1)	4
3	$(\mp\sqrt{3/5}, \quad 0)$	(5/9, 8/9)	9

- Subroutine PROPSOL

La détermination des propriétés du sol pour chaque tranche et les contraintes initiales du sol nécessite la détermination des coordonnées nodales, les fonctions de forme et leurs dérivées au point de Gauss de l'élément de référence :

$$\begin{cases} x_M = \sum_{i=1}^{8} N_i(\xi_M,\eta_M) x_i^{ielem} \\ y_M = \sum_{i=1}^{8} N_i(\xi_M,\eta_M) y_i^{ielem} \end{cases} \tag{3.5}$$

Les points *M* utilisés sont les points de Gauss sur l'élément de référence.

Grâce à l'utilisation systématique de l'élément de référence nous pouvons remplacer l'emploi des fonctions de forme compliquées $N_i(x,y)$ par celui des fonctions plus simples $N_i(\xi,\eta)$ données par l'équation 1.13 et 1.14 pour l'élément quadrangulaire a 8 nœuds, déterminées par la ***subroutine FORMN.***

Dans les conditions initiales les contraintes dues à la gravité sont calculées pour tous les éléments du milieu discrétisé pour chaque tranche. La contrainte horizontale σ_x dans l'élément est supposée être égal à $k_0\sigma_y$, avec σ_y qui est la contrainte verticale et k_0 est le coefficient de pression latérale des terres au repos. La contrainte de cisaillement est égale à zéro.

- Subroutine PROPIL

Détermination des propriétés du pieu : le module d'Young (sections circulaire et rectangulaire) est calculé à partir des équations 3.12 et 3.13,

- Subroutine I NITIAL

Initialisations de vecteur de déplacement pour chaque tranche i

- Subroutine CHARGE

Positionnement de la force et du moment au niveau du nœud milieu de l'élément situé au bord supérieur du pieu, dans le cas d'un monopieu soumis à un moment de renversement, celui-ci est remplacé par une force verticale égale et opposée. Sachant que les charges externes sont appliquées seulement dans la tranche 1 qui contient le monopieu.

- Subroutine ECRIT

Tout les caractéristiques qui définissent la géométrie, les caractéristiques du modèle hyperbolique pour chaque couche du sol, les caractéristiques mécaniques du pieu, les charges externes (V,H,M) et les paramètres du calcule non linéaire sont écrit en détail dans le fichier de résultat (voire User manual).

- Subroutine INCRIME

Le chargement se fait par incrémentation (les charges appliquée sont multipliées par le facteur d'incrémentation (facto)).

Chaque incrément de charge est analysé deux fois $(Ic = 2)$, concernant la première analyse les valeurs tangentes du module des contraintes déviatorique sont basées sur le début de l'incrément, tandis que la seconde analyse utilise des valeurs de module en fonction de la contrainte moyenne au cours de l'incrément.

La détermination du matrice de rigidité global $A_i$du problème d'interaction sol-pieu se fait par :

- Subroutine MASTIF

Les étapes suivent permet la formation de la matrice de rigidité globale :

$$A_i = \int_v (\mathrm{B}^t\ \mathrm{D}\ \mathrm{B} + \mathrm{N}^t \mathrm{C}^{pc} \mathrm{N}) dv \tag{3.6}$$

- ***Subroutine FORMD2*** : Détermination de la matrice constitutive D donnée par l'équation 2.18 (problème de contrainte plane)
- ***Subroutine FORMB*** : Détermination de la matrice déformation-déplacement B définie par les dérivées premiers de N par rapport à x, y (***subroutine FMQUAD***):

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{bmatrix} \tag{3.7}$$

Ou J^{-1} est l'inverse de la matrice de Jacobienne :

$$\mathrm{J} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \tag{3.8}$$

- Détermination de transposé de B et de N ($\mathrm{B}^t, \mathrm{N}^t$)
- ***Subroutine FACINT*** : Détermination des facteurs d'interactions entre les tranches $c_i^{pc}, c_i^{pr}, c_i^{fl}$à partir de l'équation 1.11,

Après ces étapes on peut facilement détermine la matrice de rigidité globale pour chaque tranche (***subroutine FORMKV***)

- subroutine BANRED

Cette subroutine consiste à transformer la matrice de rigidité globale en un en un système triangulaire $\begin{pmatrix} A_{11}^1 & \cdots & A_{1n}^1 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & A_{nn}^{n-1} \end{pmatrix}$ par la méthode d'élimination de Gauss, on calcule :

$$A_{ij}^s = A_{ij}^{s-1} - \frac{A_{is}^{s-1} A_{sj}^{s-1}}{A_{ss}^{s-1}} \tag{3.9}$$

- Résolution du système triangulaire supérieur précédent : Cette étape consiste à calculer les inconnues de vecteur de chargement, la ***subroutine LOADIN*** permet de calculer : $Xloads_i = \mathrm{f}_i^{pr} + \mathrm{f}_i^{fl} + \mathrm{p}_i$ pour chaque tranche puis déterminer les nouvelles valeurs de chargement par le calcul des inconnues de vecteur de chargement (***subroutine BACSUB***):

$$Xloads_i^s = Xloads_i^{s-1} - \frac{A_{is}^{s-1}\ Xloads_s^{s-1}}{A_{ss}^{s-1}} \tag{3.10}$$

- Subroutine CONVER

Pour chaque tranche on doit vérifier la convergence du système donné par l'équation 3.11.

- Subroutine CONTRA

L'état de contrainte principale et les valeurs des modules de sol sont évaluées en fonction de l'organigramme donné par la figure 3.4.

- Subroutine ACTUEL

- Subroutine DESIGN_PARAM

Après le deuxième cycle et à la fin de chaque incrément, les déplacements nodaux supplémentaires et les contraintes des éléments du sol et de monopieu sont ajoutés aux valeurs totales précédentes pour obtenir les déplacements nodaux et les contraintes de l'élément à la fin de l'incrément.

Les déplacements, les rotations, les forces de cisaillement et les moments de flexion le long de monopieu (L_p) pour chaque incrément de charge sont présentés à la fin dans le fichier de résultats de NAMPULAL. (Voir User Manual)

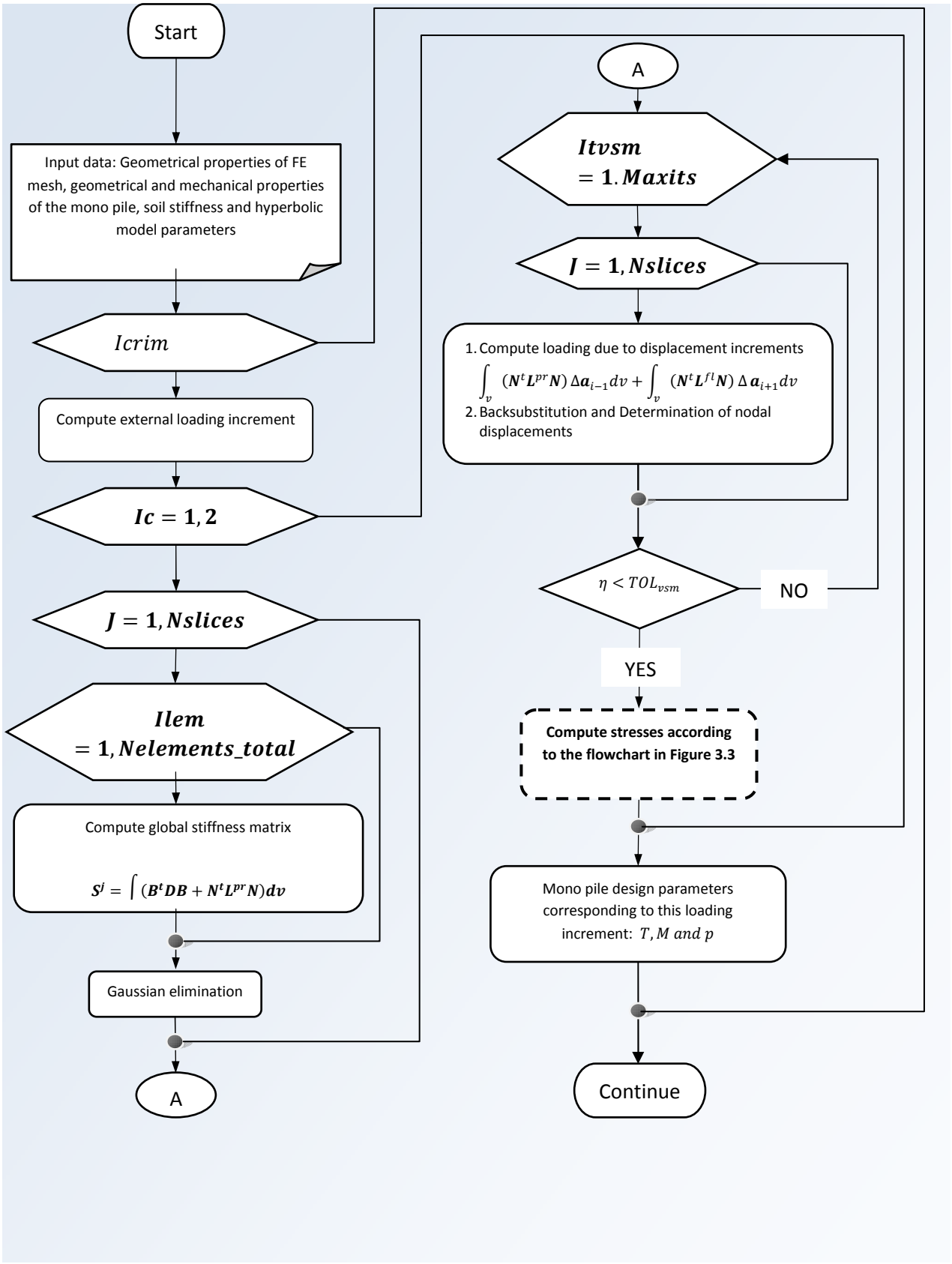


Figure 3.4 : Organigramme NAMPULAL (Otsmane et Amar Bouzid, 2017).

III.3.3- **Processus de calculs et considérations diverses**

Le processus itératif incrémental du modèle tranches verticales et l'analyse de la non-linéarité du modèle Duncan Chang est effectué comme suit :

En commençant par la boucle d'incréments. Dans ce cadre, une autre boucle relative au non linéarité du modèle hyperbolique et qui est seulement constituée de deux cycles. Pour le premier et en fonction de l'épaisseur de tranche et le module de cisaillement du sol les facteurs d'interaction entre les tranches sont calculés, ensuite la matrice de rigidité globale pour chaque tranche est évaluée et bientôt réduite en utilisant l'élimination de Gauss (Smith et Griffiths, 1992).

Le chargement externe est appliqué en fonction de l'incrément sur la première tranche contenant le monopieu.

L'analyse est effectuée tranche par tranche et la procédure VSM (itération) se termine normalement lorsque le critère de convergence atteint une limite prédéfinie η qui est donnée par :

$$\eta = \frac{|\Delta u^j - \Delta u^{j-1}|}{|\Delta u^j|_{max}} < TOL_{vsm} \qquad (3.11)$$

D'où TOL_{vsm} est le niveau de tolérance pris 0.001.

Après avoir atteint la convergence les incréments de déplacement pseudo 3D dans tout le milieu discrétisé sont déterminés correctement.

Dans cette recherche on considère que :

Ce problème des pieux chargés horizontalement présente un plan de symétrie, seulement la moitié du problème est analysée.

La première tranche contenant la moitié du pieu à une épaisseur égale à r_0, où r_0 est le rayon du pieu.

Le modèle des tranches verticales est plus commode pour les structures qui ont la forme rectangulaire $(a \times b)$ le module d'Young est simplement calculé par l'expression suivante :

$$E_{p_{eq}} = \frac{12\,(EI)_{eq}}{b\,a^3} \qquad (3.12)$$

Mais dans la plupart des applications pratiques, les monopieux sont supposés avoir des sections transversales circulaires (tubulaires ou formes solides avec un diamètre extérieur D_p). Dans la présente recherche, nous supposons une section carrée égale à la section circulaire de monopieu. Ensuite, le côté carré est $b = \frac{\sqrt{\pi}}{2} D_p$, donc le module d'Young est calculé à partir de la rigidité à la flexion réelle du monopieu circulaire :

$$E_{p_{eq}} = \frac{192\,(EI)_{eq}}{\pi^2 {D_P}^4} \tag{3.13}$$

Le coefficient de Poisson ν est constant.

III.4-**Procédure d'évaluation des paramètres hyperboliques K, K_{ur}, R_f et n pour un sable**

Traiter au moins 6 paramètres empiriques ($c, \varphi, K, K_{ur}, R_f$ et n) qui caractérisent la forme la plus simple de modèle Duncan et Chang est une tâche fastidieuse et source de confusion pour les ingénieurs en géotechnique. Pour cette raison, il est impératif de trouver des moyens qui permettent de réduire le nombre des paramètres, et par conséquent rendent l'analyse raisonnable et pratique.

Les études géotechniques sont généralement effectuées pour déterminer la résistance du sol en terme de c et φ et en terme de déformation de sol E_s et ν_s nécessaires à la conception. Cependant, dans de nombreux cas, les données triaxiaux et les paramètres du modèle hyperbolique ne sont pas disponibles et sont rarement trouvés pour un site spécifique et rarement déterminés avec les mesures classiques in situ.

Donc on peut conclure que certains paramètres ont un effet sur le déplacement, à cet effet on ne peut pas prendre des valeurs arbitraires et pour réduire le nombre des paramètres indépendants, il convient d'établir des valeurs de paramètres standards par le biais des corrélations avec les propriétés du sol existantes sans avoir recours à d'autres procédures expérimentales, il est difficile de les effectuer dans les sol appartenant aux sites offshore.

De nombreux chercheurs comme Panos et Sun (1992) et Liu et al. (1987) ont confirmé que le comportement élastique du sol peut être correctement exprimé par le module de Young ce qui est également suggéré par Lade et al. (1987). Ces chercheurs ont utilisé le principe de conservation de l'énergie, et ils ont exprimé le module d'élasticité en fonction du premier invariant de contrainte I_1, le second invariant de contrainte déviatorique J_2 et deux autres constantes N et λ :

$$E_s = N\, p_a \left[\left(\frac{I_1}{p_a}\right)^2 + 6\left(\frac{1+\nu_s}{1-2\nu_s}\right)\frac{J_2}{(p_a)^2}\right]^{\lambda} \tag{3.14}$$

Aves

$$J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \tag{3.15}$$

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \tag{3.16}$$

A partir des essais de compression triaxiaux 3D effectués sur différents types de sables, Lade et al. (1987) ont trouvé que les paramètres N et λ varient dans les gammes 440-1270 et 0.22 à 0.33 respectivement. Ce sont :

$$K_{ur} = 3^{(2\lambda)} N \tag{3.17}$$

$$n = 2\lambda \tag{3.18}$$

Par conséquent, la variation K_{ur} et n sont données dans le tableau 3.2

Tableau 3.2 : Intervalles de variation des paramètres utilisés dans les équations (3.17) et (3.18) (après Lade et Nelson (1987))

N	λ	K_{ur}	n
440-1270	0.22-0.33	710-2310	0.44-0.66

Dans la méthodologie déterministe, l'ingénieur géotechnicien doit généralement prendre une valeur unique pour chaque paramètre du sol utilisé dans les calculs. Cependant, la gamme indiquée dans le tableau 3.2 est trop grande pour localiser une valeur spécifique correspondant à un état donné de la densité de sable et il est difficile de trouver les valeurs de modèle hyperbolique pertinentes à un sable pour lequel seul l'angle de frottement est connu. À cet égard, et en utilisant le travail de Baldi et al. (1989), Kay et Kraan (2000) proposent une approximation pour le module d'Young du sol :

$$E_s = 1025\, e^{2.93\, D_r} \left(\frac{1+2k_0}{3}\sigma_{v0}\right)^{0.51} \tag{3.19}$$

Sachant que : D_r est la densité relative de sable, k_0 est le coefficient de pression des terres au repos et σ_{v0} est la contrainte verticale. L'équation (3.19) peut être une bonne approximation pour le module E_s du sol, en plus de la pression de confinement ($\sigma_3 = k_0\, \sigma_{v0}$) qui est l'élément clé du modèle hyperbolique, elle englobe la densité relative de sable qui donne un excellent indicateur pour la rigidité de sable.

Si nous supposons que le module du sol donné par l'équation (3.19) est égal au module du sol déchargement-rechargement donné par l'équation (3.13), et en supposant que $n = 0.51$ le module K_{ur} aura l'expression suivante :

$$K_{ur} = 1025\, e^{2.93\, D_r} \left(\frac{1+2k_0}{3k_0}\right)^{0.51} (p_a)^{-0.49} \tag{3.24}$$

Maintenant, K_{ur} comprend la densité relative du sable et le coefficient de pression des terres au repos qui reposent tous les deux sur l'angle de frottement interne. Donc, il est commode, pour l'estimation de D_r pour un sable donné sur la base de l'angle de frottement interne, de

suivre les recommandations formulées par Meyerhof (1956). Selon l'état de sable, ses propositions sont regroupées dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : les valeurs de densité relative et de l'angle de frottement qui varient selon l'état du sol sableux, proposé par Meyerhof (1956).

Type de sol	Densité relative $\boldsymbol{D_r}$ (%)	Angle de frottement $\boldsymbol{\varphi}$(°)
Très lâche	<20	<30
Lâche	20-40	30-35
Compacte	40-60	35-40
Dense	60-80	40-45
Très dense	>80	>45

La densité relative dans le tableau 3.3, peut être définie sur la base de l'angle de frottement et réciproquement. En outre, le coefficient de pression des terres au repos est connu sur la base de l'angle de frottement en utilisant l'expression empirique simple (Jâky (1944)) pour un sol normalement consolidé :

$$k_0 = 1 - \sin\varphi \tag{3.25}$$

Afin d'évaluer la validité des valeurs données par l'équation (3.10), les calculs ont été effectués pour les valeurs correspondant à la valeur moyenne de chaque intervalle dans le tableau 3.3. Les résultats sont présentés comme suit :

Tableau 3.4 : Valeurs de k_0, K_{ur} et K en fonction de l'état du sol.

Type de sol	$\boldsymbol{D_r}$ (%)	$\boldsymbol{\varphi}$(°)	$\boldsymbol{k_0}$	$\boldsymbol{K_{ur}}$	$\boldsymbol{K}$
Très lâche	15	28	0.530	189.117	126.078
Lâche	30	32.5	0.463	303.964	202.643
Compacte	50	37.5	0.391	571.996	381.331
Dense	70	42.5	0.324	1086.708	724.472
Très dense	90	48	0.257	2105.668	1403.779

Les valeurs de K_{ur} présentées dans le tableau 3.4 appartiennent aux intervalles recommandés par Duncan et Wong (1999).

Dans ce qui suit, la valeur de K_{ur} est programmé en utilisant l'équation (3.24), alors que Kest choisi égal à $0.667K_{ur}$ selon la recommandations de Duncan et Wong (1999). Les valeurs numériques des R_f et n ont été maintenues à des valeurs fixes 0.7 et 0.51 respectivement. La valeur choisie de R_f à également été recommandée par Wong et Duncan (1974).

A la lumière de ce qui a été mis au point, le nombre de paramètres hyperboliques a été considérablement réduit et l'utilisateur possède maintenant le bagage nécessaire pour le choix des valeurs pour un sol donné où seuls les paramètres de résistance du sol sont nécessaires comme données d'entrée.

III.4.1-**Estimation de la rigidité des sols pulvérulents**

En Invoquant à nouveau l'équation (3.19), en remplaçant σ_{v0} par $z\gamma$ et en divisant z par D_p, cette équation devient :

$$E_s(z) = 1025e^{2.93\,D_r}\left(\frac{1+2k_0}{3}\gamma\right)^{0.51} {D_p}^{0.51}\left(\frac{z}{D_p}\right)^{0.51} \qquad (3.20)$$

L'équation (3.20), il est tout à fait clair que la rigidité du sol varie avec la racine carrée de la profondeur, reflétant ainsi la vraie nature de la majorité des sables denses.

A ce stade, plusieurs chercheures géotechniciens (Booker, et al. 1985) ont étudié la relation du module de sol en fonction de la profondeur z selon l'expression :

$$E_s(z) = E_{sD}\left(\frac{z}{D_p}\right)^{\alpha} \qquad (3.21)$$

D'où $E_s(z)$ est le module de sol à une profondeur z égale au diamètre du monopieu D_p, et α est un exposant qui varie entre zéro et un. En plus d'homogénéité lorsque $\alpha = 0$, l'équation (3.21) comporte un sol avec une variation parabolique de la raideur avec la profondeur pour $\alpha = 1/2$ et le sol de Gibson pour $\alpha = 1$.

La comparaison entre l'équation (3.21) et (3.20) donne :

$$E_{sD}(z) = 1025e^{2.93\,D_r}\left(\frac{1+2k_0}{3}\gamma\right)^{0.51} {D_p}^{0.51} \qquad (3.22)$$

III.4.2- **Etude paramétrique**

Afin d'expliquer le choix des valeurs de n et R_f, une étude paramétrique restreinte a été effectuée. Les valeurs de l'exposant n et R_f sont variées dans les plages recommandée par Lade et Nelson (1978) (tableau 3.2), a cet effet, on a choisi d'étudier l'effet des deux paramètres hyperboliques n et R_f sur le déplacement pour deux cas des pieux rigides courts et longs avec deux types du sol sableux lâches et dense. Les valeurs du chargement appliqué en tête du monopieu sont récapitulées dans le tableau 3.5

Tableau 3.5 : les charges appliquées en tête

$\boldsymbol{H\,(KN)}$	$\boldsymbol{V(KN)}$	$\boldsymbol{M(KNm)}$
12000	0	360000

III.4.2.1- **Effet de l'exposant n**

Cas d'un pieu long et rigide

Pour étudier l'élancement critique on a utilisé l'équation évaluée par (Abed et al. 2006) :

$$\left(\frac{L_p}{D_p}\right)_{cr} = 1.656 \left(\frac{E_p}{E_{sD}}\right)^{0.243} \quad (3.23)$$

Les caractéristiques du pieu sont données par le tableau 3.6

Tableau 3.6 : Les caractéristiques du pieu

	L_P (m)	D_p (m)	$(L/D)_{eff}$	$(L/D)_{cr} = 1.656 \left(\frac{E_p}{E_{sD}}\right)^{0.243}$	E_p (KN/m²)	ν_p
Sable lâche	30.0	4.0	7.5	17.135	2.1×10^8	0.25
Sable dense				13.137		

D'après le tableau 3.6 on remarque que ce pieu est un pieu rigide.

Les valeurs de E_s et E_{sD} figurant dans le tableau 3.7 ont été déterminées par les équations 3.20 et 3.22 respectivement.

Tableau 3.7 : Les paramètres choisis pour les deux types de sol.

	Paramètre du sol											
	E_s (moyenne) (KN/m²)	E_{sD} (KN/m²)	ν_s	c (KN/m²)	φ (°)	Dr (%)	R_f	n	K	K_{ur}	γ_s (KN/m³)	k_0
Sable lâche	62401.79	13995.54	0.25	0.0	30	20	0.70	0.45 0.5 0.55 0.6 0.65	148.16	222.240	20.0	0.50
Sable dense	186236.74	41769,38	0.25	0.0	40	60	0.70	0.45 0.5 0.55 0.6 0.65	524.91	787.358	20.0	0.357

On a choisi le profil de déplacement pour étudier l'effet de n et R_f. Les résultats de l'étude de l'effet de n sont représentés par les figures 3.5 et 3.6 pour les deux cas du sol étudié :

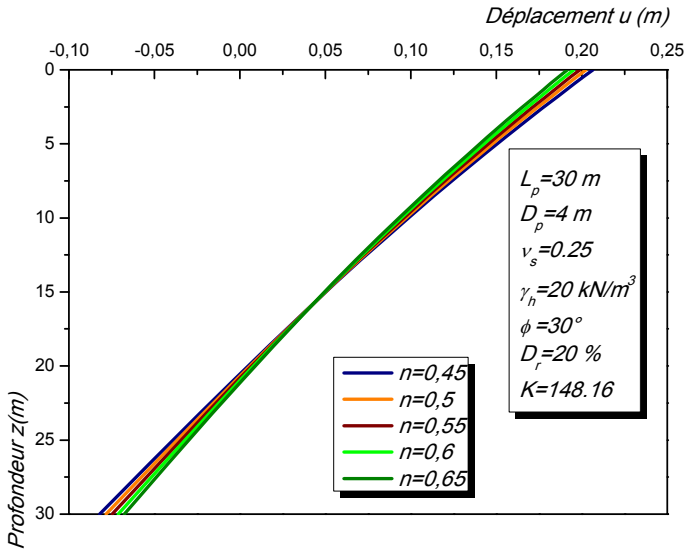


Figure 3.5 : Effet de l'exposant n sur le profil de déplacement pour un sable lâche.

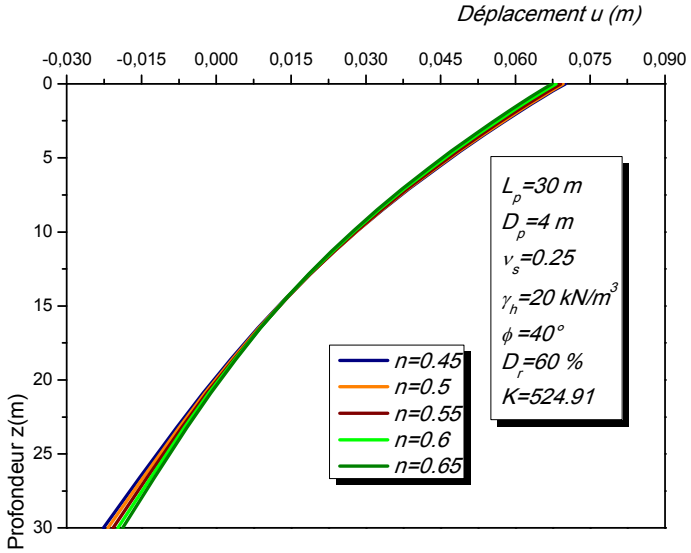


Figure 3.6: Effet de l'exposant n sur le profil de déplacement pour un sable dense.

- *Cas d'un pieu court et rigide*

Le tableau 3.8 représente les caractéristiques du pieu

Tableau 3.8 : Les caractéristiques du pieu

	L_P (m)	D_p (m)	$(L/D)_{eff}$	$(L/D)_{cr} = 1.656\left(\frac{E_p}{E_{sD}}\right)^{0.243}$	E_p (KN/m^2)	ν_p
Sable lâche	4.0	0.8	5.0	20.917	2.1×10^8	0.25
Sable dense				16.0367		

Les paramètres du sol sont donnés par le tableau 3.9

Tableau 3.9 : Les paramètres choisis pour les deux types de sol.

	Paramètre du sol											
	E_s (KN/m^2)	E_{sD} (KN/m^2)	ν_s	c (KN/ m^2)	φ (°)	Dr (%)	R_f	n	k	k_{ur}	γ_s (KN /m^3)	k_0
Sable lâche	11329.18	6159.07	0.25	0.0	30	20	0.70	0.45 0.5 0.55 0.6 0.65	148.160	222.240	20.0	0.50
Sable dense	33811.67	18381.60	0.25	0.0	40	60	0.70	0.45 0.5 0.55 0.6 0.65	524.905	787.358	20.0	0.357

Les résultats sont représentés par les figures 3.7 et 3.8 suivantes :

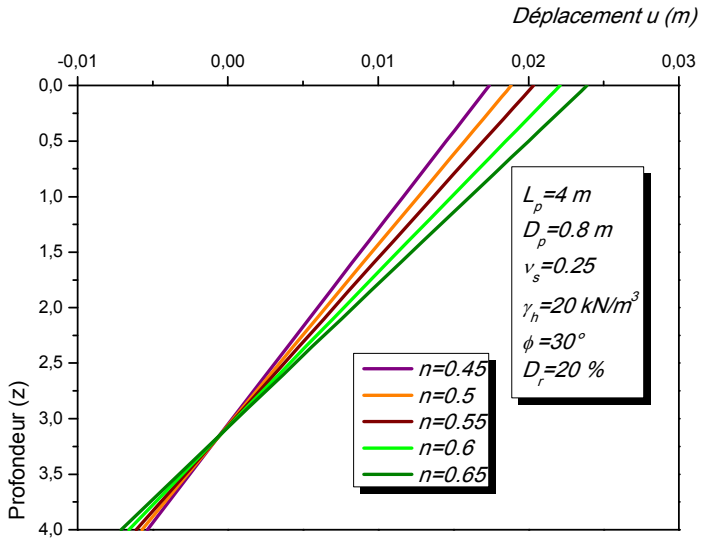


Figure 3.7 : Effet de l'exposant n sur le profil de déplacement pour un sable lâche.

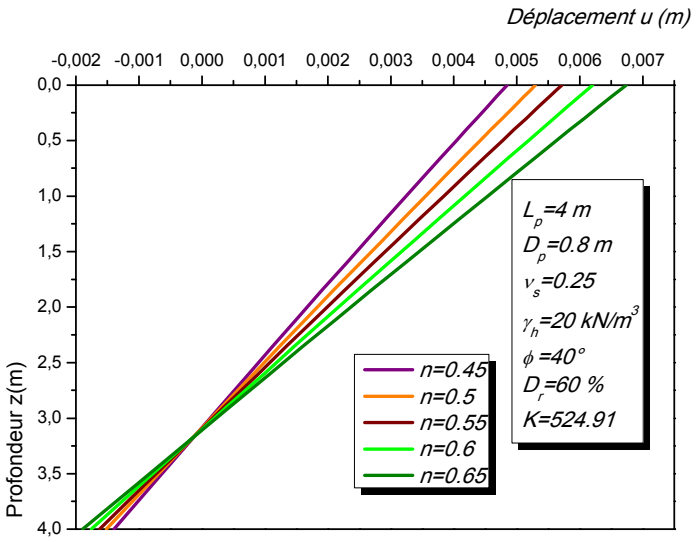


Figure 3.8 : Effet de l'exposant n sur le profil de déplacement pour un sable dense.

À partir de l'étude de l'effet d'exposant n sur le déplacement pour un pieu rigide ($\left(\frac{L}{D}\right)_{eff} < \left(\frac{L}{D}\right)_{cr}$), on observe que n n'a pas un effet sur le déplacement pour un pieu long, pour un pieu court n a un effet légèrement remarquable surtout au sommet et au bas du monopieu sachant que lorsque l'exposant diminue le déplacement est diminué pour les deux cas de sable étudié. Puisque le diamètre n'est uniquement que 0.8m, cette situation est rarement rencontrée dans la pratique des éoliennes offshore. Cela peut justifier le choix de $n = 0.51$.

III.4.2.2- **Effet du coefficient R_f**

En gardant les mêmes caractéristiques du pieu et les paramètres du sol étudié en premier cas pour un pieu rigide long et court sauf que $n = 0.51$ constante et R_f varie de la façon suivante : 0.6/ 0.7/ 0.8/ 0.9

- *Cas d'un pieu long et rigide*

Les résultats sont représentés par les figures 3.9 et 3.10 suivantes :

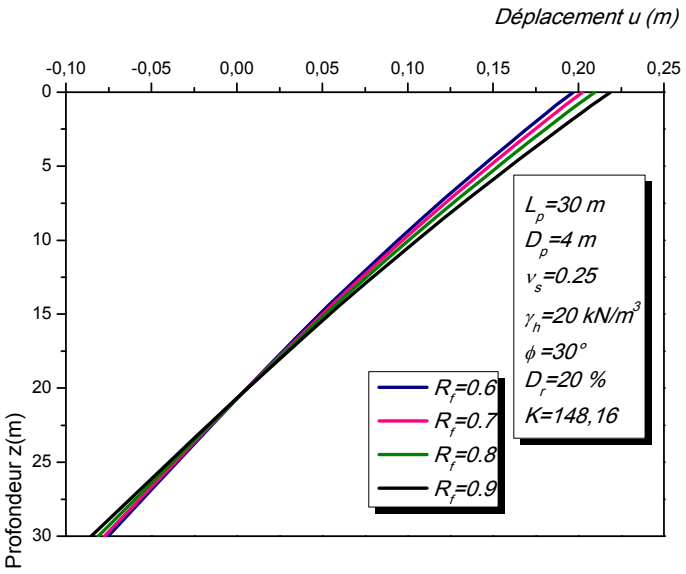


Figure 3.9 : Effet du R_f sur le profil de déplacement pour un sable lâche.

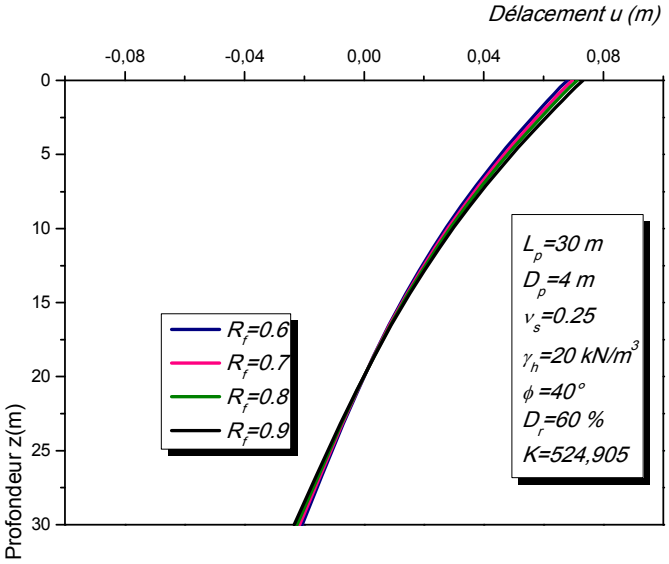


Figure 3.10 : Effet du R_f sur le profil de déplacement pour un sable dense.

- *Cas d'un pieu court et rigide*

Les résultats sont représentés par les figures 3.11 et 3.12 suivantes :

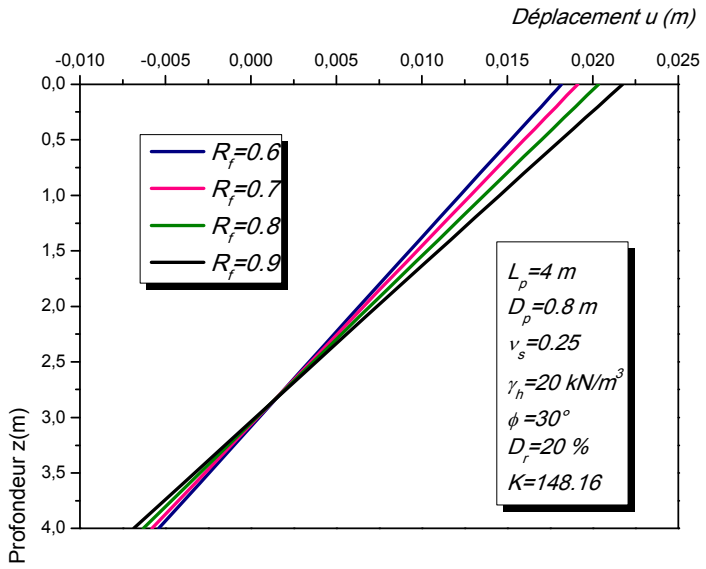


Figure 3.11 : Effet de R_f sur le profil de déplacement pour un sable lâche

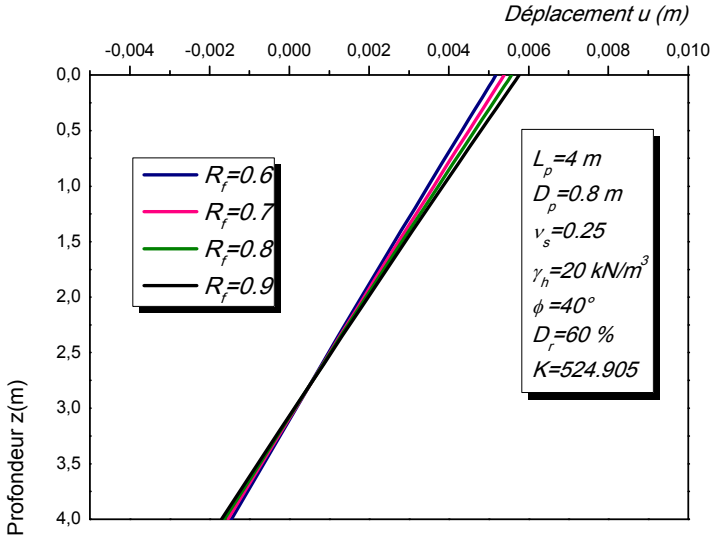


Figure 3.12 : Effet du R_f sur le profil de déplacement pour un sable dense

On n'observe aucune influence de R_f sur le déplacement pour le cas d'un pieu long, et un léger effet de R_f apparait lorsque φ diminue en cas d'un pieu court pour un sable lâche.

Notre choix de $n = 0.51$ et $R_f = 0.7$ est raisonnable, puisque la majorité des monopieux soutenus des éoliennes offshores sont généralement reposés sur les pieux longs dont la longueur est plus de 30 m.

III.5- **Conclusion**

Pour effectuer des calculs 3D EF de l'interaction sol / structure il est difficile surtout pour l'ingénieur, car ces derniers nécessitent la discrétisation du continuum dans les trois dimensions conduisant à de grandes quantités de ressources informatiques. A titre de remplacement une nouvelle technique numérique approchée appelée NVSM (Nonlinear Vertical tranches Model) qui combine l'utilisation de l'analyse 2D par éléments finis dans un panneau vertical et les facteurs d'interaction en raison du couplage entre panneaux résultant de l'utilisation de la méthode de différence finie.

Un programme informatique Fortran portant le nom NAMPULAL a été écrit pour analyser un monopieu sous chargement horizontal et vertical. Les monopieux sont des fondations profondes très rigides qui sont la meilleure solution pour les éoliennes offshore (OWT) dans des profondeurs d'eau comprises entre 15 m et 35 m, en raison de leurs facilités et leurs rapidités d'installation.

Une étude complète sur la détermination et le choix convenable des paramètres hyperboliques a été détaillé à la fin de ce chapitre.

Chapitre

IV

Validation du code NAMPULAL

Résumé :

Après l'élaboration d'un code informatique NAMPULAL, ce dernier est alors évalué par rapport à des études dans lesquelles les auteurs ont utilisés indépendamment des codes numériques FLAC^{3D}, ABAQUS et PLAXIS ainsi que l'approche de l'API pour étudier les monopieux de grand diamètre fichés dans le sol en mer formé essentiellement de sable dense. Un excellent accord entre NAMPULAL et les codes numériques cités ci-dessus a été obtenu, d'autre part un important écart à été remarqué entre NAMPULAL et l'API. Cela confirme le fait que, la méthode de l'API ne convient pas pour l'analyse des monopieux de grand diamètre soutenant les éoliennes offshores.

IV.1- **Introduction**

Dans la validation d'un programme informatique d'éléments finis lorsque l'élasto-plasticité est impliqué, deux types de difficultés sont rencontrés en général. Tout d'abord, la mécanique des milieux continus fournit des solutions analytiques pour un nombre très limité des problèmes d'interaction sol / structure et dans la plupart des cas, ils sont limités à l'élasticité linéaire isotrope. Ensuite, même pour les problèmes où les solutions analytiques exactes existent, le critère de rupture du sol élasto-plastique pour lequel cette solution exacte a été établie, est rarement identique à celui qui a été utilisé pour développer le code d'éléments finis pour la validation.

Pour étayer les performances des résultats de NAMPULAL pour les problèmes des monopieux chargés latéralement fichés dans les sols non linéaires, la recherche dans la littérature nous a amené à examiner sur des travaux de recherche effectués sur monopieux offshore installés dans la mer du Nord où des recherches approfondies ont été effectuées par de nombreux chercheurs appartenant aux pays voisins pour examiner les résonances de ces fondations de grande diamètre à chargements monotones et cycliques.

IV.2- **Validation du code NAMPULAL**

Afin de vérifier la validité du modèle proposé, on a choisi quelques recherches qui sont complètement étudiées dans ce chapitre. La première est la recherche de : Augustesen et al. (2009) concernant la modélisation numérique des monopieux de diamètre large en acier à Horns Rev construit en 2003 et situé dans la mer au nord-ouest de Esbjerg en Danemark, le seconde est celui de : Achmus et al. (2005) sur la conception des fondations monopieux pour le chargement cyclique statique et quasi-statique installés dans les parties allemandes de la mer du Nord, la troisième étude est de Doherty et al. (2012) qui ont effectué des recherches numériques et des expérimentations en Irlande.

Ces documents ont été intentionnellement choisis pour deux raisons fondamentales. Tout d'abord, trois codes commerciaux biens connus ont été utilisés. Augustesen et al. (2009) ont employé Flac^{3D} qui est une méthode de différence finie robuste, alors que Achmus et al. (2005) et Doherty et al. (2012) ont utilisé respectivement ABAQUS et PLAXIS qui sont à leur tour très puissant codes EF et qui peuvent fournir des résultats fiables si les propriétés du sol sont déterminées avec précision. Deuxièmement, les auteurs, ont formulés, la méthode API sur la base des paramètres du sol, et ont comparé leur résultat numérique avec les prédictions de l'API

IV.2.1- **Comparaison des résultats de NAMPULAL et ceux Augustesen et al. (2009)**

Augustesen et al. (2009) se sont intéressés surtout au monopieu pour les éoliennes offshore, se comportant d'avantage comme monopieux rigides que ceux qui sont flexibles, à savoir qu'ils tournent simplement lorsqu'ils sont soumis à une grande charge horizontale.

Les monopieux à large diamètre sont souvent utilisés, comme fondations pour les éoliennes offshores. Les diamètres des monopieux larges sont environ 4 à 6 m et ayant des longueurs de 20 à 30 m à savoir le rapport longueur sur diamètre est d'environ 5.

Leur étude est basée sur les courbes $p - y$ (Le modèle de Winkler) la formulation non linéaire de la réponse du sol-ressort couplé est basée sur des relations semi-empiriques entre la pression du sol p et le déplacement latéral y du monopieu, ces courbes sont proposées dans les règlements de conception tels que (API, 2011 ; DNV, 2004).

Briaud et al. 1984 ont postulé que le comportement du sol monopieu est affecté par la souplesse de celui-ci, figure 4.1. Les critères d'un comportement rigide ou flexible ont été suggérés par divers chercheurs, par exemple Poulus et Hull, 1989. Selon les recommandations de Poulus les monopieux utilisés pour le développement de p-y se comportent comme des monopieux souples (flexibles).

Les résultats des calculs numériques, menés par le biais de FLAC^{3D} (différence finie), du comportement charge-déplacement d'un monopieu pour une éolienne offshore sont présentés et comparés aux résultats obtenus à l'aide d'un modèle Winkler (API) utilisant les courbes p-y. Les deux approches sont comparées pour un monopieu utilisé comme base pour les éoliennes à Horns Rev situé dans le secteur danois de la mer du Nord.

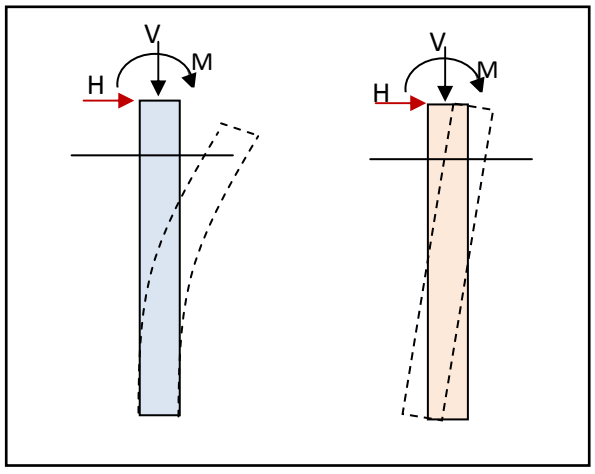


Figure 4.1 : Monopieu flexible et monopieu rigide

IV.2.1.1- **Turbine à vent offshore de Horns Rev (Danemark)**

L'éolienne, construite en 2003 située dans la mer du Nord à l'ouest d'Esbjerg au Danemark. Les distances de rivage vers l'est (Blavands Huk) et au sud (Fanø) sont d'environ 14 km à 28 km respectivement. Le parc éolien se compose de 80 turbines de type Vestas V80 avec une hauteur de la tour de 60 m et un diamètre de rotor de 80 m. Le fonctionnement des turbines à 2 MW, conduisant à une puissance totale de 160 MW. Les éoliennes sont situées dans un quadrilatère régulier dans les distances entre les turbines aux directions est-ouest et nord-sud sont à 560 m (sept fois le diamètre du rotor).

IV.2.1.2- **Conditions sur le monopieu**

Les monopieux en acier sont utilisés comme base pour les turbines. En général, le diamètre externe du monopieu est de 4 m et sa longueur est comprise entre 30 m et 32.7 m. La pièce de transition (diamètre extérieur est de 4.24m et diamètre intérieur 4.15m) constitue le raccordement de la tour au monopieu.

Le monopieu en acier considéré dans cette recherche est la fondation de l'éolienne 14, qui par la suite est désigné M14. Le diamètre extérieur est de 4 m, la longueur est de 31.6 m, WT est l'épaisseur de la paroi, et $E_p I_p$ est la rigidité à la flexion qui varie le long du monopieu comme indiqué sur la figure 4.2. Le monopieu a été conduit à sa dernière position de 31.8 m en dessous du niveau moyen de la mer conduisant à une profondeur égale à 21.9 m.

Dans l'état de la limite ultime, le monopieu est soumis à des charges extrêmes : la charge horizontale $H = 4.6\,MN$ et le moment de flexion $M = 95\,MNm$ tandis que la charge verticale est $V = 5.0\,MN$. Les études montrent que l'effet de la force verticale V est négligeable (moins de 0.1%). Donc, On suppose dans ce qui suit $V = 0$.

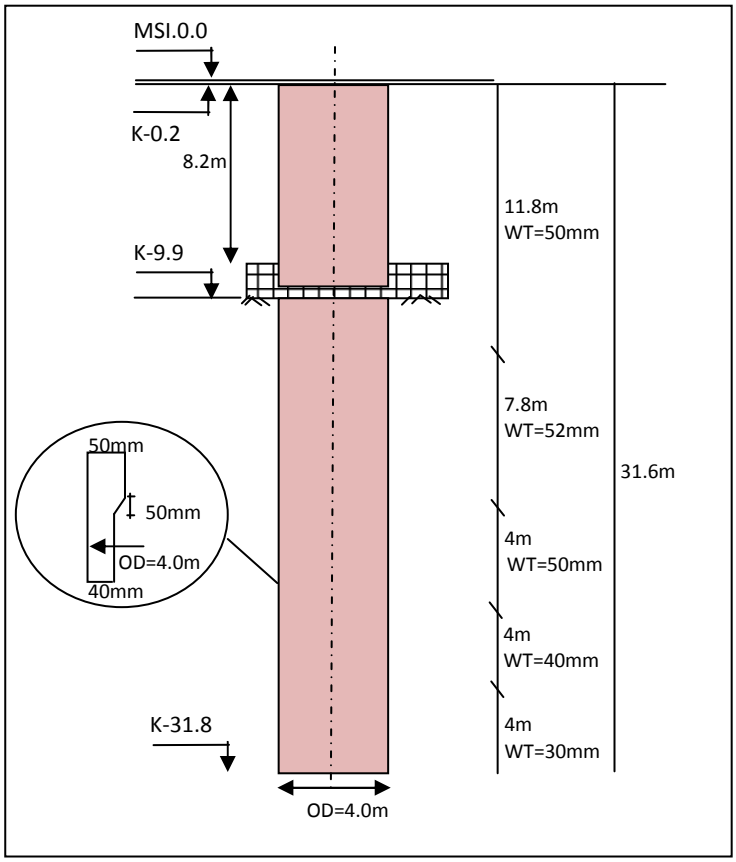


Figure 4.2 : Détail du monopieu M14.

IV.2.1.3- **Les conditions du sol**

Des essais géotechniques CPT et triaxiaux ont été menés afin d'identifier le sol. Le profil du sol à l'emplacement de M14 est constitué principalement de sable qui est divisé en six couches différentes sont résumées au tableau 4.1, où γ et γ' sont le poids volumique totale et le poids volumique déjaugé du sol, respectivement, tandis que φ est l'angle de frottement interne, et Ψest l'angle de dilatance. Sachant que l'angle de frottement φ est déterminé selon la procédure proposée par Schmertmann (1978). En dehors de la couche de limon/sable avec des matières organiques toutes les autres couches ont des angles relativement élevés ($36.6^{\circ} < \varphi < 45.4^{\circ}$). En outre, il est supposé que $\Psi = \varphi - 30^{\circ}$.

Le critère classique de Mohr-Coulomb est un modèle de matériau élastique non-linéaire a été introduit pour décrire le comportement élasto-plastique du sol dans le calcul numérique. Dans ce modèle, il suffit un seul module de rigidité. Ils ont supposé que la raideur du sol peut être représenté par le module de Young E_s correspondant à une déformation axiale moyenne de 0.1%, ainsi que Le coefficient de Poisson ν.

Tableau 4.1: Les valeurs de paramètre du sol pour chaque couche.

Sol	Type de sol	Profondeur(m)	$E_s(MPa)$	$\frac{\gamma}{\gamma'}$	$\varphi(°)$	$\Psi(°)$	ν
1	Sable	0-4.5	130	20/10	45.4	15.4	0.28
2	Sable	4.5-6.5	114.3	20/10	40.7	10.7	0.28
3	Sable limoneux	6.5-11.9	100	20/10	38.0	8	0.28
4	Sable limoneux	11.9-14	104.5	20/10	36.6	6.6	0.28
5	Sable/ limon/organique	14-18.2	4.5	17/7	27.0	0	0.28
6	Sable	>18.2	168.8	20/10	38.7	8.7	0.28

IV.2.1.4- **Modèle de Winkler (Méthode API)**

Les monopieux chargés latéralement utilisés pour les fondations éoliennes sont traditionnellement conçus sur la base de l'approche de Winkler (Winkler E, 1867). Elle suppose que le comportement du sol est linéaire et représenté par des séries de ressorts horizontaux rapprochés sans couplages entre eux. Contrairement à une fondation Pasternak, le sol n'a pas la rigidité de cisaillement, mais seulement la rigidité latérale, représentée par des ressorts élastiques non linéaires sur la base des relations semi-empiriques entre la pression du sol p et le déplacement latérale y du monopieu. Normalement, la raideur du ressort E_{py} est désignée par le module de la réaction du sol et elle est déterminée à partir de la courbe $p-y$. En général, E_{py} augmente avec la profondeur z. En outre, E_{py} dépend des conditions du sol, et dans le cas de charge statique, les courbes $p-y$ atteignent une asymptote horizontale correspondant à la capacité du sol ultime p_{ult}. Les courbes $p-y$ sont données par la réglementation de conceptions actuelles, telles que l'American Petroleum Institute (API) et Det Norske Veritas, (DNV), qui peuvent être utilisés. Un examen des courbes $p-y$ pour les monopieux dans le sol de faible cohésion (sable) est présenté par Brødbæk et al.2009

L'équation différentielle basée sur l'approche de Winkler décrivant le déplacement horizontal d'un monopieu soumis à la charge horizontale H et moment de flexion M est donnée par :

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} - E_{py}\, y = 0 \qquad (4.1)$$

Où y est le déplacement latéral du monopieu, $E_p I_p$ est la rigidité à la flexion avec E_p désignant le module de Young, et I_p est le moment d'inertie autour d'un axe horizontal perpendiculaire à l'axe du monopieu. Pour le monopieu étudié $E_p I_p$ varié avec la profondeur. Cependant, la pression du sol est supposée positive p dans la direction opposée au déplacement y.

Dans leur étude, l'équation (4.1) a été résolue par la méthode d'éléments finis en introduisant des conditions aux limites appropriées.

Courbe $p - y$ pour les monopieux dans le sable

Selon API, la relation $p - y$ pour les monopieux dans le sable est donnée par :

$$p = A\, p_{ult} \tanh\left(\frac{k_{sable}\, z\, y}{A\, p_{ult}}\right) \tag{4.2}$$

p_{ult} est la résistance ultime à la profondeur z en dessous de la surface du sol, k_{sand} est le module de réaction initial du sable, D_p est le diamètre du monopieu et A est un facteur qui dépend aux conditions de chargement cycliques ou statiques; $A = 0.9$ pour le chargement cyclique et $A = (3.0 - 0.8\, z / D_p) \geq 0.9$ pour le chargement statique.

k_{sable} dépend de l'angle de frottement interne φ :

$$k_{sable} = (0.008085\, \varphi^{2.45} - 26.09)10^3 \left(\frac{KPa}{m}\right), 29° \leq \varphi \leq 45° \tag{4.3}$$

Pour une faible profondeur p_{ult}égale :

$$p_{ult,shallow} = \left(C_1 z + C_2\, D_p\right)\sigma_v \tag{4.4}$$

Pour une grande profondeur :

$$p_{ult,deep} = C_3\, D_p\, \sigma_v \tag{4.5}$$

Où σ_v : contrainte effective de surcharge à la profondeur considérée. Les coefficients $C_1, C_2\ et\ C_3$ sont des coefficients en fonctions de φ .Toutefois, on peut les décrire par les expressions suivantes :

$$C_1 = 0.115\ 10^{0.0405\,\varphi}, C_2 = 0.571\ 10^{0.022\,\varphi}, C_3 = 0.646\ 10^{0.0555\,\varphi} \tag{4.6}$$

IV.2.1.5- **FLAC^{3D}**

Un modèle numérique en trois dimensions a été mis en place pour étudier le déplacement du monopieu sous chargement horizontal. Les calculs sont effectués au moyen du logiciel FLAC^{3D}. En raison de la symétrie, seule la moitié du problème monopieu-sol est considérée. Le modèle a un diamètre externe de 40 $D_p = 160\, m$ et 18 m en dessous de la pointe du monopieu. La charge externe est introduite dans le modèle comme une force horizontale $H = 2.3\ MN$ ($0.5 \times 4.6\ MN$ en raison de la symétrie) agissant à la hauteur $h = 20.65\, m$ au-dessus du niveau de la mer, et un moment de flexion $M = 95\ MNm$.

Le comportement du sol est modélisé en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb classique. Les propriétés des matériaux utilisés sont données dans le tableau 4.1. Les calculs des différences finies sont exécutés pas à pas.

IV.2.1.6- **NAMPULAL**

Afin d'obtenir une étude comparative fiable où les effets de maillage peuvent être exclus, le même maillage a été adopté dans les calculs pour le code informatique NAMPULAL. En effet, une extension latérale du maillage d'une amplitude de 20 fois le diamètre du monopieu a été prescrite sur les deux côtés du monopieu c'est-à-dire le diamètre externe du modèle est de $160\,m$ $(78 \times 2 + 4m)$ par rapport à x. La limite inférieure dans NAMPULAL a été maintenue à la même distance que celle FLAC^{3D} égale à $43.8\,m$ pour la hauteur du modèle $(21.9 + 21.9)$ par rapport à y, La charge externe est introduite dans le modèle comme une force horizontale $H = 4.6\,MN$ et un moment de flexion $M = 95\,MNm$ sont appliqués à la tête du monopieu (Figure 4.3)

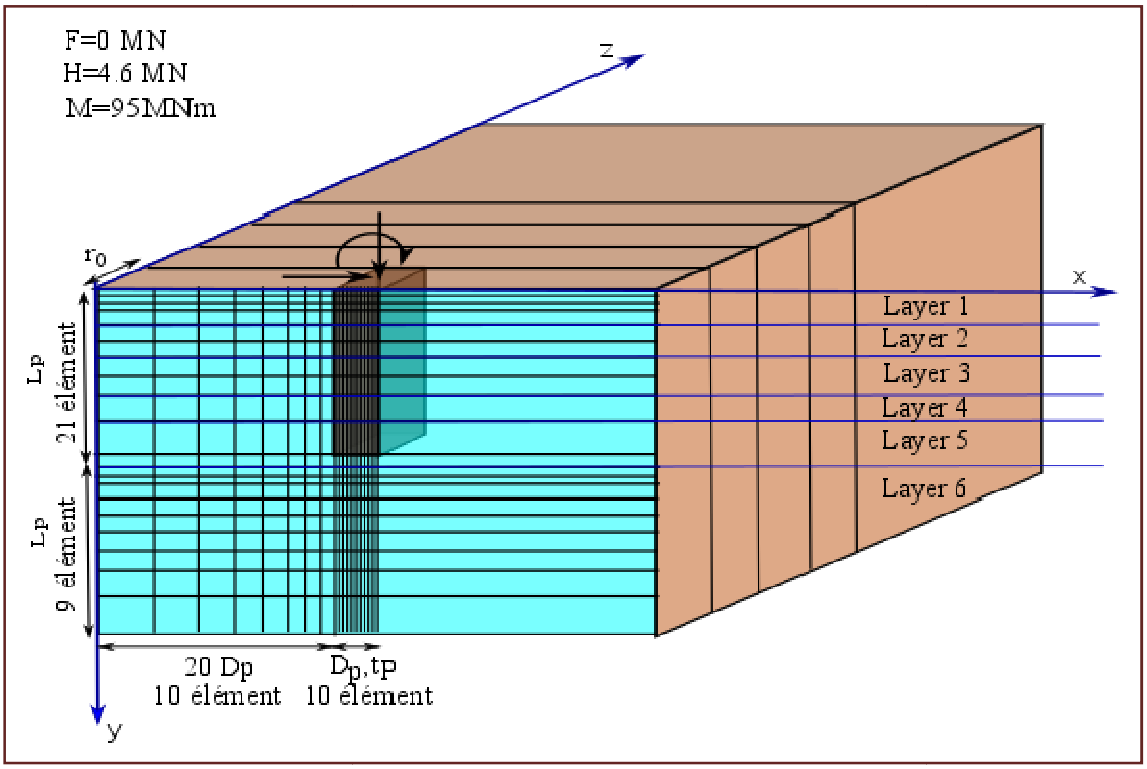


Figure 4.3 : Maillage NAMPULAL.

Le monopieu est modélisé comme une section carrée plutôt qu'une section tubulaire ouverte, le coefficient de Poisson est $\nu_p = 0.3$

Les trois couches supérieures dont l'angle de frottement est proche de 40° indiquent que ces dernières sont composées de sable compacte. Les paramètres du sol et du monopieu utilisés dans NAMPULAL sont résumés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2 : Paramètres du sol et du monopieu utilisé dans NAMPULAL pour l'analyse du monopieu à Horns Rev.

	Paramètre Hyperbolique du sol							
	E_s (KN/m^2)	ν_s	c (KN/m^2)	φ (°)	R_f	k	k_{ur}	n
1	130	0.28	0.0	45.4	0.7	1029.326	1543.989	0.51
2	114.3	0.28	0.0	40.7	0.7	545.598	818.397	0.51
3	100	0.28	0.0	38.0	0.7	390.883	586.325	0.51
4	104.5	0.28	0.0	36.6	0.7	297.473	446.209	0.51
5	4.5	0.28	0.0	27.0	0.7	136.693	205.039	0.51
6	168.8	0.28	0.0	38.7	0.7	404.632	606.947	0.51

La comparaison entre les résultats de NAMPULAL et ceux de Flac^{3D} et l'API a été effectuée à travers les principaux paramètres de conception qui sont le profil de déplacement latéral et la distribution du moment de flexion avec la profondeur.

❖ Etude de rigidité du monopieu :

La comparaison entre l'élancement critique et effectif est résumée dans le tableau 4.3, sachant que E_{sD} est déterminé par l'équation 3.22

Tableau 4.3 : Etude de rigidité du monopieu

Région :	1	2	3	4	5
$(E_P I_p)_{eff}(KNm^2)$	2.54×10^8	2.64×10^8	2.54×10^8	2.05×10^8	1.55×10^8
$E_{pi}\ (KN/m^2)$	20212677.773	21008452.488	20212677.773	16313381.667	12334508.089
$E_{p(eq.moy)}(KP_a)$	18016339.558				
$E_{sD}(KP_a)$	41589.345				
$\left(\frac{L}{D}\right)_{cr} = 1.656\left(\frac{E_p}{E_{sD}}\right)^{0.243}$	7.241				
$\left(\frac{L}{D}\right)_{eff}$	5.475				
$\left(\frac{L}{D}\right)_{eff} < \left(\frac{L}{D}\right)_{cr}$	Monopieu rigide				

D'après ce tableau on peut dire que le monopieu étudié est un monopieu rigide

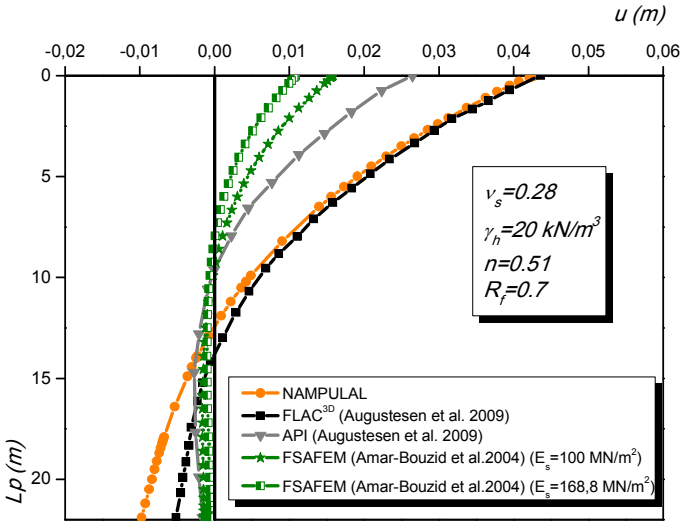


Figure 4.4 : Profil de déplacement

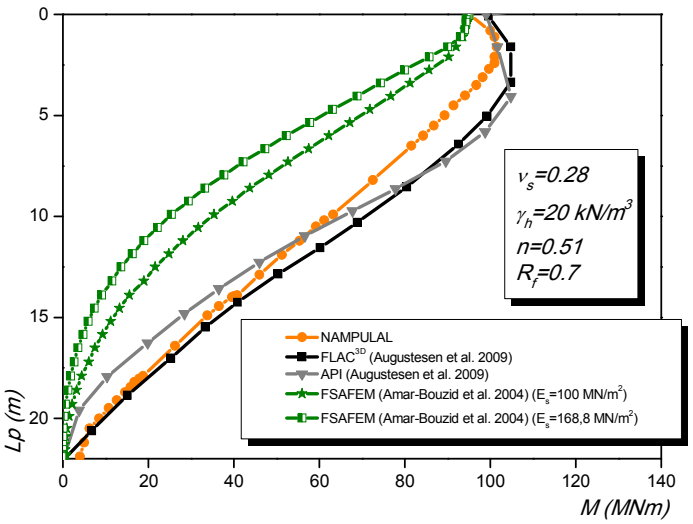


Figure 4.5 : Profil du moment

IV.2.1.7- **Résultats**

Les figures 4.4 et 4.5 illustrent respectivement l'évolution du déplacement latéral et le moment de flexion le long de la profondeur z du monopieu. En plus de NAMPULAL et FLAC^{3D}, une autre méthode d'éléments finis a été ajoutée pour enrichir la comparaison. Cette méthode est basée sur l'approche semi-analytique qui combine l'utilisation des éléments finis dans le plan radial et des séries de Fourier dans la direction tangentielle. Celle ci est appelée : Fourier Série Aided Finite Element Method: FSAFEM (Amar Bouzid et al. 2004). Les points importants qui ressortent de l'examen attentif de la figure 4.4 sont :

- Les résultats de NAMPULAL et FLAC^{3D} sont en parfait accord.
- Les déplacements latéraux du monopieu fournis par la procédure de l'API, sont beaucoup plus faibles que ceux donnés à la fois par NAMPULAL et FLAC^{3D}.
- La tendance donne l'impression d'un monopieu flexible, où seule la partie supérieure du monopieu participe au mouvement. Le déplacement en tête du monopieu pour l'API est d'environ la moitié de celui donné par NAMPULAL. Puisque la méthode de API surestime la rigidité avec la profondeur par rapport au FLAC^{3D} et NAMPULAL, La profondeur de déflexion zéro prédite par la méthode de API est située plus près de la pointe du monopieu. Cela aurait de mauvaises conséquences si la méthode de l'API est utilisée dans la conception.
- Les résultats correspondants à la FSAFEM en utilisant les valeurs extrêmes de E_s données dans l'article d'Augustesen et al. (2009), montrent clairement que l'analyse élastique ne convient pas à ce genre de problème où le sol a un comportement non-linéaire.

L'examen de la figure 4.5, illustre l'évolution du moment de flexion avec la profondeur, confirme à nouveau l'excellent accord obtenu entre NAMPULAL et FLAC^{3D}. Même la méthode API fournit des valeurs proches de la partie supérieure à 8 mètres de la longueur du monopieu, au-delà de cette profondeur, le moment de flexion de l'API devient proche légèrement de celles des deux NAMPULAL et FLAC^{3D}. Les moments maximaux déterminés par les deux approches (API et FLAC^{3D}) sont dans les deux cas identiques $105.4\ MNm$. Concernant NAMPULAL le moment maximal est de $101.038\ MNm$, tableau 4.5. En outre, les profondeurs aux moments maximaux sont de $3.4\ m, 2.1\ m$ et $2.4\ m$ respectivement, FLAC^{3D}, API et NAMPULAL.

D'autre part, les résultats élastiques sont beaucoup plus faibles. Les valeurs les plus importantes qui sont utiles pour la conception du monopieu sont résumées dans le tableau 4.4

Tableau 4.4 : Résultats obtenus par FLAC^{3D}, API et NAMPULAL

	API	FLAC^{3D}	NAMPULAL
Moment maximum (MNm)	105.4	105.4	101.038
Profondeur pour le moment maximum (m)	3.4	2.1	2.4
Déflexion horizontale en tête du monopieu (mm)	26.8	43.5	42.804
Déflexion horizontal à la pointe du monopieu (mm)	-1.6	-5.2	-9.752
Rotation en tête (°)	0.26	0.31	0.311
Profondeur pour déflexion zéro (m)	9.9	14	12.4

A partir du profil de déplacement on conclue que dans la procédure de l'API, le monopieu se comporte comme un monopieu flexible fiché dans un milieu élastique, où seule la moitié de la longueur du monopieu participe aux déplacements.

IV.2.2- **Comparaison des résultats de NAMPULAL et ceux d'Achmus et al. (2005)**

Achmus et al. (2005) ont étudié les éoliennes offshores installés en Allemagne, Ils ont considéré un monopieu en acier de section tubulaire, avec le diamètre extérieur $D_p = 7.5\,m$, l'épaisseur de la paroi 9 cm et deux longueurs du monopieu $L_p = 20\ et\ 30\ m$, Achmus et al. (2005) ont développé une expression de module de rigidité œdométrique pour un matériau élasto-plastique basé sur le critère de Mohr-Coulomb :

$$E_s = k\sigma_{at}\left(\frac{\sigma_m}{\sigma_{at}}\right)^{\lambda} \qquad (4.9)$$

Où σ_{at} est la pression atmosphérique, σ_m est la contrainte principale moyenne et k et λ sont des constantes.

Un examen attentif de l'équation (4.9) révèle la grande similitude entre cette équation et l'équation (2.16). Ceci est évidemment dû au fait que les deux équations ont été établies sur le même principe de base et que la contrainte dépendant de la rigidité du sol, Achmus et al. (2005) ont employé la contrainte moyenne principale et ont déterminé les paramètres de leurs modèle au moyen d'essai œdométrique, alors que Duncan et al. (1970) ont utilisé la contrainte principale mineure comme un élément clé dans leur formulation et l'essai triaxial a été utilisé pour déterminer les paramètres du modèle hyperbolique.

Achmus et al. (2005) ont étudié premièrement, un monopieu de $30m$ de longueur, et un diamètre de $7.5m$, soumis à une force horizontale égale à $H = 12000KN$ appliqué à deux

hauteurs différentes, qui sont respectivement 6 et $30m$. En termes de rapport, ce qui donne respectivement : $\frac{h}{L_p} =$ 0.2 et $\frac{h}{L_p} = 1.0$

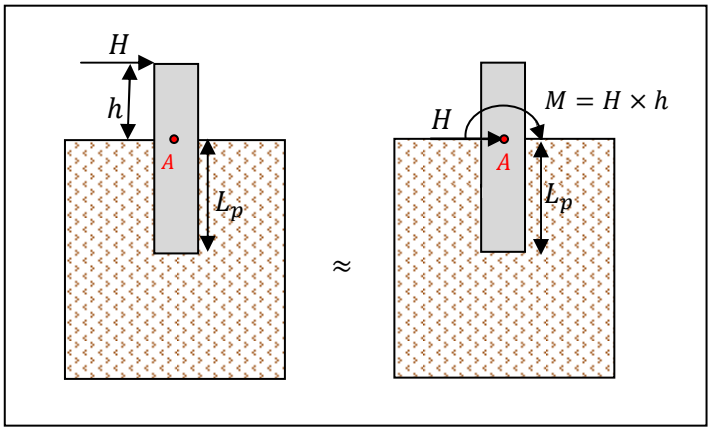


Figure 4.6 : Représentation des efforts en tête du monopieu.

Les paramètres nécessaires pour le calcul d'ABAQUS et NAMPULAL sont donnés dans le tableau 4.5. D'après ce tableau et puisque l'élancement effective est inferieur au l'élancement critique, le monopieu étudié est un monopieu rigide.

La figure 4.7 montre l'évolution du déplacement en tête du monopieu u_A en fonction de la force latérale H. Il est tout à fait clair qu'un parfait accord est obtenu entre les prédictions ABAQUS et NAMPULAL.

Tableau 4.5 : Les paramètres du monopieu et du sol employés par ABAQUS et NAMPULAL.

Les paramètres communs						Paramètre : ABAQUS			Paramètre : NAMPULAL				
$\left(L_p/D_p\right)$	$(EI)_{act}$ KNm^2	$\left(L_p/D_p\right)_{cr}$	$\varphi'(°)$	ν_s	γ_h KNm^3	k	λ	ψ (°)	n	R_f	K_{ur}	K	D_r (%)
4.0	30.2 10^8	7.738	35.0	0.25	21	600	0.55	5	0.51	0.70	416.53	277.69	40

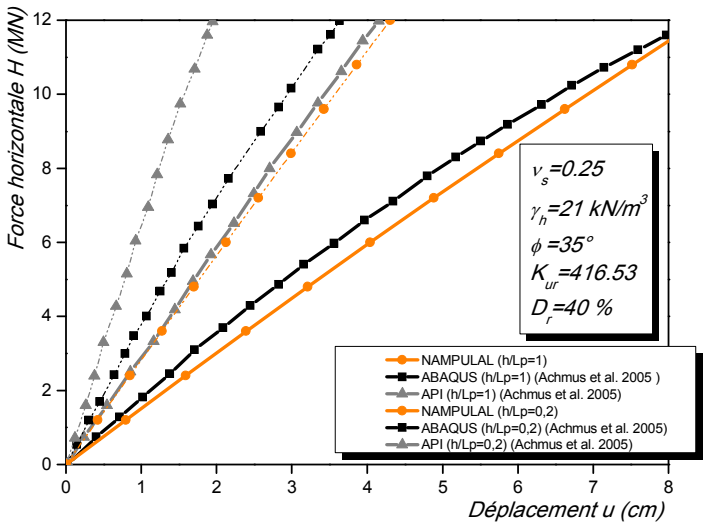


Figure 4.7 : L'évolution de la force horizontale H en fonction de u

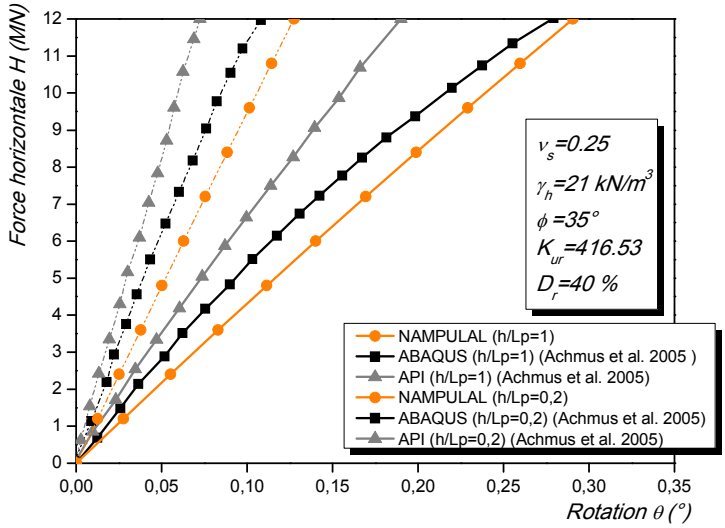


Figure 4.8 : L'évolution de la force horizontale H en fonction de θ

D'autre part la méthode de l'API est sensiblement écartée des deux codes numériques et surestime encore une fois la rigidité du sol. L'évolution de la rotation en tête du monopieu θ_A en fonction de la force latérale appliquée, est illustrée dans la figure 4.8. Certains écarts soient observés entre NAMPULAL et ABAQUS, la même tendance pour toutes les courbes est observée dans cette figure.

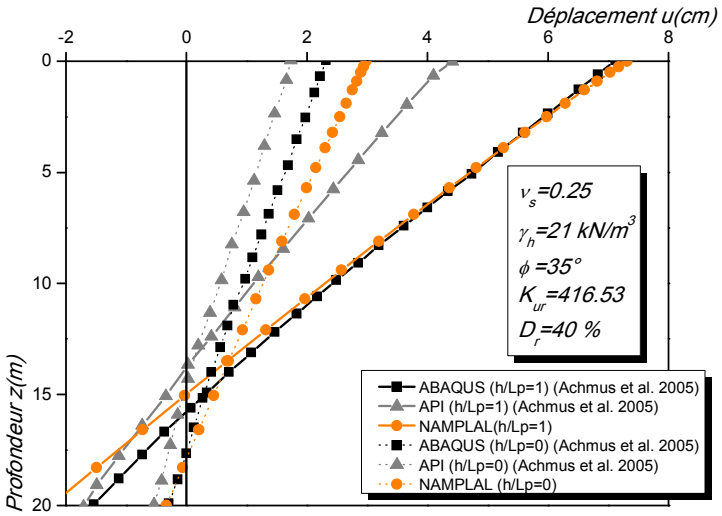


Figure 4.9 : Profil de déplacement.

Deuxièmes, ils ont étudié un monopieu de même diamètre $D_p = 7.5\,m$, avec une longueur $L_p = 20\,m$, sous une charge horizontale $H = 8000$ KN appliquée à une hauteur $h = 2\,m$, et $h = 0\,m$ au niveau du fond de la mer (voir la figure 4.6). Cela donne lieu à deux rapports qui sont respectivement : $h/L_p = 1.0$ et $h/L_p = 0.0$.

Comme l'objectif de cette étude était le profil de déplacement du monopieu, la figure 4.9 montre la distribution des déplacements latéraux avec la profondeur du monopieu.

L'examen attentif de cette figure donne lieu à trois points importants :

- Pour un rapport de $(h/L_p = 1.0)$ ABAQUS et NAMPULAL sont en excellent accord, malgré qu'un écart très faible est remarqué à la pointe du monopieu.

- Des écarts minimes sont observés entre NAMPULAL et ABAQUS lorsque la charge latérale est appliquée au niveau du fond de la mer $(h/L_p = 0.0)$.

- Le déplacement de l'API est nettement inférieur à celui qui est prédits par les deux codes numériques. L'écart devient plus grand lorsque le rapport h/L_p augmente, pour le rapport de $h/L_p = 1.0$, le déplacement en tête du monopieu est d'environ un demi que celui prédit par NAMPULAL. Cela aurait des implications risquées sur l'estimation du déplacement si l'API est utilisé pour la conception des éoliennes offshores, surtout si l'on sait que le monopieu est rigide (selon le tableau 4.6, $(L_p/D_p) = 2.6 < (L_p/D_p) = 7.738)$)

IV.2.3- **Comparaison des résultats de NAMPULAL et ceux d'Doherty et al. (2012)**

Contrairement aux deux travaux des recherches antérieurs limités seulement aux études numériques, Doherty et al. (2012) ont effectué des essais in situ sur les monopieux

instrumentés installés dans un sable dense dans le village de Blessington en Irlande. L'instrumentation se compose de 11 niveaux de contraintes de jauges pour capter le transfert de charge.

Les essais in situ montre que le sol est formé principalement de sable dense. Les monopieux en acier ont un diamètre extérieur $D_p = 340\ mm$, une épaisseur de paroi $t_p = 13\ mm$ et une longueur $L_p = 2.2\ m$, ce qui se traduit par un rapport d'élancement $L_p/D_p = 6.47$.

Au moyen de code d'éléments finis PLAXIS, Doherty et al. (2012) ont réalisé les calcules par éléments finis 3D afin d'étudier l'évolution de déplacement en tête du monopieu en fonction de la charge horizontale appliquée, les profils de déplacement sont déterminés sous l'effet des deux valeurs de la charge latérale (40 et 60 KN) appliquées à une hauteur de $h = 0.4\ m$.

Les paramètres de PLAXIS et de NAMPULAL sont résumés dans les tableaux 4.6 et 4.7.

Tableau 4.6 : Les paramètres communs utilisés dans PLAXIS et NAMPULAL.

Les paramètres communs						
$(L_p/D_p)_{eff}$	$(L_p/D_p)_{cr}$	$(E\ I)_{act}$ (KNm^2)	$\varphi'(°)$	ν_s	γ_h (KNm^3)	$D_r(\%)$
6.47	13.47	39.0 10^4	42.4	0.20	20.0	100.0

Tableau 4.7 : Les paramètres indépendants de PLAXIS et NAMPULAL.

Paramètre : PLAXIS								Paramètre : NAMPULAL			
$E_{50}^{ref}(KPa)$	$E_{ur}^{ref}(KPa)$	$E_{oed}^{ref}(KPa)$	$\psi(°)$	m	R_f	$D_r(\%)$	$\sigma'_{pmax}(KPa)$	n	R_f	K_{ur}	K
44000	155000	25000	6.6	0.4	0.8	100	0.55	0.51	0.7	2614.233	1742.75

La variation du déplacement en tête du monopieu sous chargement latérale est représentée sur la figure 4.10. Trois points essentiels sont observés :

- Un parfait accord est observé entre NAMPULAL et PLAXIS pour une charge latérale $H = 120KN$.
- Les résultats des essais réalisés par Doherty et al. 2005 sont acceptables pour ceux prédits par les deux NAMPULAL et PLAXIS.
- Les écarts importants sont observés dans les résultats de l'API qui sous-estime grossièrement les déplacements en tête du monopieu. Cela confirme encore une fois que cette méthode ne convient pas pour la conception du monopieu offshore.

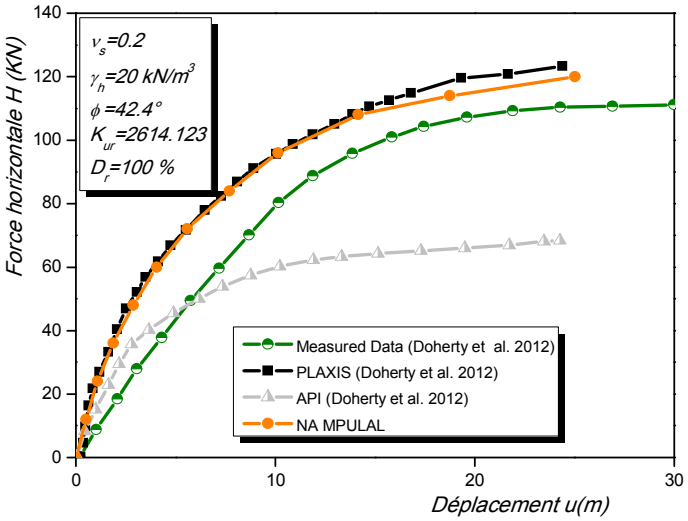


Figure 4.10 L'évolution de la force horizontale H en fonction de u

La figure 4.11 illustre les profils de déplacement de NAMPULAL, PLAXIS et API pour deux valeurs différentes de la charge latérale. Sous $H = 40KN$ (Figure 11 (a)), un bon accord est obtenu entre NAMPULAL et PLAXIS, alors l'API devient de façon significative.

En passant à un excellent accord entre NAMPULAL et PLAXIS lorsque la charge latérale est augmentée pour être $H = 60KN$ (Figure 11 (b)), les écarts de la méthode API deviennent plus grands.

Les données d'entrés nécessaire sont des paramètres de déformation et de contrainte, contrairement à PLAXIS qui nécessite un grand nombre de paramètres, le code écrit NAMPULAL s'est avéré être un outil puissant pour modéliser les monopieux sous chargement latérale fiché dans les sols sableux denses.

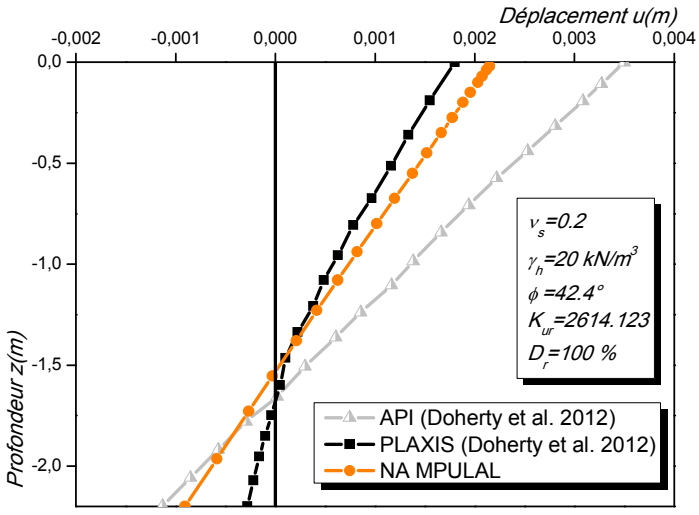


Figure 4.11 (a) : Profil de déplacement pour $H = 40\ KN$.

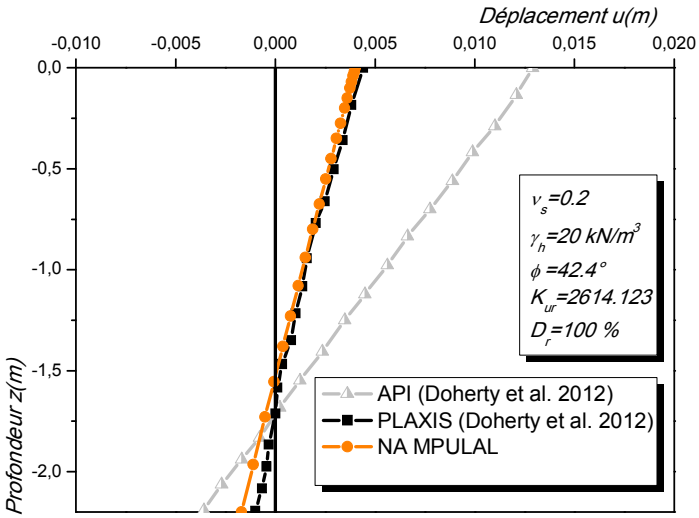


Figure 4.11 (b) : Profil de déplacement pour $H = 60\ KN$.

IV.3- **Conclusions**

Effectuer des calculs éléments finis 3D pour les problèmes d'interaction sol / structure est difficile pour l'ingénieur, car ces derniers nécessitent la discrétisation du continuum dans les trois dimensions menant à de grandes quantités de ressources informatiques. La nouvelle méthode numérique dénommée NVSM (Nonlinear Vertical Slice Model) qui combine l'utilisation de la méthode d'éléments finis 2D dans un panneau vertical et les facteurs d'interaction en raison du couplage entre panneaux résultant de l'utilisation de la méthode de différence finie.

Un programme informatique Fortran portant le nom NAMPULAL a été écrit pour analyser un monopieu sous chargement horizontal et vertical. Les monopieux sont des fondations profondes très rigides qui présentent la meilleure solution pour les éoliennes offshores dans des profondeurs comprises entre $15\ m$ et $35\ m$, en raison de leurs facilités et leurs rapidités d'installation.

Les parfaits résultats obtenus entre ceux de notre modèle proposé (NAMPULAL) et ceux des codes numériques du modèle de différences finies ($Flac^{3D}$) d'une part et ceux du modèle d'éléments finies ABAQUS et PLAXIS d'autre part n'ont pas d'explication que la robustesse de l'approche proposée. En effet, notre programme NAMPULAL a été défini sur la base des deux méthodes numériques puissantes qui sont la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis. En outre, il comprend le modèle hyperbolique des sols, qui est un critère de sol excellent. Bien que les paramètres du modèle hyperbolique pour les trois cas étudiés soient indisponibles, la formulation utilisée pour évaluer la rigidité du sol a confirmé sa validité dans l'estimation précise de la réponse du monopieu dans un milieu composé principalement de sable dense.

Pour les écarts significatifs observés entre les résultats d'API et ceux des codes numériques, différent recherches ont montré que la méthode de l'API ne convient pas à la conception du monopieu court, comme ses courbes $P - Y$ ont été formulées sur des données empiriques à partir des monopieux longs et flexibles. L'utilisation continue de cette procédure peut compromettre le comportement des turbines à vent offshores car ils sont dynamiquement sensibles et dépendantes essentiellement de la rigidité du monopieu.

En ce qui concerne la prédiction correcte de la rigidité du monopieu, et en l'absence d'un code commercial, l'analyse non linéaire pour le modèle des éléments finis en tranches

verticales est la meilleure représentation du comportement réel de ce type de fondations et l'estimation précise des caractéristiques dynamiques des turbines éoliennes offshores.

Considérant que la non linéarité par éléments finis du modèle de tranches verticales est relativement moins exigeante et plus efficace que l'analyse par éléments finis 3D classique, le modèle proposé, est perçu comme un outil puissant pour l'analyse des problèmes interaction complexes sol / structure 3D pour le comportement du sol non linéaire.

Chapitre

V

Application à un monopieu supportant une turbine à vent

Résumé :

Ce chapitre est consacré à l'application de NAMPULAL pour examiner le comportement latéral du monopieu éolien offshore choisi parmi dix différents parcs éoliens offshore actuellement en service opérationnel en Europe, dans le but d'estimer avec précision la fréquence naturelle de ces structures.

Après une brève introduction donnant les avantages de l'énergie éolienne comme une alternative fiable aux combustibles fossiles, le document met l'accent sur l'importance de la notion de fréquence naturelle comme un indicateur primaire dans la conception des éoliennes et donne la fourchette de fréquence naturelle où cette dernière se trouve pour une conception sécuritaire. Puis, une expression analytique d'une fréquence naturelle est présentée en fonction de l'interaction sol / pieu caractérisé par des ressorts en tête qui sont : Rigidité latérale k_L, rigidité à la rotation $k_R$et rigidité de couplage k_{LR}, où leurs différents termes constitutifs sont discutés. Le pseudo non linéaire élément fini 3D modèle de tranches verticales a été utilisé pour analyser le comportement latéral du monopieu soutenant des éoliennes offshores des différents parcs éoliens considérés. A travers les mouvements en tête du monopieu (déplacements et rotations) k_L , k_R et k_{LR} étaient obtenues et substituées dans l'expression de la fréquence naturelle pour la comparaison. Les résultats de la comparaison entre les fréquences naturelles calculées et les fréquences mesurées ont montré un excellent accord entre elle et une légère déviation pour certaines d'entre elles ; c'est pour ces raisons que les écarts ont été discutés.

V.1- **Introduction**

La préoccupation croissante du changement climatique en raison de l'augmentation du réchauffement planétaire, provoque une augmentation de problèmes d'énergie renouvelables telles que les énergies solaires et éoliennes qui peuvent être des alternatives dignes pour réduire le recoure à l'énergie fossile d'une part et de réduire l'émission de CO_2 d'autre part et donc la préservation de l'environnement.

Le changement en faveur de ces sources d'énergie libre est dû à plusieurs raisons :

- L'épuisable des combustibles fossiles,
- L'énorme augmentation / diminution des prix du pétrole (en fonction de la nature du pays qu'il soit, importateur de pétrole ou exportateur),
- La prise de conscience des dangers et des risques inhérents à l'utilisation de l'énergie nucléaire en raison des catastrophes nucléaires récentes (Fukushima, Japon par exemple).
- La nécessité d'une énergie verte

Selon ces arguments au moins, il est essentiel sinon obligatoire de compléter les combustibles fossiles avec d'autres sources d'énergie. Si l'énergie solaire nécessite une technologie avancée, les générateurs éoliens sont l'un des moyens les plus évidents à considérer pour de produire des sources d'énergie plus écologiques et pour compenser la crise d'énergie non renouvelable.

Aujourd'hui, l'énergie éolienne a prouvé être un élément important pour les futurs investissements à grande échelle dans les industries énergétique à travers le monde et de nombreux pays ont installé leur turbine, principalement sur la terre. Comme les éoliennes offshores ont gagné une popularité, de nombreux fabricants aérogénérateurs croient que l'éolienne offshore, jouera un rôle de plus en plus important dans le développement futur de l'énergie éolienne. Ceci est soutenu par le fait que tous les principaux fabricants d'éoliennes ont actuellement dépensé énormément d'argent et d'efforts, le développement d'un plus grand nombre éolien en mer et surtout pour les eaux plus profondes où la vitesse du vent est généralement plus élevée et plus stable qui entraine une augmentation de la production de l'énergie.

Bien que, de nombreuses éoliennes offshores ayant des fondations gravitaires (pour de faibles profondeurs de 0-15 m) et des fondations flottantes (pour les eaux très profondes de 60-200 m), la plupart des éoliennes offshores sont supportées par des fondations monopieux, car elles ont des structures simples, faciles et pratiques pour les construire. L'expérience accumulée dans la conception des éoliennes offshore au cours des 15 dernières années, a montré que les

procédures de conception disponibles (principalement contenues dans l'API (2011) et DNV (2004)) présentent des inconvénients lorsqu'elles sont appliquées pour évaluer les paramètres d'éoliens offshores au cours de sa duré de vie.

Les méthodes existantes ont été établies en testant les monopieux utilisés pour soutenir les plateformes offshores dans l'industrie gazière et pétrolière, souvent avec des critères de conception et des conditions de chargement différentes de ceux rencontrées dans un éolien offshore.

Le caractère inapproprié de ces procédés provient du fait que :

1. Le continuum est remplacé par une série de ressorts non couplés. Cependant, des résultats fiables nécessitent une méthode rigoureuse qui peut expliquer le véritable mécanisme de déformation du sol / monopieu (MEF par exemple).

2. Comme les éoliennes enshores tournent librement, les monopieux supportant des convertisseurs d'énergie éolienne subissent une forte dégradation de la couche supérieure du sol résultant de chargement cyclique, alors que des pieux des éoliennes offshores sont fortement limités contre la rotation en tête du monopieu.

3. Les monopieux sont relativement courts et rigides avec L_p/D_p dans la gamme de 2 à 6 et un diamètre allant jusqu'à 10 m prévu pour la prochaine génération de turbines, alors que les fondations sur monopieux offshore dans l'offshore pétrolier et l'industrie du gaz, ont un rapport de longueur sur diamètre L_p/D_p est plus de 30 et des recommandations pertinentes ont été établies sur la base des tests de charge à grande échelle sur des pieux longs et flexibles d'un diamètre de 0.61 m (Reese et al. 1974).

4. Le modèle API est calibré par rapport à la réponse d'un petit nombre de cycles pour des applications offshore de plates-formes fixes. Cependant, une turbine éolienne offshore sur sa durée de vie de 20-25 ans peut subir 10^7-10^8 cycles de chargement.

Concernant la prédiction correcte des rigidités en tête du monopieu, l'analyse numérique à l'aide de la méthode d'élément fini constitue une excellente alternative pour analyser le comportement réel de ce type de fondations et donc d'estimer avec précision le caractéristique dynamique d'une éolienne offshore.

Dans le chapitre IV, un pseudo non linéaire 3D, qui combine la méthode d'élément fini et la méthode différences finies, a été formulé et un code informatique appelé NAMPULAL a été élaboré pour étudier le monopieu sous chargement axiale, latéral et le moment, qui est caractérisé par le modèle hyperbolique pour représenter la relation contrainte-déformation. Ce chapitre est l'application de NAMPULAL pour examiner le comportement latéral du

monopieu parmi les cas réels choisis à partir des dix différents parcs éoliens offshores actuellement en service opérationnel en Europe. Ceux-ci comprennent: Lely A2 (Pays-Bas), Irene Vorrink (Pays-Bas), Kentish Flats (UK), Walney 1 (UK), Barrow (UK), Thanet (UK), Belwind 1(UK), Burbo Bank (UK), Gunfleet (UK) et Noth Hoyle (UK).

Dans le but d'estimer avec précision la fréquence naturelle de la structure éolienne (Mât + sous-structure) qui est fonction de l'interaction du monopieu / sous-sol, le mouvement en tête du monopieu (déplacement et rotation) et, par conséquent, la rigidité latérale K_L, la rigidité de rotation K_R et la rigidité de couplage K_{LR} étaient obtenues et substituées dans l'expression analytique pour la comparaison. En général, les résultats de la comparaison entre les fréquences naturelles calculées et les fréquences mesurées ont montré un bon accord. Les résultats et les écarts observés ont été ensuite discutés.

V.2- La fréquence naturelle et le modèle analysé

Une turbine éolienne offshore (OWT : Offshore Wind Turbine) est un exemple typique d'une structure d'ingénierie flexible, où les caractéristiques vibratoires naturelles sont d'intérêt primordial car les conditions de chargement sont dynamiques.

Une turbine éolienne est un dispositif qui transforme l'énergie cinétique du vent en énergie mécanique. Le plus souvent cette énergie est elle-même transformée en énergie électrique, elle est composée essentiellement de : (Figure 5.1)

- Un Mât (une tour) contient généralement les composants électriques et électroniques (de10 à 100 m de haut).
- Un Rotor composé de plusieurs pales (souvent trois), qui convertit l'énergie du vent en énergie mécanique par l'entraînement de son arbre,
- Une Nacelle au sommet du mât qui comprend les composants mécaniques comme le frein.
- Une fondation solide qui assure la résistance de l'ensemble (monopieu)
- Une pièce de transition qui reliée le mât et le monopieu.

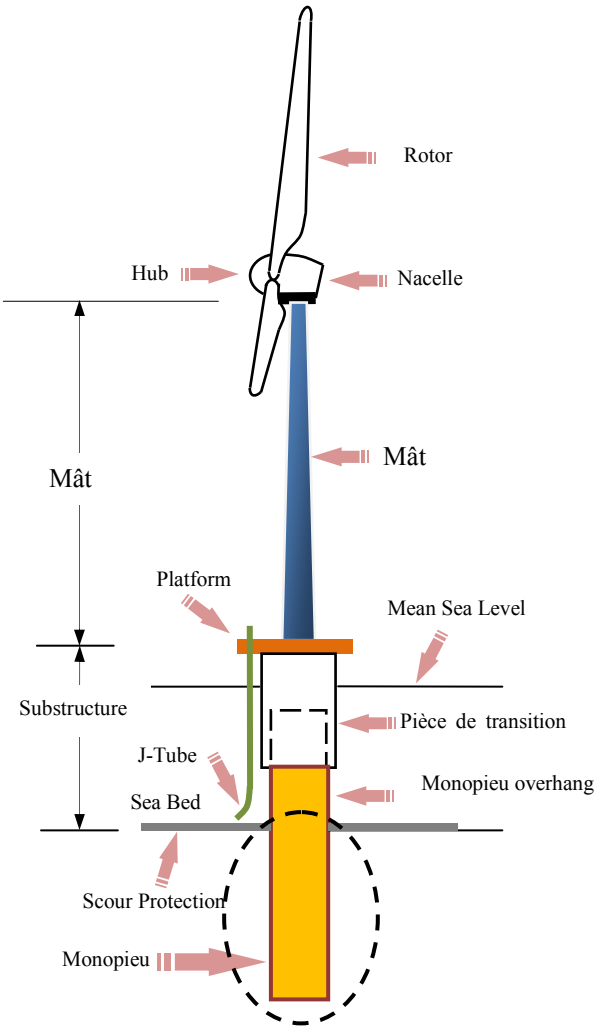


Figure 5.1 : Description d'une éolienne offshore.

Les éoliennes offshores sont des structures dynamiquement sensibles, dans lesquelles l'interaction dynamique sol-structure est un aspect essentiel de leur processus de conception et, par conséquent, elles exigent une estimation précise de la rigidité du sol afin de s'assurer que la fréquence de conception correspond à la fréquence de fonctionnement réelle lorsque les éoliennes sont construites.

La fréquence naturelle du système Rotor-Mât-Monopieu est l'élément clé et elle dépend de la réponse de l'éolienne offshore due à la charge du vent et des vagues de nature dynamique et dépend de l'élancement du système. Grâce à la détermination de la fréquence naturelle, le concepteur peut évaluer l'état de déformation produit par des cycles de chargement, à travers lequel la rupture de la structure peut être établie. Par conséquent, une estimation précise de ce paramètre est essentielle pour évaluer la durée de vie d'une éolienne. Contrairement à la plupart des grands ouvrages de génie civil, les éoliennes sont soumises à des millions de

cycles d'excitation périodiques au cours de leur durée de vie. Le rotor tourne à une vitesse donnée, induit des déséquilibres de masse, provoquant une fréquence de $1p$. Une turbine standard de n rotors induisent une excitation supplémentaire due à ces derniers qui passent par le mât. La fréquence d'ombrage est $n \times p$, où n est le nombre de rotors de l'éolienne, dans la plupart des cas $n = 3$.

Les éoliennes modernes installées sont caractérisées par une gamme de vitesses différentes dans lesquelles leurs rotors fonctionnent. Ce ci se traduit par deux gammes de fréquences de fonctionnement autour de $1p$ et $3p$. Afin d'éviter la résonance, la fréquence naturelle du mât ne peut pas être dans l'un de ces deux gammes et doit être loin de $1p$ et $3p$.

La conception de l'éolien peut être réalisée de telle manière que la première fréquence propre se situe dans trois gammes possibles :

1. Soft-soft : la fréquence naturelle est inférieure à $1p$. Ceci implique que la structure est trop flexible, c'est une plage ou la fréquence des ondes peut se situer, ce qui conduit donc à la résonance.

2. Stiff-stiff: ceci est une plage où la fréquence du mât est supérieure à la fréquence de passage des rotors. Cette gamme est très coûteux car elle conduit à une structure trop rigide (cher/lourde), inappropriée pour la conception.

3. Soft-stiff: dans cet intervalle, la fréquence du mât se situe entre $1p$ et $3p$ cette gamme est la gamme optimale pour la meilleure conception possible.

La rigidité du système doit être telle que la fréquence naturelle de la turbine éolienne ne se trouve pas dans les bandes d'excitation de la fréquence du rotor, car cela peut induire une résonance qui pourrait réduire la durée de vie de manière significative

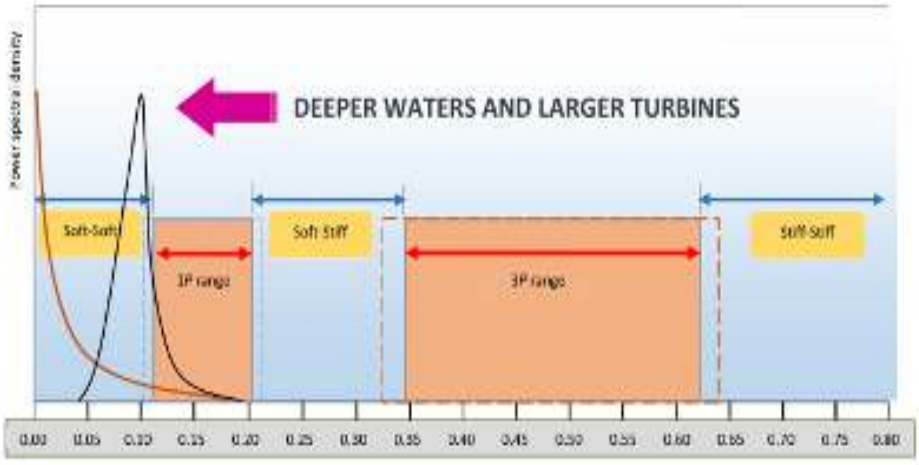


Figure 5.2 : Spectre de fréquence pour une éolienne.

Afin de satisfaire à ces exigences et de maintenir la fréquence naturelle de toute la structure de la marge adéquate de la gamme soft-stiff, évitant ainsi la résonance, un effort conjoint doit être effectué entre les concepteurs de fondations et les fabricants de l'éolienne offshore.

Du côté des fabricants, des paramètres et des données structuraux doivent être fournis avec précision, et du côté des concepteurs de fondation des investigations doivent être soigneusement effectuées sur site pour obtenir les données fiables du sol ainsi que des méthodologies rigoureuses devraient être employées afin d'évaluer avec précision la rigidité de la fondation.

V.2.1- **Modélisation d'une éolienne offshore appropriée pour l'analyse dynamique**

La fréquence naturelle d'une turbine éolienne est fortement dépendante des propriétés des matériaux utilisés dans sa construction, et elle est significativement affectée par la rigidité du sol entourant le monopieu. L'évaluation précise de cette rigidité en termes de modélisation pour le processus de conception est très importante pour assurer l'estimation fiable de la fréquence du système.

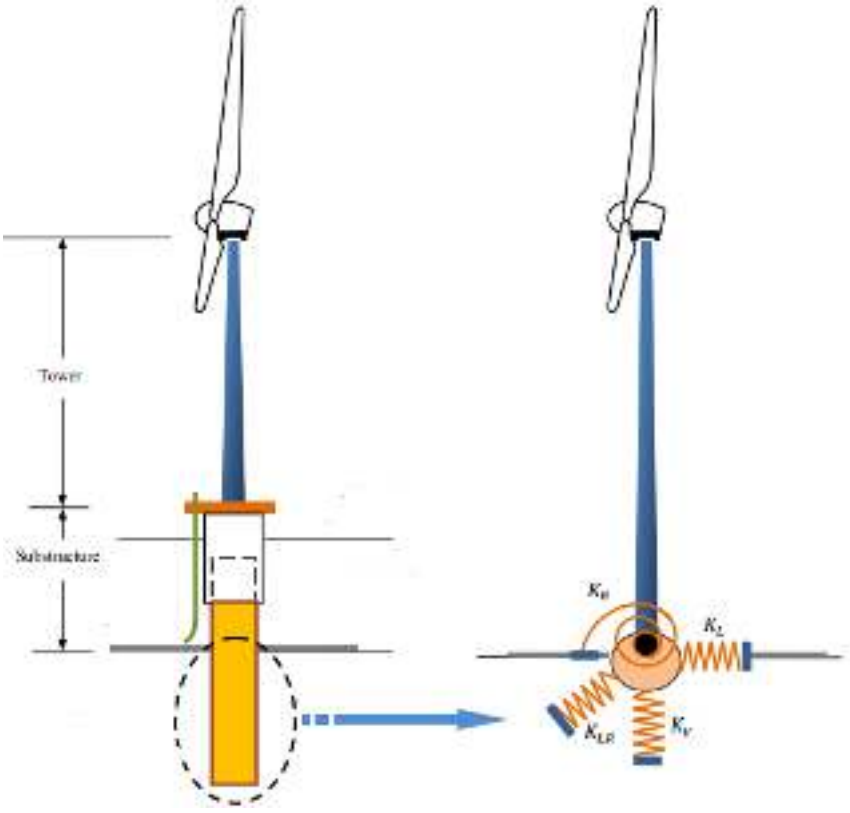


Figure 5.3 : Modèle d'une éolienne offshore : Représentation de l'interaction sol-structure par des rigidités en tête de monopieu.

Dans le calcul des fréquences propres f_1, la plupart des chercheures ont essayé la modélisation de ce système complexe selon deux procédures (Jin-Hak et al. 2015; Prendergast et al. 2015). Dans la première procédure, les chercheures ont remplacé simplement le sol par un milieu ayant une rigidité infinie. Dans ce contexte, Vught (2000) a utilisé un modèle dans lequel l'éolienne est considérée comme une pendule inversée ayant une rigidité à la flexion EI, une masse linéaire du mât m_{tower} et une masse en tête du monopieu m_{top}, l'expression pour la première fréquence propre est la suivante :

$$f_1 \cong \sqrt{\frac{3.04\ EI}{(m_{top}+0.227\ m_{tower}L)4\pi^2L^3}} \tag{5.1}$$

Ou L est la hauteur du mât, l'expression de la fréquence naturelle exprimée par l'équation (5.1) repose sur un mât uniforme. Une légère différence dans l'expression (5.1) a été proposée par Belvins (2001) :

$$f_1 \cong \sqrt{\frac{3\ EI}{(m_{top}+(33/140)\ m_{tower}L)4\pi^2L^3}} \tag{5.2}$$

Il semble à partir de la première vue, que ces équations sont fondées sur un modèle simple qui ne tient pas compte du fait que le mât est de forme tubulaire et conique et, en général ne doit pas avoir un épaisseur de paroi constant. De plus, les équations (5.1 et 5.2) dépendent uniquement de propriétés géométriques et mécaniques du mât sans tenir compte des caractéristiques de fondation éolienne. Ceci n'a pas de sens physique, car les mouvements de la tête du monopieu qui résultent du chargement appliquée sur le mât peuvent conduire à une rigidité finie du système monopieu/sous-sol. Ceci à évidement une influence sur la valeur de la première fréquence naturelle et montre que les calculs basés sur les équations (5.1 et 5.2) sont inexacts.

Considérant que l'analyse dynamique de l'ensemble du système composé de mât/Monopieu/sol est difficile à réaliser, une deuxième procédure, les chercheures ont tenté de trouver une expression de la fréquence naturelle en tenant compte de la rigidité du sol (Luqing et al. 2014 ; Prendergast et al. 2015 ; Zaaijer, 2005). Alternativement, ils ont remplacé le système sol/monopieu par un ensemble de ressorts à travers lesquels le mât est relié au sous-sol, comme illustré sur la figure 5.2. Cette figure illustre un modèle mécanique, dans lequel l'interaction du sous-sol / monopieu est représenté par quatre ressorts : latérales, de rotation, un couplage et vertical dont les rigidités sont respectivement K_L, K_R, K_{LR}et K_V. Comme les éoliennes sont très rigides verticalement, la plupart des chercheures ont négligé les vibrations axiales.

Les rigidités des ressorts qui représentent l'interaction sous-sol/monopieu peuvent être estimées à partir des courbes contrainte-déformation du monopieu chargé en tête à condition que ces derniers soient obtenus au moyen d'une méthode de modélisation rigoureuse telle la méthode des éléments finis.

Sur la base d'une solution numérique de l'équation de fréquence, Adhikari et Bhattacharya, 2012 ont proposé une approche exacte où seule la rigidité latérale et de rotation ont été considérées. En outre et afin d'améliorer la première équation de la fréquence naturelle, Arany et al. 2015 ont dérivé l'expression de la fréquence naturelle d'une éolienne offshore supporté par une fondation flexible à trois ressorts au moyen de deux modèles de : Bernoulli-Euler et Timoshenko. Ils ont proposé une expression de forme contenant, en plus de K_L, K_R, la rigidité de couplage K_{LR}du monopieu. Leur équation de la fréquence naturelle est :

$$f_\eta = C_R C_L f_{FB} \tag{5.3}$$

Où f_{FB} est appelée fréquence de base qui peut être déterminée soit par l'équation (5.1) ou (5.2). Les facteurs C_R et C_L sont en fonction de propriété géométrique du mât. Leur expressions analytiques sont données par :

$$C_R(\eta_L, \eta_R, \eta_{LR}) = 1 - \frac{1}{1+a\left(\eta_R - \frac{\eta_{LR}^2}{\eta_L}\right)} \tag{5.4}$$

$$C_L(\eta_L, \eta_R, \eta_{LR}) = 1 - \frac{1}{1+b(\eta_L - \frac{\eta_{LR}^2}{\eta_R})} \tag{5.5}$$

Le tableau 5.1 regroupe les paramètres intervenant dans les expressions (5.4) et (5.5).

Tableau 5.1 : Expression non dimensionnelle.

η_L	η_R	η_{LR}	a	b
$K_L L_{tower}^3/EI_\eta$	$K_R L_{tower}/EI_\eta$	$K_{LR} L_{tower}^2/EI_\eta$	0.6	0.5

Où : a et b sont des constantes empiriques, EI_ηest la rigidité équivalente a la flexion et η est le coefficient d'interaction sol/fondation en fonction de la rigidité en flexion du mât. L'applicabilité des équations (5.4) et (5.5) est conditionnée par :

$$\eta_R > 1.2\frac{\eta_{LR}^2}{\eta_L} \text{ et } \eta_L > 1.2\frac{\eta_{LR}^2}{\eta_R} \tag{5.6}$$

Bien que l'expression (5.3) est mathématiquement séduite car il contient trois facteurs simples, trouver ses paramètres constitutifs est une tâche difficile. Cette équation est très importante dans deux premiers paramètres expliquent l'interaction entre le sol et le monopieu à travers les rigidités de ressort.

V.2.1.1- **Détermination de la rigidité équivalente et la fréquence naturelle**

Les turbines éoliennes offshores, en particulier celles qui sont installées dans les eaux profondes, diffèrent des éoliennes terrestres. Cette différence provient du fait que ces éoliennes offshore sont considérées comme des structures flexible et lourdes qui nécessitent trois éléments généraux dans leur construction pour supporter les masses lourdes. Celles-ci comprennent : le mât, le monopieu et la pièce de transition qui assemble les deux éléments (Figure 5.1).

Nous suivons les mêmes symboles utilisés dans (Arany et al. 2016), la longueur du mât est L_T représente la distance entre l'ensemble de rotor et la nacelle jusqu'au sommet de la pièce de transition. Le mât a une rigidité variable de flexion $(EI)_T$, une épaisseur t_T et des diamètres supérieurs et inférieurs qui sont respectivement : D_t et D_b. Négligeant, la flexibilité du matériau injectée, le monopieu et la pièce de transition sont supposés soudés ensemble pour constituer un seul élément, appelé la sous-structure. Ce dernier a une longueur de L_S qui est définie comme la distance entre le fond de la mer vers le bas du mât. Le diamètre D_S et l'épaisseur t_S de la sous-structure sont supposés avoir les mêmes valeurs que celles du monopieu sur lequel la structure est fondée. Par conséquent, la rigidité à la flexion de la sous-structure est la même que celle du monopieu $(EI)_p$.

Comme la plupart des mâts sont coniques et tubulaires, la valeur de la rigidité en flexion utilisée pour évaluer la fréquence de base et par conséquent la fréquence naturelle est difficile pour obtenir bien que la variation de $(EI)_T$ avec l'augmentation de la section du mât est facile à établir. Dans ce contexte, Bhattacharya (2011) a étudié le mât comme une poutre conique soumis à une force concentrée appliquée à son extrémité libre (Figure 5.4 (a)). Ensuite, au moyen de la théorie des poutres, il calcule le paramètre $f_p(m)$ (appelé le coefficient de rigidité du mât) comme étant le rapport du déplacement en haut du mât pour une section transversale constante $u_{top}^{const\ sec}$ à celle du mât pour une section transversale variant linéairement $u_{top}^{tapered}$. Ce paramètre a été déterminé comme suit :

$$f_p(m) = \frac{1}{3} \times \frac{2\,m^2(m-1)^3}{2\,m^2 \ln(m) - 3\,m^2 + 4\,m - 1} \tag{5.7}$$

Où, m représente le rapport du diamètre en bas sur le diamètre en haut (figure 5.4 (d)) :

$$m = \frac{D_b}{D_t} \tag{5.8}$$

Toutefois, nous avons pensé qu'il est plus approprié de considérer le mât comme une poutre conique soumise à une charge conique vers le bas sur toute la longueur (Figue 5.4 (b)). En

intégrant deux fois l'équation de déplacement latérale de la poutre est en fixant les conditions aux limites, le coefficient de rigidité du mât correspondant à cette charge, a été obtenu comme suit :

$$f_{q_0 triang}(m) = \frac{1}{30} \times \frac{12\, m^2 (m-1)^5}{12\, m^2 \ln(m) + m^4 - 8\, m^3 + 8\, m - 1} \tag{5.9}$$

La figure 5.4 illustre l'évolution de $f_p(m)$ et $f_{q_0 triang}(m)$ avec les valeurs croissantes de m, a partir de la figure on constate que lorsque le rapport m varie de 1 à 2.5, les deux courbes donnent les mêmes valeurs. Ceci correspond à la majorité des applications pratiques. En effet Arany et al. (2016) ont étudié dix éoliennes de dix parce éoliens différents ayant des valeurs allant de 1.55 à 2.06. En dehors de cette plage est lorsque m est supérieure à 2.5 un écart est observé et nous proposons d'utiliser la valeur moyenne.

La rigidité à la flexion $(EI)_T$ du mât est évaluée comme suit :

$$(EI)_T = (EI)_{top} \times f_{average}(m) \tag{5.10}$$

Avec :

$$f_{average}(m) = \frac{f_p(m) + f_{q_0 triang}(m)}{2} \tag{5.11}$$

La rigidité à la flexion équivalente de la structure est donnée par l'expression suivante :

$$(EI)_{TS} = (1-\alpha)(EI)_S + \alpha\, (EI)_{top} \times f_{average}(m) \tag{5.12}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{L_T}{L} \text{ et } L = L_S + L_T \tag{5.13}$$

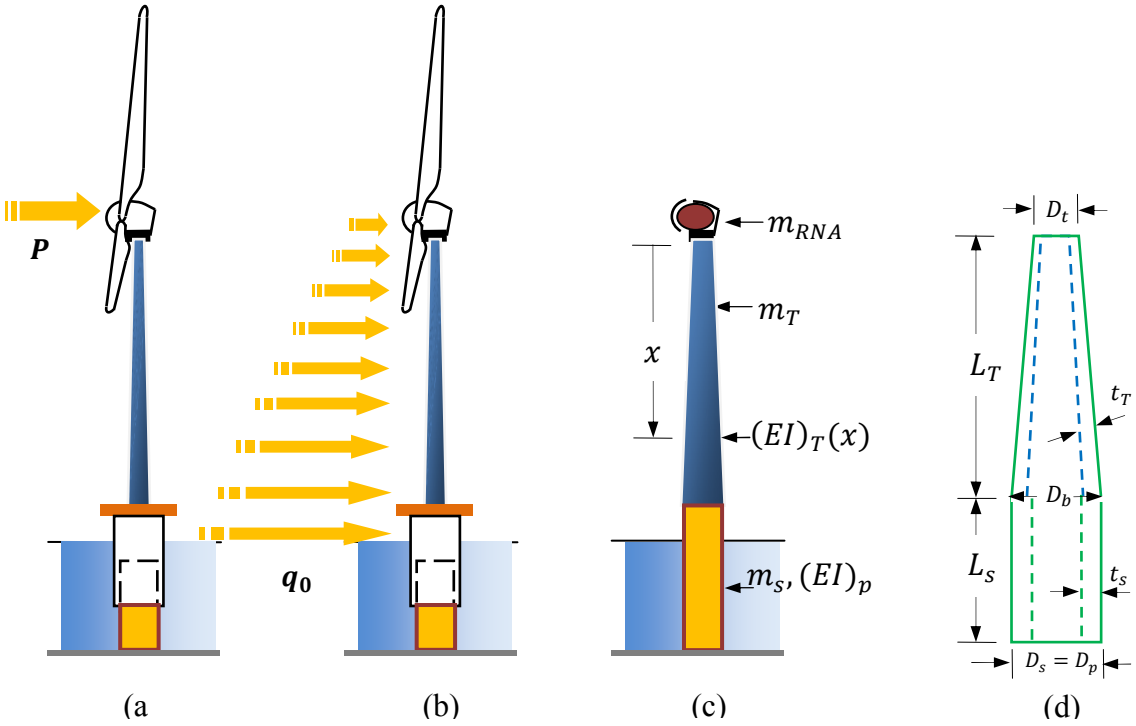


Figure 5.4 : Modèle d'une turbine éolienne offshore utilisé pour évaluer la masse du mât et le coefficient de rigidité : (a) mât sous chargement p, (b) mât soumise aux charge trapèze et (c) différent masse du mât et (d) propriété géométrique du mât.

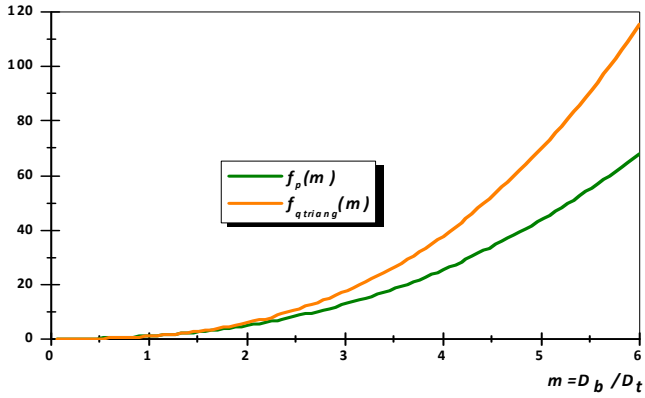


Figure 5.5 : Evolution du coefficient de rigidité du mât avec le rapport m.

Les équations (5.1 et 5.2) qui ont été établies pour une éolienne onshore ou offshore où le mât repose directement sur le sol, doivent être modifiées pour trouver correctement une fréquence de base naturelle pour une éolienne ayant des différentes masses et des différentes rigidités à la flexion qui sont montrés sur la figure 5.4 (c).

Si nous adoptons l'expression (5.2) dans ce qui suit, cela aurait la forme suivante pour une éolienne composée de deux parties le mât et la sous-structure :

$$f_1 \cong \frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{3\,(EI)_{TS}}{(m_{RNA}+(33/140)\,m_{TS})L^3}} \tag{5.14}$$

Où : $(EI)_{TS}$ est la rigidité à la flexion de la structure donnée par l'équation (5.11). m_{RNA} est la masse de l'ensemble rotor - nacelle (la masse en haut) fournies par les fabricants des éoliennes, alors que m_{TS} est la somme de m_T et m_S qui peut être évaluée par les expressions suivantes :

$$m_S = \gamma_{steel}\,\pi\,L_S t_S (D_S - t_S) \tag{5.15}$$

$$m_T = 0.5\,\gamma_{steel}\,\pi\,L_T t_T (D_b + D_t - 2t_S) \tag{5.16}$$

$$m_{TS} = m_T + m_S \tag{5.17}$$

Où γ_{steel} est le poids volumique de l'acier, égale à 7860 kg/m^3.

Étant donné que la structure qui se compose de mât et de sous-structure en interaction avec le sol, les coefficients d'interaction sol/fondation indiqués dans le tableau 5.1, doivent être corrigés afin de tenir compte de la vrai longueur de la structure et sa rigidité à la flexion. Ainsi, ces expressions sont :

$$\eta_L = \frac{K_L(L_T+L_S)^3}{(EI)_{TS}},\ \eta_R = \frac{K_R(L_T+L_S)}{(EI)_{TS}} \text{ et } \eta_{LR} = \frac{K_{LR}(L_T+L_S)^2}{(EI)_{TS}} \tag{5.18}$$

Les coefficients de flexibilités donnés par les équations (5.4 et 5.5) sont évalués sur la base des expressions (5.17).

V.2.2 **Procédure d'estimation des rigidités en tête du monopieu**

En ce qui est concerne les monopieux supportant les éoliennes offshores, les ingénieurs de conception sont trouvés généralement face à face avec une situation de grande confusion pour calculer K_L, K_R et K_{LR}.

Deux façons sont souvent considérées pour calculer ces rigidités. La première consiste à modéliser le monopieu en utilisant le concept de Winkler. Cette procédure, qui est alternativement appelée approche $p-y$ est supposée être suffisamment précise pour des diamètres de monopieu $D_p \leq 2m$, elles ont été établies pour les pieux flexibles et de petits diamètres dans l'industrie du pétrole et gaz. Toutefois, plusieurs recherches indiquent que le déplacement du monopieu de grands diamètres est sous-estimé pour les grandes charges et surestimé pour les petites charges (Otsmane et Amar Bouzid, 2017) lorsque nous comparons les prévisions de la présente étude avec celles du procédé de l'API. La deuxième façon est d'utiliser directement les valeurs de K_L, K_R et K_{LR} données dans les normes existantes (par exemple API). Bien que l'expression contenait ces coefficients qui ont été déterminé pour différents profils de sol (trois profils dans la plupart des cas : la rigidité du sol constant, la variation linéaire de la rigidité du sol avec la profondeur et la variation de la rigidité du sol

comme la racine carrée de la profondeur), qui englobe le rapport du module d'Young monopieu/sol E_p/E_S, Cependant, la recherche récente (Abed et al. 2016 ; Aissa et al. 2016 ; Higgins et al. 2013) a confirmé que les monopieux de grand diamètres chargés latéralement dépendent de l'élancement du monopieu L_p/D_p que la rigidité relative du monopieu/sol E_p/E_S .

D'autres chercheures pensent que ces coefficients pourraient provenir du comportement élastique du système sol/monopieu sous chargement latéral où le sol et le monopieu sont élastiques. En effet les chercheurs (Abed et al. 2016 ; Aissa et al. 2016 ; Carter et al. 1992 ; Higgins et al. 2013) ont effectué des études paramétriques par l'utilisation de la méthode des éléments finis dans lesquels ils ont varié le rapport E_p/E_S afin d'établir les courbes de chargement-déchargement. Ces études ont confirmé que ces derniers ne dépendent que de l'élancement du monopieu plutôt que le rapport de rigidité. Les résultats obtenus par ces chercheures sont données dans le tableau 5.2 pour un sol homogène, dans le tableau 5.3 pour un sol de Gibson et dans le tableau 5.4 pour le sol où la rigidité varie en fonction de la racine carrée de la profondeur, les résultats présentés dans ces tableaux sont limités au coefficient de Poisson égal à 0.4.

Tableau 5.2 : Les coefficients de rigidité pour un monopieu court proposés pur un sol homogène.

	$K_L/E_{sD}D_p$	$K_{LR}/E_{sD}D_p^2$	$K_R/E_{sD}D_p^3$
Carter and Kulhawy (1992)	$1.884\ (L_p/D_p)^{0.627}$	$-1.048\ (L_p/D_p)^{1.483}$	$1.910\ (L_p/D_p)^{2.049}$
Higgins et al. (2013)	$2.426\ (L_p/D_p)^{0.710}$	$-1.440\ (L_p/D_p)^{1.670}$	$1.789\ (L_p/D_p)^{2.459}$
Aissa et al. (2016)	$2.756\ (L_p/D_p)^{0.668}$	$-1.595\ (L_p/D_p)^{1.636}$	$1.731\ (L_p/D_p)^{2.495}$

Tableau 5.3 : Les coefficients de rigidité pour monopieu court proposés pour un sol de Gibson.

	$K_L/E_{sD}D_p$	$K_{LR}/E_{sD}D_p^2$	$K_R/E_{sD}D_p^3$
Higgins et al. (2013)	$0.929\ (L_p/D_p)^{2.041}$	$-0.633\ (L_p/D_p)^{3.061}$	$0.672\ (L_p/D_p)^{3.941}$
Abed et al. (2016)	$1.708\ (L_p/D_p)^{0.661}$	$-1.233\ (L_p/D_p)^{2.655}$	$1.153\ (L_p/D_p)^{3.605}$

Tableau 5.4 : Les coefficients de rigidité pour un monopieu court proposés pour un sol dont la rigidité varie en fonction de la racine carrée de la profondeur.

	$K_L/E_{sD}D_p$	$K_{LR}/E_{sD}D_p^2$	$K_R/E_{sD}D_p^3$
Abed et al. (2016)	$2.841\ (L_p/D_p)^{0.977}$	$-2.933\ (L_p/D_p)^{1.767}$	$3.894\ (L_p/D_p)^{2.562}$

Bien qu'un travail exhaustif a été effectué pour établir ces valeurs, leur utilisation, cependant, conduit à une sous-estimation des déplacements et des rotations du monopieu, et par conséquent à une surestimation des rigidités en tête du monopieu. En conséquence, les valeurs de C_R et C_L présentes dans l'expression de la fréquence naturelle ont été trouvées très proches à l'unité (de l'ordre de 0.999...). Donc, ils ne reflètent pas la rigidité réelle du sol et ils ne provoquent pas une modification de la fréquence naturelle qui reste très proche de la fréquence de base.

Comme une procédure alternative, ils convient d'évaluer les coefficients de rigidité sur la base de la rigidité initiale (valeurs tangentielle à l'origine) des courbes contrainte-déformations résultant de l'étude du comportement non linéaire du sol.

Si nous supposons que les mouvements en tête du monopieu et les efforts appliqués sont exprimés en fonction des coefficients de flexibilité, qui peuvent être donnés sous forme matricielle :

$$\begin{Bmatrix} u_L \\ \theta_R \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} I_L & I_{LR} \\ I_{RL} & I_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} H \\ M \end{Bmatrix} \tag{5.19}$$

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

Comme l'objectif est de trouver les coefficients de rigidité, il est facile d'inverser la matrice d'équation (5.19) pour obtenir :

$$\begin{Bmatrix} H \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_L & K_{LR} \\ K_{RL} & K_R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_L \\ \theta_R \end{Bmatrix} \tag{5.20}$$

Les coefficients de rigidité sont liés à ceux de flexibilité par :

$$\begin{bmatrix} K_L & K_{LR} \\ K_{RL} & K_R \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} I_L & I_{LR} \\ I_{RL} & I_R \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{I_R}{I_L I_R - I_{RL}^2} & \frac{I_{RL}}{I_L I_R - I_{RL}^2} \\ \frac{I_{RL}}{I_L I_R - I_{RL}^2} & \frac{I_L}{I_L I_R - I_{RL}^2} \end{bmatrix} \tag{5.21}$$

Dans l'analyse d'élément fini la détermination des valeurs de K_L, $K_R$et K_{LR} n'est pas simple. Les coefficients de flexibilité sont déterminés en premier, puis inversées pour obtenir des coefficients de rigidité de l'équation (5.21).

A cet effet, une charge horizontale arbitraire ($H \neq 0\ et\ M = 0$) est appliquée en tête du monopieu au niveau du fond de la mer, la figure (5.6 (a)) représentant les valeurs croissantes de H en fonction des déplacements u de la tête du monopieu. Le paramètre $1/I_L$ est alors obtenu simplement en calculant la pente de la courbe obtenue à l'origine. Le paramètre $1/I_{LR}$ est calculé à partir de la courbe donnant la variation de H en fonction de la rotation θ déterminé de la même façon (figure 5.6 (c)).

Comme le facteur de flexibilité à la rotation nécessite une flexion pure, le système monopieu/sol est analysé lorsqu'un moment de renversement est appliqué en tête du monopieu au niveau du fond de la mer ($M \neq 0\ et\ H = 0$). A partir de la courbe décrivant les valeurs croissantes M en fonction des rotations obtenues θ, l'inverse du coefficient de flexibilité $1/I_R$ est évalué en calculant simplement la pente de la courbe à l'origine (Figue 5.6 (b)).

Cette procédure est suivie dans le présent chapitre, lorsque les monopieux des éoliennes offshores des différents parcs éoliens sont considérés dans les sections suivantes.

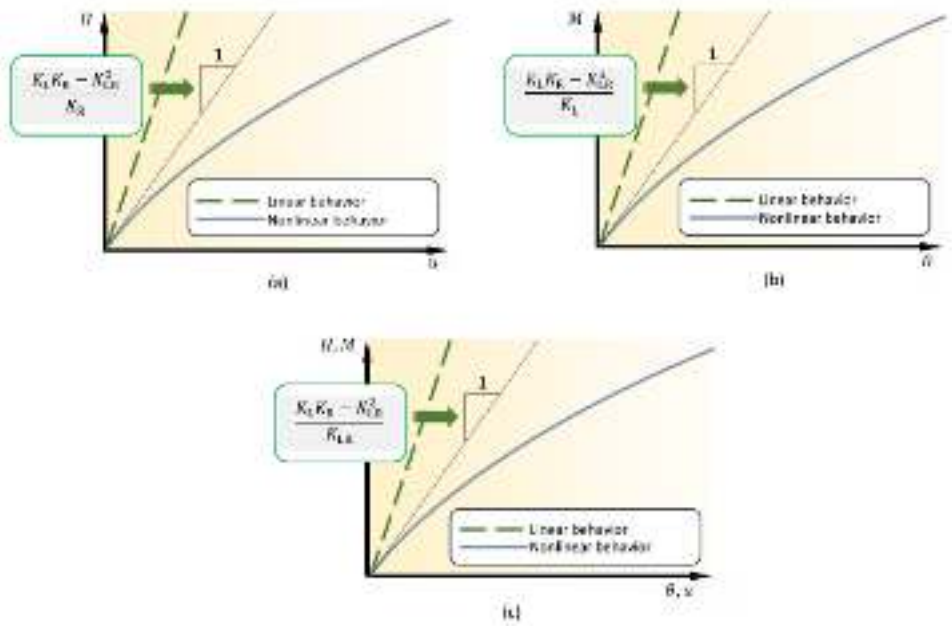


Figure 5.6 : Courbes charges-déplacements en tête du monopieu pour obtenir :
(a) : coefficient de flexibilité latérale, (b) : coefficient de flexibilité de rotation,
(c) : coefficient de flexibilité de couplage.

V.3- **Méthodologie : Le programme informatique NAMPULAL**

Dans le chapitre IV, un modèle d'éléments finis 3D a été proposé pour analyser les problèmes d'interactions sol/structure. Cette technique numérique, qui a été appelée : Finite Element Vertical Slices Model (FEVSM), est basée sur la discrétisation du milieu sol/structure 3D en une série de tranches verticales, chacune représentée par un problème 2D. La méthode des éléments finis (EF) et la méthode des différences finies (FD) ont été combinées afin d'analyser la structure et le sol environnant. Le sol a été considéré non-linéaire et représenté par le modèle hyperbolique proposé par Duncan et Chang, (1970), les différentes étapes de programmation ont été expliquées.

Sur la base de développement théorique présenté dans le chapitre précédent, un programme informatique NAMPULAL a été élaboré spécifiquement pour traiter le monopieu sous chargement horizontal et vertical ainsi que le moment de renversement.

Le code informatique NAMPULAL est un outil cohérent qui présente de nombreux avantages par rapport aux autres codes numériques dans le traitement non linéaire des problèmes d'interaction sol / structure, parce qu'il traite la non-linéarité du sol à travers le modèle hyperbolique et il est basé sur la combinaison des deux méthodes puissantes : la méthode d'élément fini et la méthode de différence fini, les avantages de NAMPULAL sont multiples :

* Le modèle est considéré comme une amélioration de la MEF 3D puisque de grandes quantités de ressources informatiques et l'effort humain ont été considérablement réduits.

* L'implémentation du modèle hyperbolique ne nécessite que deux itérations, ce qui peut entraîner une réduction significative du temps.

Les performances de ce code informatique ont été évaluées à l'analyse du comportement des monopieux éoliens offshores où trois codes puissants ont été utilisés. Les résultats sont en excellent accord avec ceux d'autres procédures rigoureuses, bien que les données des sols ne soient pas totalement disponibles.

Ce code informatique est utilisé pour déterminer les rigidités en tête du monopieu pour les différentes éoliennes offshores étudiées dans ce chapitre.

V.4- **Les étapes de calcul de la fréquence naturelle pour dix éoliennes offshore**

Afin d'évaluer les performances du code informatique NAMPULAL, et dans le but d'évaluer l'exactitude, l'utilité et le potentiel du non linéaire du modèle des tranches verticales, dix (10) éoliennes offshores ont été sélectionnées à partir de dix parcs éoliennes. Ce sont : Lely A2

(Pays-Bas), Irene Vorrink (Pays-Bas), Kentish Flats (UK), Walney 1 (UK), Barrow (UK), Thanet (UK), Belwind 1(UK), Burbo Bank (UK), Gunfleet (UK) et Noth Hoyle (UK).

Ces éoliennes ont été choisies pour leurs disponibilités des données, en particulier la première fréquence naturelle mesurée. Les conditions du sol et les sources à partir desquelles les données sont retirées, sont résumées dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5 : Liste des dix éoliennes offshores.

No.	Wind farm name	Country	Soil conditions at the site	Sources providing data and measured natural frequencies
A	Lely Offshore Wind Farm	UK	Soft clay in the uppermost layer to dense and very dense sand layers below	-Arany et al. 2016 -Zaajer 2002
B	Irene Vorrink Offshore Wind Farm	Netherlands	Soft layers of silt and clayin the upper seabed to dense sand and very dense sand below	-Arany et al. 2016 -Zaajer 2002
C	Kentish Flats Offshore Wind Farm	UK	Layers of dense sand and firm clay	Arany et al. 2016
D	Barrow Offshore Wind Farm	UK	Fine sand and stiff clay	Arany et al. 2016
E	Thanet Offshore Wind Farm	UK	Dense sand and stiff clay	Arany et al. 2016
F	Belwind 1 Offshore Wind Farm	Belgium	Saturated dense sand	Arany et al. 2016
G	Burbo Bank Offshore Wind Farm	UK	Medium and dense sand layers	Arany et al. 2016
H	Walney 1 Offshore Wind Farm	UK	Medium and dense sand layers	Abed et al. 2016
I	Gunfleet Sands Offshore Wind Farm	UK	Sand and clay layers	Arany et al. 2016
J	North Hoyle Wind Farm	UK	Sand and clay layers	- Abed et al. 2016 -Leblanc et al. 2009

Ces éoliennes offshores ont été numérotées de A à J, les données structurelles, les caractéristiques de déformation du sol et les fréquences naturelles mesurées sont présentées dans le tableau 5.6.

Puisque ces données proviennent directement des fabricants des éoliennes offshores, il est impossible de vérifier leur exactitude, à l'exception des données relatives à la masse du mât, à condition que les hauteurs de ce dernier soient corrigées.

Tableau 5.6 : Les données d'entrée pour les dix éoliennes offshores choisis pour cette étude.

TOWER DATA	Symbol (unit)	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Tower height	L_T (m)	37.9	44.5	60.06	58.0	54.1	53	66	67.3	60	67.0
Substructure height	L_s (m)	12.1	5.2/6	16.0	33.0	41.1	37.0	22.8	37.3	28.0	7.0
Tower height total	L (m)	50.0	49.7/50.5	76.06	91.0	95.2	90.0	88.8	104.6	88.0	74.0
Tower top diameter	D_t (m)	1.90	1.7	2.3	2.3	2.3	2.3	3.0	3.0	3.0	2.3
Tower bottom diameter	D_b (m)	3.20	3.5	4.45	4.45	4.3	4.3	5.0	5.0	5.0	4.0
Tower wall thickness	t_T (mm)	13.0	13.0	22.0	32.0	36.0	28.0	28.0	40.0	33.0	35.0
Substructure diameter	D_s (m)	3.2	3.5	4.3	4.75	4.7	5	4.7	6.0	5.0	4.0
Substructure wall thickness	t_s (mm)	35	28	45	80	60	70	75	80	94	50
Tower material young's modulus	E_T (Gpa)	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0
Tower mass	m_T (ton)	30.866	36.955	109.399	153.209	156.972	131.211	181.252	263.234	193.954	180.374
Top Mass : $\boldsymbol{M_{top}}$	m_{RNA} (ton)	32.0	35.70	130.8	130.8	130.8	130.8	234.5	234.5	234.5	100.0
Monopile Diameter	D_p (m)	3.2	3.5	4.3	4.75	4.7	5	4.7	6.0	4.7	4.0
Monopile Wall Thickness	t_p (mm)	35	28	45	80	60	70	75	80	94	50
Monopile material young's modulus	$E_p(Gpa)$	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	210.0	21.0
Monopile Depth	L_p (m)	13.5	19.0	29.5	40.0	30.0	35.0	24.0	23.5	38.0	33.0

Shear modulus of the soil	$G_s(Mpa)$	140.0	55.0	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0	70.0	60.0	230.0
Poisson's ratio of the soil	ν_s	0.4	0.5	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Soil's Young's modulus	$E_s(Mpa)$	392.0	165.0	168.0	168.0	168.0	168.0	168.0	196.0	168.0	644.0
Measured frequency	(Hz)	0.634	0.546/ 0.563	0.339	0.369	0.370	0.372	0.292	0.35	0.314	0.35

Une légère différence entre les valeurs calculées de m_T et celles qui sont prévues dans la référence de Arany et al. (2016) sont remarquées. Le tableau 5.7 montre les valeurs calculées de la masse et de la rigidité à la flexion qui sont utilisées ensuite.

Bien que les données structurelles des turbines sont disponibles permettant à l'utilisateur de calculer n'importe quel paramètre de comportement de la structure, mais les paramètres relatifs au comportement du sol (contrainte, déformation) sont inconnues.

Tableau 5.7 : Les valeurs des masses et des rigidités à la flexion des 10 éoliennes offshores

Wind Turbine		A	B	C	D	E	F
Tower mass	m_T (ton)	30.866	36.955	109.399	153.209	156.972	131.211
Substructure mass	m_s (ton)	33.09	14.403 /12.482	75.649	304.434	282.542	315.296
Support structure mass	m_{Ts} (ton)	63.963	51.358 /49.438	185.048	457.644	493.514	446.507
Structure bending stiffness	$(EI)_{TS}$ $(GN\ m^2)$	40.072	35.222 /34.234	136.833	332.599	295.307	338.588
Monopile bending stiffness	$(EI)_p$ $(GN\ m^2)$	142.11	96.650	285.916	672.121	494.375	691.839

Suite de tableau 5.7

Wind Turbine		G	H	I	J
Tower mass	m_T (ton)	181.252	263.234	193.954	180.374
Substructure mass	m_s (ton)	195.29	436.207	299.352	34.138
Support structure mass	m_{Ts} (ton)	376.542	699.442	493.306	214.512
Structure bending stiffness	$(EI)_{TS}$ $(GN\ m^2)$	301.508	664.580	396.417	139.191
Monopile bending stiffness	$(EI)_p$ $(GN\ m^2)$	612.054	1369.032	757.809	254.161

Les recherches in situ indiquent que presque toutes les éoliennes choisis dans ce chapitre sont installés dans des sols profonds de sable dense. Dans ce cas, et pour les besoins de cette étude, un angle de frottement de $\varphi = 30^0$ à 40^0 correspondant à une densité relative de $D_r =$ 20% à 60% ont été pris pour représenter le sable dense. Les paramètres hyperboliques corresponds aux ces deux paramètres (Otsmane et Amar Bouzid, 2017) ont été calculés selon la méthodologie proposée dans le chapitre III. Ceux-ci sont donnés dans le tableau 5.8.

Tableau 5.8 : Les paramètres de résistance et de déformation du sol et les paramètres du modèle hyperbolique pour les 10 éoliennes offshores choisis.

OWT	E_s $(\frac{KN}{m^2})$	ν_s	c $(\frac{KN}{m^2})$	φ (°)	R_f	k	n	k_{ur}	D_r	γ_s $(\frac{KN}{m^3})$	k_0
A	392000	0.4	0.0	40	0.7	524.905	0.51	787.358	0.6	21.0	0.3572
B	165000	0.5	0.0	40	0.7	524.905	0.51	787.358	0.6	21.0	0.3572
C	168000	0.4	0.0	40	0.7	524.905	0.51	787.358	0.6	21.0	0.3572
D	168000	0.4	0.0	35	0.7	277.687	0.51	416.531	0.4	19.2	0.426
E	168000	0.4	0.0	30	0.7	148.160	0.51	222.420	0.2	19.2	0.5
F	168000	0.4	0.0	37	0.7	357.827	0.51	536.741	0.48	19.2	0.392
G	168000	0.4	0.0	35	0.7	277.687	0.51	416.531	0.4	19.2	0.426
H	196000	0.4	0.0	40	0.7	524.905	0.51	787.358	0.6	21.0	0.3572
I	168000	0.4	0.0	32	0.7	190.313	0.51	285.469	0.28	20.0	0.470
J	644000	0.4	0.0	40	0.7	524.905	0.51	787.358	0.6	21.0	0.3572

Une étude complète de maillage a été réalisée pour trouver le maillage élément finis optimale qui représente le comportement des monopieux sous une charge latérale dans un milieu non-linéaire, caractérisé par le modèle hyperbolique. Un maillage de 20 fois le diamètre du monopieu D_p, dans les deux côtés et une longueur L_p sous la pointe du monopieu a été adoptée pour étudier tous les éoliennes offshores considérés ici. En outre, 35 éléments finis dans les deux côtés du monopieu et 36 éléments finis dans la direction verticale ainsi que 21 tranches ont été choisies pour cette analyse.

Une charge horizontale $H = 1000\,KN$ a été appliquée par (10) incréments en tête du monopieu dans les dix parcs éoliens considérés, dans le but de calculer les coefficients de flexibilité en tête du monopieu I_L et I_{LR} la figure 5.7 montre l'évolution des déplacements en tête du monopieu en fonction de la charge latérale croissante H.

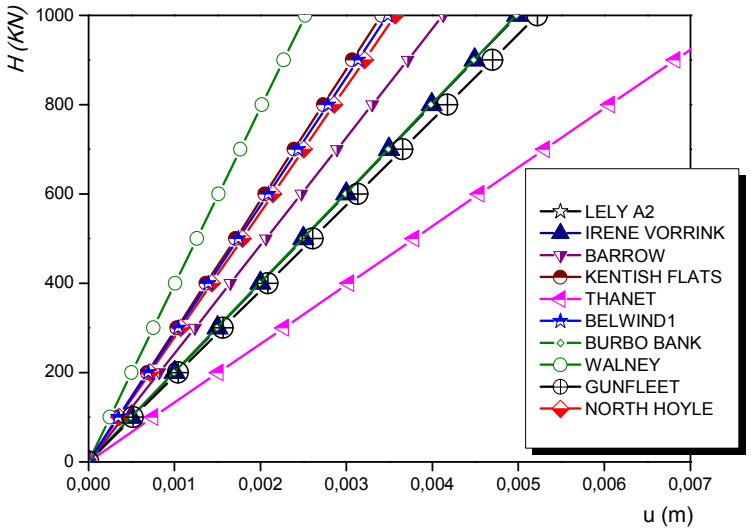


Figure 5.7 : Déplacement en tête du monopieu en fonction de la charge horizontale appliquée pour les différentes éoliennes offshores.

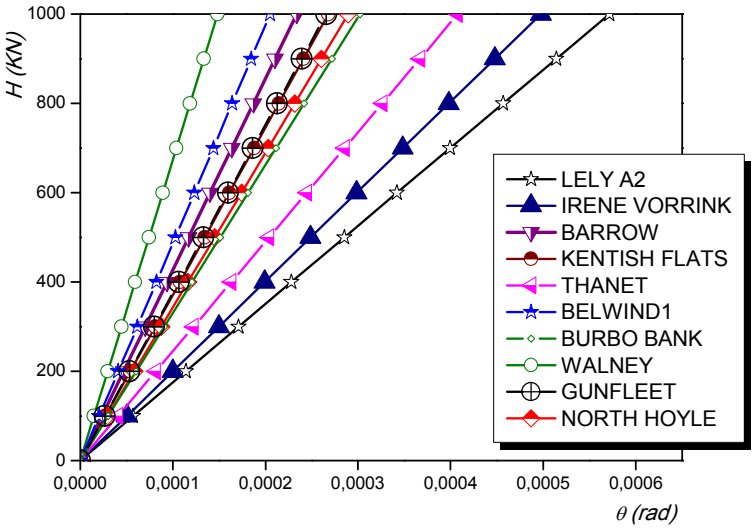


Figure 5.8 : Rotation de la tête du monopieu en fonction de la charge horizontale appliquée pour les différentes éoliennes offshores.

L'évolution des rotations en fonction de la charge latérale appliquée est représentée par la figure 5.8, qui est utilisé pour déterminer le facteur de flexibilité de couplage I_{LR} concernant tous les monopieux considérés ici. Comme le facteur de flexibilité I_R nécessite une sollicitation de flexion pure, un moment appliqué M en tête du monopieu de 20000 $KN\ m$ a été considéré. Ses rotations correspondantes sont indiquées dans la figure 5.9.

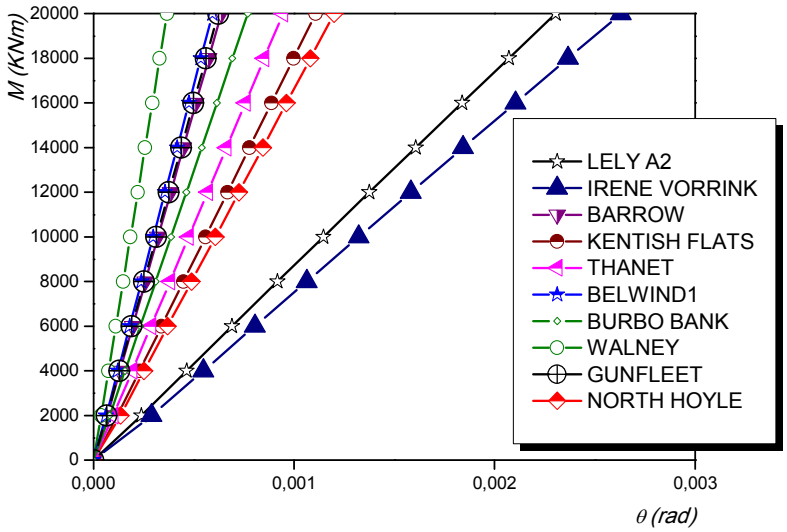


Figure 5.9 : Rotation de la tête du monopieu en fonction du moment appliqué pour les différentes éoliennes offshores.

Les relations presque linéaires obtenues entre H et u et H et θ d'une part et entre M et θ d'autre part ; I_L, I_{LR} et I_R peuvent être calculés en effectuant un simple inversement des pentes des courbes charge-déplacement et moment-rotation. Ensuite, en utilisant les équations (5.21), pour déterminer les coefficients de rigidité correspondants.

Les coefficients de flexibilité et de rigidité sont respectivement présentés dans les tableaux 5.9, 5.10 pour toutes les 10 turbines considérées dans cette recherche.

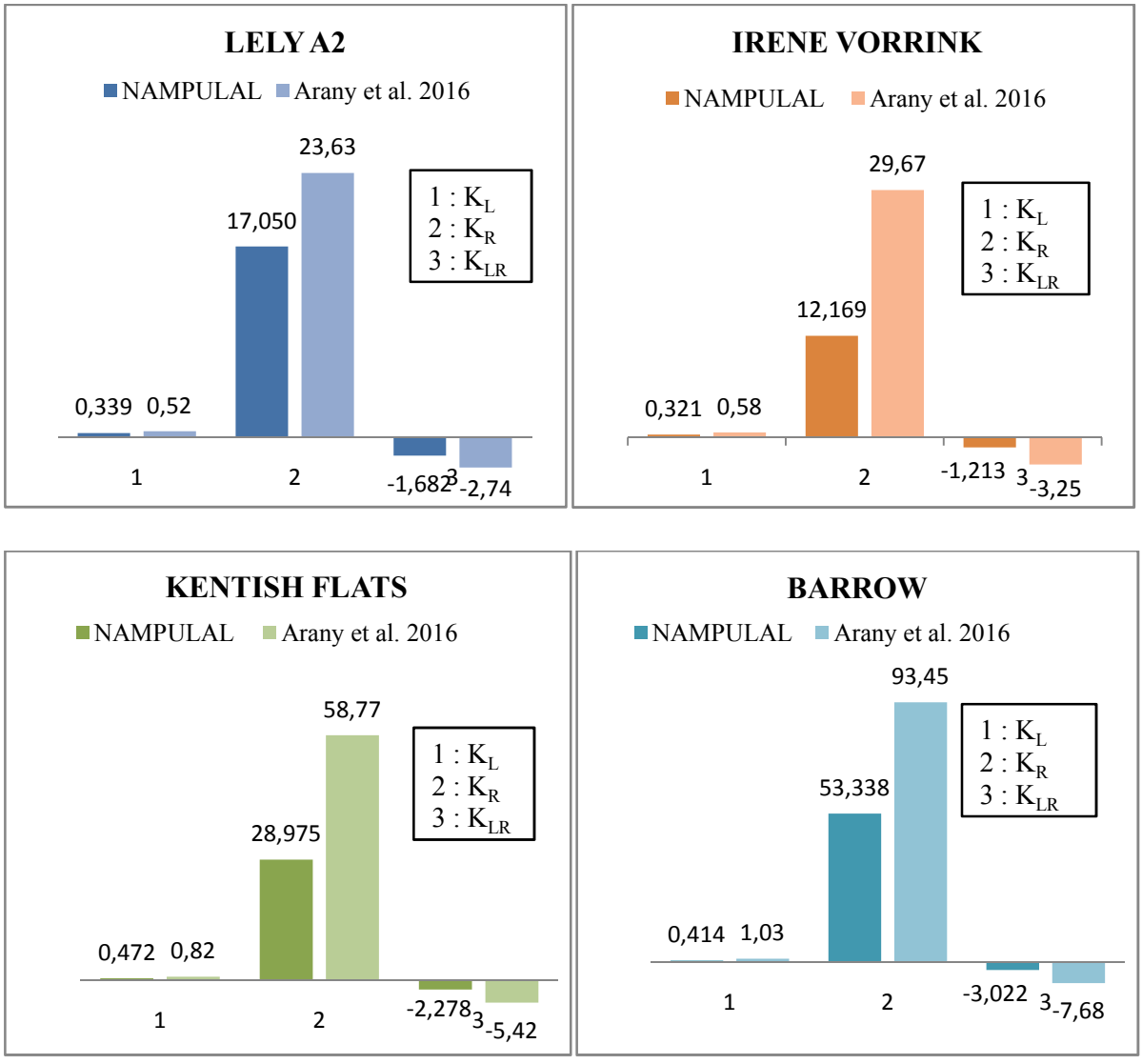
Tableau 5.9 : Coefficients de flexibilité, de rigidité et $\eta_L, \eta_{LR} et\ \eta_R$ pour les éoliennes offshores A, B, C, D et E.

A– LELY A2			B – IRENE VORRINK			C – KENTISH FLATS			D – BARROW			E – THANET		
I_L	I_R	I_{LR}	I_L	I_R	I_{LR}	I_L	I_R	I_{LR}	I_L	I_R	I_{LR}	I_L	I_R	I_{LR}
5,788	0,115	-0,571	4,993	0,132	-0,498	3,413	0,056	-0,268	4,126	0,0319	-0,2337	7,5793	0,0474	-0,408
K_L	K_R	K_{LR}	K_L	K_R	K_{LR}	K_L	K_R	K_{LR}	K_L	K_R	K_{LR}	K_L	K_R	K_{LR}
0,339	17,049	-1,682	0,321	12,169	-1,213	0,472	28,975	-2,278	0,4135	53,338	-3,0218	0,2458	39,3394	-2,1170
η_L	η_R	η_{LR}	η_L	η_R	η_{LR}	η_L	η_R	η_{LR}	η_L	η_R	η_{LR}	η_L	η_R	η_{LR}
1056,12	21,274	-104,923	1151,78	17,667	-87,525	1517,907	16,106	-96,302	936,964	14,593	-75,238	718,348	12,682	-64,972

Tableau 5.10 : Coefficients de flexibilité, de rigidité et $\eta_L, \eta_{LR} et\ \eta_R$ pour les éoliennes offshores F, G, H, I et J.

F– BELWIND			G – BURBO BANK			H – WALNEY1			I – GUNFLEET SANDS			J – NORTH HOYLE		
I_L	I_R	I_{LR}	I_L	I_R	I_{LR}	I_L	I_R	I_{LR}	I_L	I_R	I_{LR}	I_L	I_R	I_{LR}
3,4833	0,0297	-0,2052	4,977	0,038	-0,302	2,522	0,018	-0,148	5,22013	0,0312	-0,26589	3,571	0,060	-0,289
K_L	K_R	K_{LR}	K_L	K_R	K_{LR}	K_L	K_R	K_{LR}	K_L	K_R	K_{LR}	K_L	K_R	K_{LR}
0,4838	56,666	-3,3395	0,383	49,527	-3,006	0,755	103,625	-6,096	0,3382	56,516	-2,878	0,459	27,199	-2,208
$\boldsymbol{\eta}_L$	η_R	η_{LR}	η_L	η_R	η_{LR}	η_L	η_R	η_{LR}	η_L	η_R	η_{LR}	η_L	η_R	η_{LR}
1225,331	15,899	-89,016	890,362	14,586	-78,623	1300,287	16,3098	-100,364	581,3957	12,5458	-56,2364	1416,235	15,315	-92,012

Comme les coefficients de rigidité en tête des monopieux jouent un rôle important dans l'évaluation correcte de la fréquence naturelle, qui est à son tour un paramètre important dans la conception d'une éolienne offshore, en comparant les valeurs indiquées dans les tableaux 5.9 et 5.10 avec d'autres méthodes. En effet, et sur la base des formules développées par Poulos et Davis 1980 ; Randolph 1981 ; Carter et Kulhawy 1992, Arany et al. 2016 ont déterminé les valeurs des coefficients de rigidité du monopieu qui sont ajoutés à l'histogramme de la figure 5.10 à titre de comparaison.



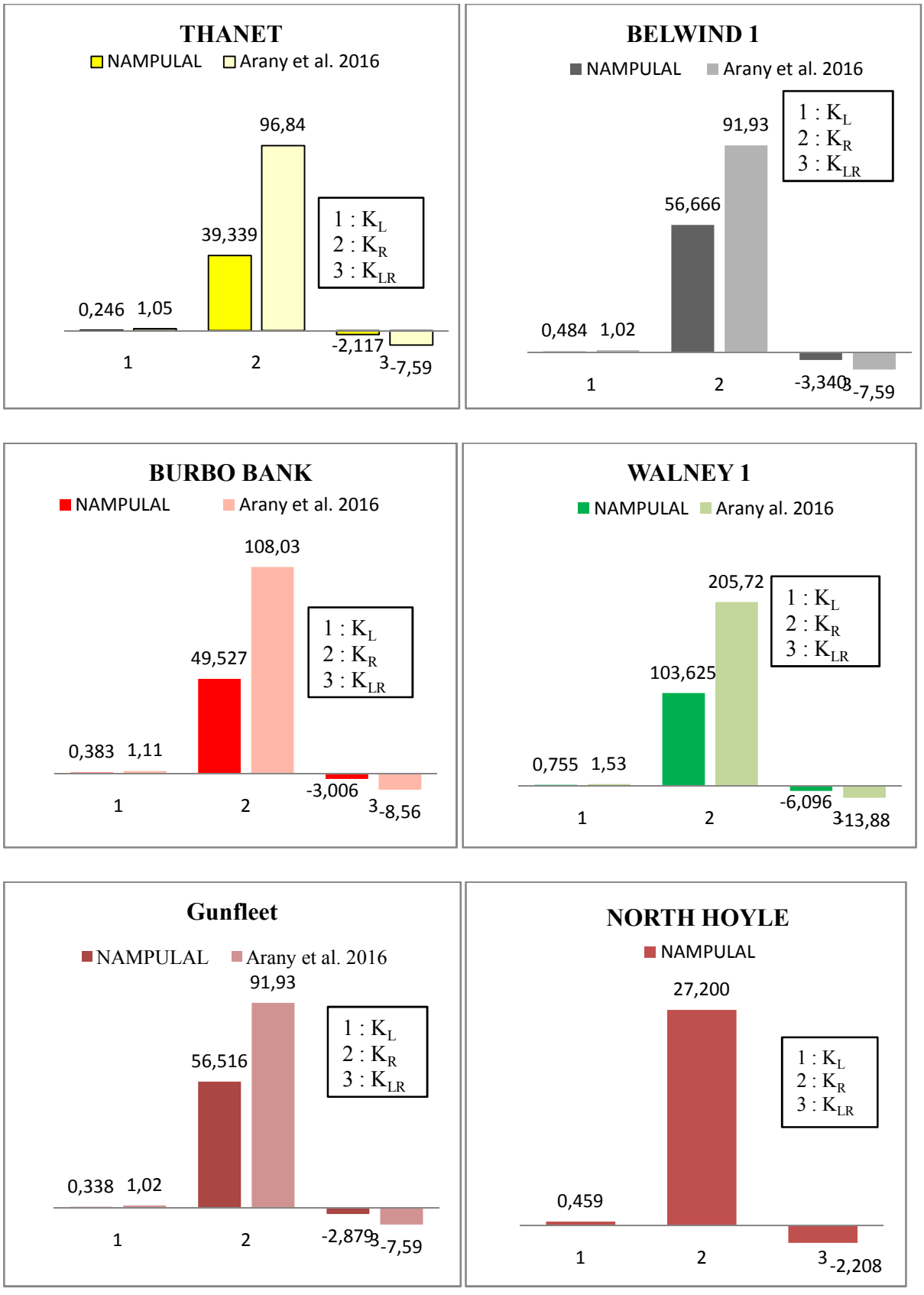


Figure 5.10 : Les valeurs de K_L, K_{LR} et K_R données par NAMPULAL et ceux développées par Arany et al. (2016).

Deux points importants peuvent indiquée à partir de l'examen attentif des histogrammes de la figure 5.10. Tout d'abord les résultats de NAMPULAL sont environ la moitié de ceux donnés par Arany et al. (2016) pour les éoliennes installées dans le sable dense. Nous pensons ici, que les résultats du modèle de NAMPULAL sont plus précis car ils ont été obtenus en utilisant le modèle hyperbolique du sol qui est un critère excellent pour représenter le comportement du sol, tandis que Arany et al. (2016) ont utilisé les données relatives aux pieux flexibles.
Ensuite, des écarts significatifs sont observés entre NAMPULAL et ceux d'Arnay et al. (2016)
L'équation (5.14), dont les différentes parties constitutives sont évaluées en utilisant les équations (5.15 et 5.17) est utilisée pour déterminer la fréquence de base naturelle. Cette équation qui ne dépend que des propriétés de la structure éolienne, les valeurs de la fréquence de base naturelle calculées à partir de l'équation (5.14) pour les différentes éoliennes offshores sont indiquées dans le tableau 5.11.

Tableau 5.11 : Fréquences naturelles de base pour les différentes éoliennes offshores.

Wind farm	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
$f_{FB}(HZ)$	0.719	0.659-0.669	0.368	0.375	0.331	0.356	0.318	0.333	0.355	0.404

Les coefficients d'équations (5.4) et (5.5) dépendent des valeurs de η_L, η_R et η_R Le tableau 5.12 montre les valeurs de C_R et C_L pour les dix éoliennes offshores.

Tableau 5.12 : Les valeurs de C_R et C_L.

Wind Farm	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
C_R	0.867	0.867	0.857	0.837	0.803	0.849	0.821	0.837	0.810	0.849
C_L	0.996	0.997	0.998	0.996	0.994	0.997	0.996	0.997	0.994	0.998

Les valeurs présentées dans le tableau 5.12, sont aussi présentées dans les histogrammes donnés par la figure 5.11, Montrent clairement que le coefficient C_R est le facteur dominant qui peut apporter la valeur de la fréquence de base à celle mesurée. Toutefois, le coefficient

C_L est très proche de l'unité, et donc son influence est très faible sur la modification de la valeur de f_{FB}. Cela a été également remarqué par Arany et al. (2016)

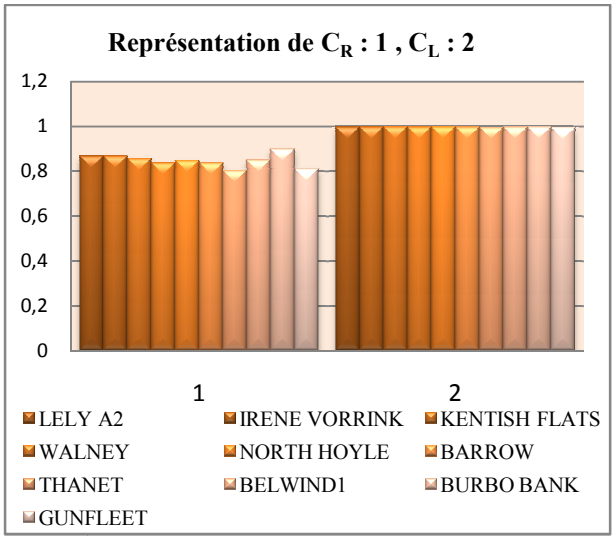


Figure 5.11 : Histogramme représente les valeurs de C_R et C_L pour les différents éoliennes offshores.

La fréquence naturelle qui est simplement obtenue en multipliant les coefficients de flexibilité par la fréquence de base naturelle pour chaque éolienne est donnée dans le tableau 5.13. On remarque également des erreurs entre les fréquences mesurées et celles qui sont naturelles calculées.

Tableau 5.13 : Fréquences naturelles calculée et mesurées pour les 10 éoliennes offshores.

	Predicted frequency $f_\eta = C_R C_L f_{FB}$	Measured frequency	ERROR (%)
A- LELY : A2	0.621	0.634	2.05
B- IRENE VORRINK	0.570 / 0.579	0.546 / 0.563	4.395 / 2.842
C- KENTISH FLATS	0.315	0.339	7.079
D- BARROW	0.312	0.369	15.447
E- THANET	0.266	0.37	28.108
F- BELWIND1	0.302	0.372	18.817
G- BURBO BANK	0.260	0.292	10.959
H- WALNEY 1	0.277	0.35	20.857
I-GUNFLEET SANDS	0.286	0.314	8.917
J- NORTH HOYLE	0.342	0.35	2.285

V.5- **Conclusions**

Dans ce chapitre un code informatique NAMPULAL a été appliqué pour analyser dix éoliennes offshores de dix parcs éoliens choisis dans la littérature.

Comme la fréquence naturelle est un paramètre d'une importance primordiale dans la conception des éoliennes offshores, les chercheurs ont travaillé pour évaluer correctement et estimé avec précision les caractéristiques dynamiques de ces structures sensibles et flexibles. En plus des caractéristiques structurelles d'une éolienne, une expression englobant la rigidité du sol/monopieu par trois ressorts de sol K_L, K_{LR} et K_R a été présentée et discutée. Par conséquent, NAMPULAL a été appliqué pour déterminer ces coefficients selon une méthodologie claire qui a été expliquée en détail.

Les valeurs obtenues des fréquences naturelles étaient en général en bon accord avec celles qui sont calculées comme celles mesurées, les erreurs sont généralement inferieure à 9% à l'exception des éoliennes offshores : Walney1, Barrow, Thanet, Belwind1.

Le substratum est très rigide et empêche les vibrations de la structure éolienne et se traduisent par C_R et C_L proches de l'unité, l'écart observé est du à l'imprécision des données des structures éoliennes, qui diffèrent d'une source à l'autre.

Chapitre

VI

Application à l'analyse d'une conduite enterrée

Résumé

Une deuxième application à l'analyse de la réponse des conduites enterrées sous chargement répartie, est appliquée au niveau de la surface du sol.

Après la validation du modèle proposé 'NABCULVERT' et ceux de Abuhajar et al. 2015 ($FLAC^{2D}$), un accord a été trouvé qui confirme la robustesse du modèle proposé qui repose sur la combinaison des deux méthodes puissante : la méthode d'élément finie et la méthode de différence finie et contient la version non-linéaire du modèle hyperbolique de Duncan et Chang (1970).

A la fin de ce chapitre une étude paramétrique a été effectué afin d'étudier l'effet des paramètres géométriques : H/B_c et t/B_c

VI.1- **Introduction**

Les conduites enterrées sont des infrastructures très importantes qui assurent le transport de diverses substances vitales pour notre vie quotidienne. Ainsi, elles sont souvent considérées comme notre ligne de vie. Elles peuvent être classées sous différents types, les exemples comprennent les routes, voies ferrées, les eaux pluviales, les égouts, gaz, électricité et communication, les pipelines et les tunnels de métro.

Il est maintenant possible d'utiliser la science de l'ingénierie pour concevoir ces conduites souterraines avec un degré de précision comparable à celui obtenu dans la conception des bâtiments et des ponts.

Sur la base de la direction de déplacement différentiel entre le sol et la conduite, canalisation enterrée appuie contre le mouvement du sol peut être classée en quatre modes différents voir la Figure 6.1 : (a) verticale de soulèvement; (b) vertical vers le bas ; (c) horizontal-latéral et (d) longitudinale axiale (ASCE 1984). Tout mouvement différentiel peut être identifié comme une combinaison de ces modes, donc ce dernier peut entraîner flexion, cisaillement, traction ou compression dans une section de la conduite donnée qui, à son tour, peut conduire à des tensions inacceptables d'où risque de rupture du système sol-conduite enterrées.

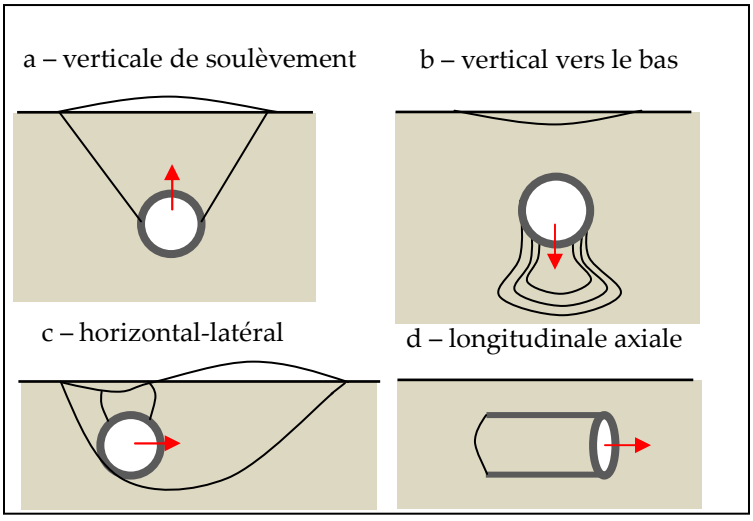


Figure 6.1 : Modes de déformation des conduites enterrées.

Les dégâts ou les perturbations des canalisations enterrées en raison de tremblements de terre peuvent gravement affecter les structures de ligne de vie civile, pouvant entraîner des incendies, des pertes économiques et des déformations au niveau de la conduite.

Par la suite, l'analyse sismique et le comportement des canalisations enterrées ont été étudiés par de nombreux chercheurs. La plupart des études portent principalement sur la modélisation numérique de l'interaction sol-conduite enterrée.

La réponse des canalisations enterrées est une analyse peu complexe puisqu'elle considère l'analyse tridimensionnelle de l'interaction sol-conduite sous les sollicitations monotones ou dynamiques (Wang et Raymond, 1979). Par conséquent, une analyse rigoureuse est impossible. A cet effet, il est nécessaire d'utiliser des dispositifs de tests élaborés afin d'estimer les aspects de rupture des conduites enterrés. Cependant, la méthode des éléments finis (FEM) est également un outil pour exécuter une analyse rigoureuse de la réponse sol-conduite.

L'étude des problèmes géotechniques en utilisant la méthode d'élément finie a été largement utilisée dans ce domaine de recherche pendant de nombreuses années. Cependant, les problèmes linéaires et non linéaires de comportement du sol, tels que la détermination du tassement et la déformation entre les conduites enterrées et le sol, peuvent être facilement résolus par cette méthode.

A cet effet, un programme NABCULVERT (Nonlinear Analysis of Box CULVERT) a été élaboré sous la base de la combinaison des deux méthodes puissantes qui sont : la méthode d'élément finie et la méthode différence finie, ce programme contient la version non linéaire (Duncan et Chang 1970) du modèle FEVSM (chapitre II)

Dans ce chapitre, une deuxième application de NABCULVERT pour analyser la réponse des conduites enterrées et le milieu environnent subdivisés en tranches verticales (MTV) sous chargement réparti appliquée à la surface du sol au dessus de la conduite ainsi tout au long de la surface du sol. Après une validation avec le modèle proposé par Abuhajar et al. 2015 ($FLAC^{2D}$), une étude paramétrique a été effectuée pour étudier le rapport entre la hauteur du sol et la largeur du ponceau H/B_c avec une épaisseur t de la paroi de la conduite égale à 0.5, aussi l'étude de l'effet de rapport t/B_c.

VI.2- **Classifications des pipelines**

Les conduites flexibles en plastique ont été largement utilisées dans les systèmes à gaz, pétrole, eau potable, égouts et lignes de télécommunication en raison de leurs nombreux avantages par rapport aux conduites rigides en acier ou en béton, parmi ces avantages le coût de matériau est moins coûteux pour les conduites en plastique par rapport aux conduites métalliques.

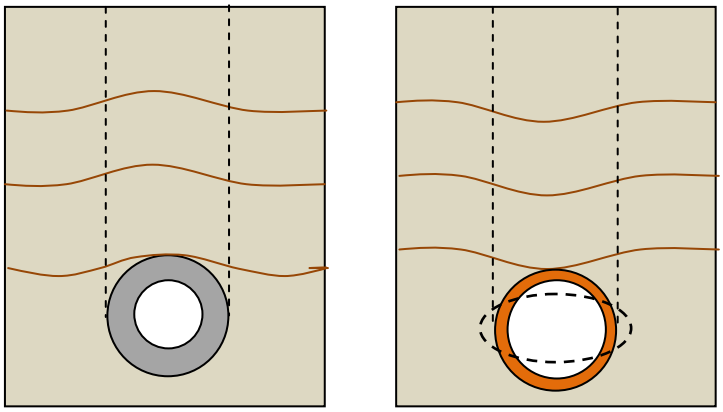
En outre, la flexibilité légère est offerte pour les conduites en plastique, susceptible de réduire le coût lié à leurs installations. Il a été suggéré que, par rapport aux conduites en acier, les conduites en plastique nécessitent moins d'entretien pendant leur fonctionnement à vie.

En raison de ces avantages, les conduites en plastique ont été utilisées en terrain accidenté, en présence de produits chimiques agressifs et dans des climats extrêmes.

En particulier, les conduites en polyéthylène (PE), sont devenues largement populaires dans l'industrie de distribution de gaz naturel depuis son introduction à la fin des années 1960. Les conduites en PEMD ont l'avantage supplémentaire d'avoir une dureté plus élevée et une ténacité à la rupture avec une résistance et une rigidité à long terme comparable à celles du PEHD (Polyéthylène Haute Densité) (Stewart et al, 1999). Ces conduites ayant différents diamètres de 12.5 mm à 610 mm, et sont disponibles dans une gamme d'épaisseur variable contrairement à celles qui sont en plastique ayant des petits diamètres, utilisées dans les réseaux de distribution.

Les pipelines sont généralement divisés en deux types, rigides et flexibles. Bien que la conduite rigide est analogue à une poutre rigide qui supporte les charges du sol en raison de la résistance de la conduite sous forme d'anneau, une conduite flexible est analogue à un arc, car les conduites flexibles reposent sur la poussée horizontale du sol qui leur permet de résister à des charges verticales, sans déformation excessive. En outre, des conduites rigides, telles que les conduites en béton armé, ne se déforment pas sous la charge suffisamment maximale et produit une retenue importante au niveau du côté du sol dans lequel il est prévu en raison des caractéristiques des matériaux rigides. D'autre part, les conduites flexibles, en plastique ou en acier à parois minces, doivent être capables d'avoir une flexibilité sous charge maximale (figure 6.2).

Donc il est nécessaire de tenir compte de ces caractéristiques différentes des conduites rigides ou flexibles.



(a) (b)

Figure 6.2 : L'effet du tassement du sol sur : (a) conduite rigide (b) conduite flexible

Marston (1930) classée les conduites en rigides, semi-rigides et flexibles :

- ***Conduites rigides*** *:*

Dans le plan transversal, elles ne peuvent y avoir de déformation suffisante pour modifier leurs dimensions verticales ou horizontales plus de 0.1% sans provoquer des fissures gravement préjudiciable.

- ***Conduites semi-rigides***

Dans le plan transversal, elles peuvent être déformées suffisamment pour modifier leurs dimensions verticales ou horizontales plus de 0.1%, mais pas plus de 3.0% sans provoquer de fissures gravement préjudiciable.

- ***Conduites flexibles***

Dans le plan transversal, elles peuvent être déformées suffisamment pour modifier leurs dimensions verticales ou horizontales plus de 3.0% avant de provoquer des fissures gravement préjudiciable.

Dans la classification de Marston (1930), l'interaction entre le sol et la conduite a été ignorée, en d'autres termes, le comportement des conduites peut être modifié d'une catégorie à l'autre.

Afin d'examiner la conduite et le sol comme un système composite, Gumbel (1983) a introduit un paramètre défini comme le rapport de la rigidité à la flexion :

$$Y = \frac{E_s^*}{S_f} \tag{6.1}$$

Où :

$S_f = E_p^* I/D^3$: Rigidité à la flexion de l'anneau de la conduite,

$E_p^* = E_p/(1-\nu_p^2)$: Module de déformation plane de la conduite,

$E_s^* = E_s/(1-\nu_s^2)$: Module de déformation plane du sol,

D : Diamètre de la conduite,

E_p : Module de Young de la conduite,

E_s : Module de Young du sol,

ν_p : Coefficient de Poisson de la conduite,

ν_s : Coefficient de Poisson du sol,

I : Moment d'inertie de la paroi par unité de longueur par rapport à un axe normal à la section transversale de la conduite,

Sur la base de la valeur de Y, le comportement du système sol -conduite est considéré comme:

1- Rigide si $Y < 10$.
2- Intermédiaire (semi-rigide) si $10 \leq Y \leq 1000$.
3- Souple (flexible) si $Y > 1000$.

Selon Allgood (1977), le module des contraints de sol pour distinguer entre un comportement différent du système sol- conduite a été utilisée:

1- Si $M_s/(EI/D^3) < 10$, alors le comportement du système sol-conduite est considéré comme rigide.
2- Si $10 < M_s/(EI/D^3) < 10^4$, le comportement est intermédiaire.
3- Si $M_s/(EI/D^3) > 10^4$, Le système est considéré comme flexible.

M_s est liée à E_s et ν_s de sol par l'équation suivante :

$$M_s = \frac{E_s\,(1-\nu_s)}{(1+\nu_s)(1-2\,\nu_s)} \qquad (6.2)$$

Les valeurs de M_s raportées par Lambe et Whitman (1979) pour les différents types du sol peuvent être exprimées en termes de E_s^* par :

$$M_s = \frac{E_s^*}{1-\nu_s^*} \text{ avec : } \nu_s^* = \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \qquad (6.3)$$

VI.3- **Modélisation du comportement mécanique des conduites enterrées**

La modélisation du comportement des conduites enterrées a été traitée dans la littérature suivant deux axes distincts : le comportement transversal et le comportement axial. Ce dernier n'a suscité que peu d'intérêt. En effet, la plupart des chercheures considèrent un comportement de la conduite enterrées en déformation plane, ce qui n'est pas toujours réaliste.

VI.3.1- **Comportement axial**

Le modèle le plus utilisé est celui de la poutre sur appuis élastique continu. Ce modèle considère que la poutre (conduite), dans le sens longitudinal, est continue et élastique. Le sol supportant l'ouvrage est aussi considéré élastique linéaire. Sous le chargement, la poutre (conduite) fléchit et se déforme suivant une courbe en cloche. On suppose alors que la réaction du sol, ou la pression de contact, est proportionnelle à la flèche de la conduite suivant la formule de Terzaghi. En appliquant les équations de base de la résistance des matériaux, on obtient l'équation différentielle du $4^{iéme}$ ordre de la ligne élastique de la conduite, dont la résolution donne l'effort tranchant et le moment fléchissant en chaque section de la structure.

Ce comportement n'a fait l'objet que de peu d'études. Suite à des mécanismes géotechniques (tassement différentielles, dégradation du lit de pose …) la conduite, d'une structure initialement sur appuis continu, devient une structure sur appuis espacés. Afin de tenir compte de ces éventuelles discontinuités (vides sous la conduite, joint de la conduite, tassement…), certains chercheures ont introduit les méthodes numériques pour étudier le comportement de l'ouvrage dans ces conditions (Jeyapalan et Abdel-Magid (1987)…), ces études ont montré l'importance de la prise en compte du comportement axial de la conduite.

VI.3.2- **Comportement transversal**

Le modèle de Marston et Spangler (1913) est le plus ancien et constitue la base de la plupart des règlements actuels. Marston (1927) propose une méthode de calcul de la charge verticale supporté par la conduite. Cette charge correspond au poids des terres et, éventuellement, des surcharges de surface, diminué les forces de frottement le long des parois de la tranchée. L'effet de la charge sur la structure (conduite) est affecté par certaines conditions environnementales d'installation qui contrôle l'amplitude et la direction des implantations du prisme du sol sur la structure par rapport à l'ensemble des prismes du sol extérieur immédiatement adjacent à ce prisme de sol central.

Comme le montre la figure 6.3, Lorsque le déplacement du prisme du sol se situe directement au-dessus de la structure est plus grand que celui de déplacement des prismes de sol adjacents, c'est la représentation des installations en tranchée, les couches du sol dans le prisme central sont soumises à un déplacement de forme d'arc inversé, la déformation et la pression de la terre sur la structure est réduite par la quantité des forces de cisaillement exercée sur le prisme central du sol. De même, lorsque le déplacement du prisme du sol se situe directement au-dessus de la structure est inférieur à celui des déplacements des prismes du sol adjacent, existant habituellement dans les installations en remblai : les couches du sol dans le prisme

central sont soumises à une déformation arquée. Le transfert de pression dû à ces mouvements relatifs du système sol-conduite est illustré par la figure 6.3.

En raison de l'influence de ces conditions d'installation et de l'importance reconnue lors de la détermination des charges, les installations des conduites enterrées sont classées en deux grandes catégories : des installations en tranchées et des installations en remblais.

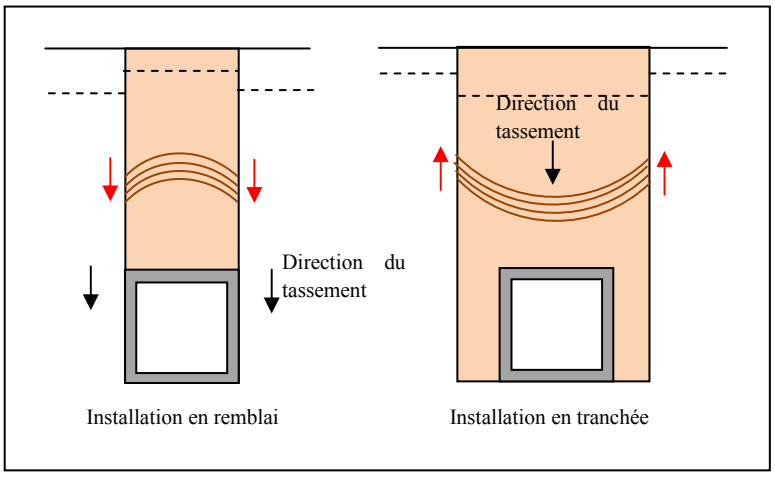


Figure 6.3 : Transfert de pression dans un système sol-conduite

Dans son approche, Marston ne s'intéresse qu'à la charge verticale concentrée au-dessus de la conduite. Ceci laisse supposer que le modèle n'est valable que dans le cas des conduites rigides. Par la suite, Spangler (1941) a généralisé le modèle de Marston aux conduites flexibles en considérant que les pressions verticales sont distribuées le long du diamètre de la conduite et les pressions horizontales sur un arc de 100° (Benmansour et al. (1997)).

VI.3.2.1- **Installation en tranchée**

La figure 6.4 représente le principe de la méthode dans le cas d'une conduite posée dans une tranchée. Les parois de la tranchée sont des surfaces de glissement préférentielles le long desquelles des forces de frottement sont activées lors du remblayage et du compactage du matériau de remplissage. En admettant que les contraintes normales à ces surfaces sont liées aux contraintes verticales par un coefficient de poussée latérale k, il est possible d'exprimer la condition d'équilibre des forces verticales agissant sur une couche de terre d'épaisseur infinitésimale. La résolution de l'équation différentielle ainsi obtenue fournit la charge verticale W agissant sur le plan horizontal passant par le sommet de la conduite, donnée par :

$$W = C_d \gamma B_d^2 \qquad (6.4)$$

$$C_d = \frac{1-e^{-2\,k\,\mu'(\frac{H}{B_d})}}{2\,k\,\mu'} \qquad (6.5)$$

Avec :

γ : Poids volumique du remblai,

k : Coefficient de poussée latérale,

H : Profondeur à laquelle se trouve le sommet de la conduite,

B_d : Largeur de la tranchée,

B_c : Diamètre de la conduite si la conduite est circulaire, ou bien la largeur si la conduite est rectangulaire.

C_d : Coefficient de charge.

μ′ : Coefficient de frottement des parois de la tranchée $\leq$ $\mu = tang\,\varphi$: coefficient de frottement du remblai.

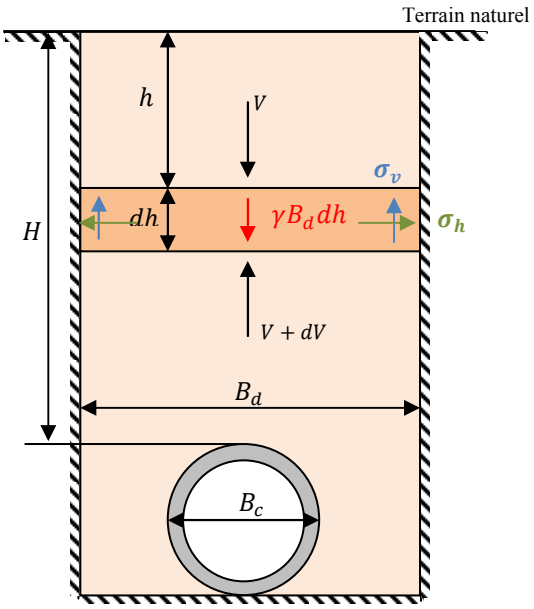


Figure 6.4 : Théorie de Marston pour une charge verticale appliquée sur une conduite enterrée (installation en tranchée).

VI.3.2.2- **Installation en remblai**

Spangler et Handy (1982) ont catégorisé les conduites enterrés en plusieurs groupes et sous-groupes en fonction des différentes conditions de construction qui influencent les charges sur les conduites souterraines (figure 6.5).

Une conduite de projection positive est celle qui est installée dans une tranchée peu profonde avec l'altitude de sol en sommet est au-dessus de la surface du sol naturel et qui est ensuite

recouverte par un remblai. Les exemples typiques sont les conduites de chemin de fer et d'autoroute.

Une conduite de projection négative est installée dans une tranchée relativement peu profonde, avec l'altitude du sol en sommet est au-dessous (inferieure) de la surface naturelle du sol, qui est ensuite recouverte d'un remblai. Ce procédé de construction à projection négative est le plus efficace pour minimiser la charge entre le sol qui ce trouve au-dessous de la conduite et la surface naturelle du sol est remplie de sol non compacté ou de matières organiques. Une conduite d'installation de tranchée imparfaite, parfois appelée conduite de tranchée induite, est un cas spécial important qui est un peu similaire à la conduite de projection négative.

Marston et Spangler ont quantifié la charge sur les conduites installées par différentes conditions de construction en résolvant des équations différentielles basées sur l'état d'équilibre d'un corps libre simplifié de prismes, et les équations proposées pour les charges prévues sont :

Conduite de projection positive

$$W = C_c \gamma B_c^2 \tag{6.6}$$

Conduite de projection négative ou imparfaite

$$W = C_n \gamma B_c^2 \tag{6.7}$$

Ou : C_n, C_c sont les coefficients de charge.

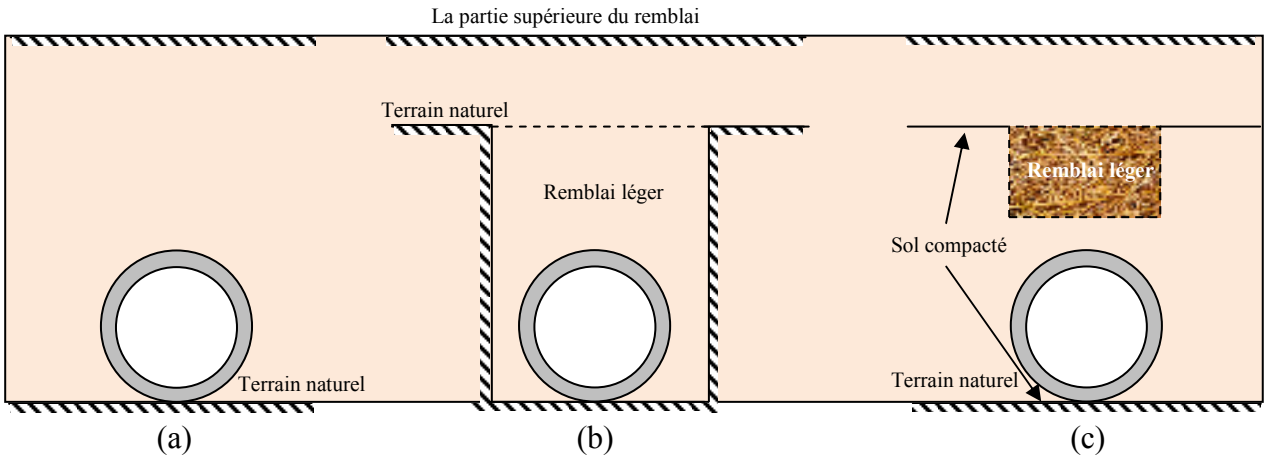


Figure 6.5 : type d'installation des conduites en remblais : (a)conduite de projection positive, (b) conduite de projection négative et (c) conduite d'installation de tranchée imparfaite.

The American Association of State and Highway Transportation 'AASHTO' basée sur la théorie de Marston et Spangler (1913) pour déterminer le facteur d'interaction sol-structure F_e, et dépendant du type d'installation, le rapport H/B_c et t/B_c (la rigidité relative de la conduite).

La charge totale de la terre W , est:

$$W = F_e \gamma B_c H \tag{6.8}$$

Ou F_e est déterminé comme suit

Pour l'installation en remblai :

$$F_e = 1 + 0.2\frac{H}{B_c} \tag{6.9}$$

Installation en tranchée :

$$F_e = \frac{C_d B_d^2}{H B_c} \tag{6.10}$$

La valeur de F_e ne doit pas être supérieure à 1.15 pour les installations avec remplissage compacté sur les côtés de la conduite, et ne doit pas être supérieure à 1.4 pour les installations avec remplissage non compacté sur les côtés de la conduite.

VI.4- **Quelques études bibliographiques**

Abuhajar et al. (2015) ont étudié la réponse des conduites enterrées sous charge statique, différents facteurs influent sur l'interaction sol-conduite comprennent la hauteur du sol au-dessus de la conduite, la configuration géométrique de celle-ci et les propriétés du sol qui l'entourent. Concernant cette étude, des essais sur des modèles physiques à petite échelle ont été effectués sur des conduites prenant en considération la hauteur, la densité du sol et la géométrie de la conduite. Les résultats de ces essais de centrifugation ont été utilisés afin de vérifier le modèle numérique (FLAC^{2D}) qui a été proposé pour étudier en détail la réponse de conduite sous charges statiques. Les résultats ont été évalués en fonction du moment de flexion et des facteurs d'interaction sol-conduite. Les résultats ont démontré que les facteurs d'interaction ne sont pas seulement en fonction de la hauteur du sol au-dessus de la conduite, mais aussi de leur épaisseur, module d'élasticité du sol et du coefficient de Poisson. Par conséquent, les résultats ont été utilisés pour établir des tableaux et des équations qui peuvent être utilisées pour évaluer la pression statique et le moment de flexion du sol pour une bonne conception de la conduite.

Une étude paramétrique détaillée a été effectuée et vérifiée avec le modèle numérique, les résultats sont présentés sous la forme de moment de flexion statique et de facteurs

d'interaction sol-conduite. Le rapport de la hauteur de remplissage du sol sur la largeur de la conduite a été étudié ($\mathrm{H/B_c} = 0 - 6.13$) pour deux épaisseurs de parois de la conduite : conduites minces ($\mathrm{t/B_c} = 0{,}06$) ou épaisses ($\mathrm{t/B_c} = 0.12$). Le rapport ${}^{\mathrm{H}}/_{B_c} = 1.53$ peut être considéré comme un rapport de limitation pour la dalle supérieure et les parois latérales parce qu'il n'y a pas de changement dans les valeurs de F_e lorsque ${}^{\mathrm{H}}/_{B_c} \geq 1.53$, tandis que pour ${}^{\mathrm{H}}/_{B_c} < 1.53$, F_e est variable. Egalement, la variation du rapport entre l'épaisseur de la conduite sur la largeur ($\mathrm{t/B_c}$) a été étudiée. Ainsi les propriétés du sol, comme la densité relative du sol, l'angle de frottement, l'angle de dilatance, le module d'élasticité et le coefficient de Poisson ont été examinés. Les résultats de cette étude paramétrique complète sont présentés dans une série de tableaux et des équations qui peuvent être utilisées pour faciliter la conception de la conduite. De plus, un exemple de conception est présenté pour démontrer le calcul de la pression du sol sur la dalle supérieure et sur les parois latérales de la conduite concernant la construction correcte de cette dernière.

La pression verticale théorique σ_v est habituellement obtenue en multipliant le poids unitaire du sol au-dessus de la conduite par sa hauteur. Pour tenir compte de l'effet de l'voute du sol, la pression verticale réelle du sol sur la dalle de la conduite dans le cas des ponceaux (box-culvert) peut être donnée par la pression verticale théorique fois le facteur d'interaction de la structure du sol F_e.

La pression verticale réelle du sol peut ainsi être donnée par :

$$\sigma_{v(théorique)} = \gamma_s \, H \tag{6.11}$$

$$\sigma_{v(réelle)} = F_e \, \sigma_{v(théorique)} \tag{6.12}$$

La pression horizontale réelle du sol est donnée par :

$$\sigma_{h(théorique)} = k \, \sigma_{v(théorique)} \tag{6.13}$$

$$\sigma_{h(réelle)} = F_e \, \sigma_{h(théorique)} \tag{6.14}$$

Avec :

$k = \frac{1+sin\varphi}{1-sin\varphi}$: Coefficient de poussée latérale.

Différent chercheures ont proposés des formules du facteur d'interaction sol-conduite F_e, résumés dans le tableau 6.1.

Tableau 6.1 : Les formules proposées de F_e.

Référence	Conduite	Formule de : F_e	Conditions :
Clarke (1967)	Circulaire	Pour l'installation du remblai, $F_e = C_c = \frac{e^{0.38\left(\frac{H}{B_c}\right)-1}}{0.38}$	
Bennett et al. (2005)	Rectangulaire (Box)	Installation en remblai : $F_e = \frac{e^{0.38\left(\frac{H}{B_c}\right)-1}}{0.38\left(\frac{H}{B_c}\right)}$ $F_e = 1.69 - \frac{0.12}{\frac{H}{B_c}}$	$\frac{H}{B_c} > 2.42$ $\frac{H}{B_c} \leq 2.42$
Tadros et al. (1989)	Rectangulaire (Box)	Installation en remblai : Sur la dalle supérieure : $F_e = 0.984 + 0.0019\ H$ $F_e = 0.970 + 0.0020\ H$	Argile limoneuse Sable limoneux
		Pour les parois latérales : $F_e = 0.600$ $F_e = 0.567$	Argile limoneuse Sable limoneux
Kim et Yoo (2005)	Rectangulaire (Box)	Installation en remblai : $F_e = D_E = 1.047\ H^{0.055}$ $F_e = D_E = 1.200\ H^{0.059}$	Fondation flexible Fondation rigide
		Pour l'installation de tranchée $F_e = D_E = e^{0.012\left(\frac{H}{B_d}\right)^2 - 0.288\left(\frac{H}{B_d}\right) + 0.375}$ $F_e = D_E = e^{0.011\left(\frac{H}{B_d}\right)^2 - 0.273\left(\frac{H}{B_d}\right) + 0.465}$	Fondation flexible Fondation rigide
Kang et al. (2008)	Rectangulaire (Box)	Installation en remblai : Sur la dalle supérieure de la conduite : $F_e = -0.005\left(\frac{H}{B_c}\right) + 1.304$ $F_e = -0.012\left(\frac{H}{B_c}\right) + 1.407$ Sur la dalle inférieure : $F_e = 0.004\left(\frac{H}{B_c}\right)^2 - 0.105\left(\frac{H}{B_c}\right) + 2.105$ $F_e = 0.006\left(\frac{H}{B_c}\right)^2 - 0.175\left(\frac{H}{B_c}\right) + 2.685$	Avec compactage latérale Sans compactage Avec compactage latérale Sans compactage

VI.5- **Modélisation numérique élaboré dans ce travail**

Le développement théorique de la formulation de la méthode des tranches verticales (voir chapitre III) est mis en application par un programme informatique développé en Fortran 'NAMPULAL'.

La deuxième application NABCULVERT est l'analyse d'une conduite enterrée (box-culvert). Le même programme NAMPULAL est appliqué mais à cet effet en utilisant un maillage 2D correspondant à ce problème d'interaction Sol-Conduite. On a utilisé le maillage proposé par Liu and Chen en 1987. Ce dernier est simple à appliquer et nécessite moins de temps d'exécution par rapport aux autres générateurs de maillage. En fonction de la complexité géométrique et de la variation du matériau, les éléments-super sont déterminés manuellement pour être raffinés en éléments plus élevés.

Le procédé de génération de maillage d'élément-super, également connu sous le nom de génération des éléments iso-paramétriques, est une méthode de génération de maillages d'éléments finis en divisant un grand élément 'élément-super' en éléments de maillage plus petits. C'est un moyen simple et efficace de générer les maillages de haute qualité.

Les données nécessaires pour définir la géométrie de la conduite, les codes des propriétés des matériaux et le type de maille à générer, l'exemple suivant montre la géométrie d'une conduite circulaire (figure 6.6) : il y a 16 éléments-super de 1 à 8 qui sont définis comme matériaux identiques définis par 1 dans le programme en réalité ils représentent la conduite, le reste des éléments-super de 9 à 16 représente le sol qui sont définies par matériau 2.

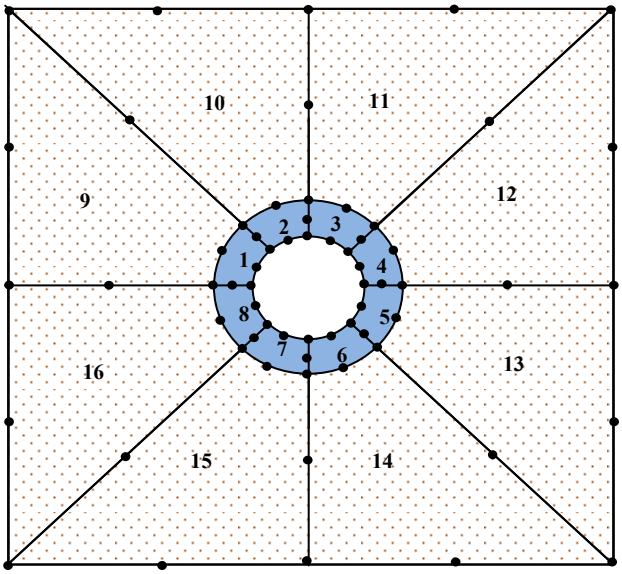


Figure 6.6 : Exemple de maillage pour une conduite circulaire.

Comme les éléments quadrangulaires sont les plus utilisés, les 16 éléments-super sont considères de type quadrangulaire à 8 nœuds.

Un élément-super parabolique est représenté sur la Figue 6.9 dont les coordonnées x et y de chaque point à l'intérieur de l'élément-super peut être lié aux huit paires de coordonnées nodales par l'équation suivante:

$$\begin{cases} x = \sum_{i=1}^{n} \mathrm{N_i}(\xi,\eta) \times X_i \\ y = \sum_{i=1}^{n} \mathrm{N_i}(\xi,\eta) \times Y_i \\ 1 = \sum_{i=1}^{n} \mathrm{N_i}(\xi,\eta) \end{cases} \tag{6.15}$$

Sous forme matricielle :

$$\begin{Bmatrix} 1 \\ x \\ y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ x_1 & x_2 & x_3 & x_4 & x_5 & x_6 & x_7 & x_8 \\ y_1 & y_2 & y_3 & y_4 & y_5 & y_6 & y_7 & y_8 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathrm{N_1} \\ \mathrm{N_2} \\ \mathrm{N_3} \\ \mathrm{N_4} \\ \mathrm{N_5} \\ \mathrm{N_6} \\ \mathrm{N_7} \\ \mathrm{N_8} \end{Bmatrix} \tag{6.16}$$

L'élément quadrangulaire à 8-nœuds est très performant dans l'analyse des structures bidimensionnelles.

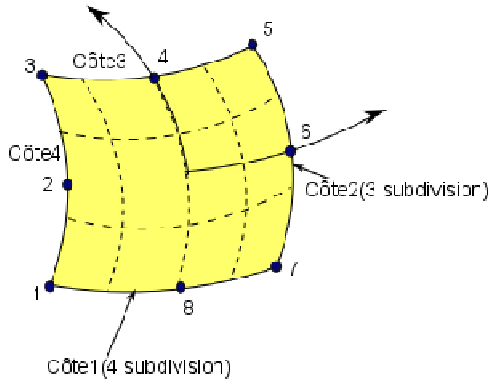


Figure 6.7 : L'élément quadrangulaire à 8 nœuds.

Les coordonnées nodales $(\mathrm{X_i}, \mathrm{Y_i})$ de l'élément-super sont connues, les coordonnées naturelles de n'importe quel point (ξ, η) sont calculées à partir de l'équation (6.15). Une fois les coordonnées des nœuds des éléments-super introduites dans le générateur de maillage, le nombre de subdivisions dans la direction ξ et η de chaque élément-super est également introduit (figure 6.7)

VI.5.1- **Validation de NABCULVERT (N**onlinear **A**nalysis of **B**ox **CULVERT**)

Afin de valider le modèle proposé NABCULVERT nous avons choisi les travaux de recherche de : Abuhajar et al. 2015 concernant l'interaction sol-conduite (ponceau) et l'étude de l'effet de la géométrie du ponceau et les propriétés du sol. Ils ont utilisés $FLAC^{2D}$ (méthode de différence finie) et une série d'essai de centrifuge.

VI.5.1.1- **Comparaison des résultats de NABCULVERT et ceux d'Abuhajar et al. (2015)**

Abuhajar et al. (2015) se sont intéressés surtout pour la réponse des ponceaux de caissons (conduite) aux charges statiques. La déformation du sol est le résultat d'une interaction complexe entre la conduite et le sol environnant à cause de la rigidité relative entre le sol et la conduite. Dans leur étude, des essais sur des modèles physiques à petite échelle ont été effectués pour étudier l'interaction sol-conduite. Les résultats de ces essais de centrifugation ont été ensuite comparés avec le modèle numérique ($FLAC^{2D}$) qui a été mis à l'œuvre pour étudier avec plus de détails la réponse des ponceaux en caissons aux charges statiques. Les résultats ont été évalués en fonction du moment de flexion et des facteurs d'interaction sol-conduite.

Ils ont étudié le rapport entre la hauteur de remplissage du sol et la largeur du ponceau $(\mathrm{H} / \mathrm{Bc} = 0 - 6.13)$ pour deux épaisseurs de parois de ponceau différentes, appelées ponceaux minces $(\mathrm{t} / \mathrm{Bc} = 0.06)$ ou épais $(\mathrm{t} / \mathrm{Bc} = 0.12)$. De plus, la variation du rapport entre l'épaisseur et la largeur du ponceau$(\mathrm{t} / \mathrm{Bc})$ et les propriétés du sol, comme la densité relative du sol, l'angle de frottement, l'angle de dilatation, le module d'élasticité et le coefficient de Poisson ont été examinés.

Les résultats ont démontré que les facteurs d'interaction des ponceaux n'étaient pas seulement fonction de la hauteur du prisme du sol au-dessus du ponceau, mais également fonction de l'épaisseur du ponceau, du module d'élasticité du sol et le coefficient de Poisson,

Par conséquent, leurs résultats ont été utilisés pour établir des tableaux et des équations qui peuvent être utilisés pour faciliter la conception des ponceaux en caissons et évaluer les valeurs de la pression statique du sol et du moment de flexion.

VI.5.1.1.1- **Modélisation par centrifugation**

Une série de tests de centrifugation statique a été menée à l'installation de centrifugation géotechnique de l'Institut Polytechnique Rensselaer (RPI) aux Etats-Unis, afin d'étudier l'effet de la réponse des ponceaux en caissons sur le sol.

Quatre tests ont été effectués, deux épaisseurs de ponceaux enterrés dans le sable sec de Nevada avec deux densités relatives différentes. Les essais du modèle de centrifugeuse statique ont porté sur la réponse des ponceaux de caisson au poids propre du sable. Les données recueillies à partir de tous les capteurs au cours des essais du centrifuge ont été interprétées pour comprendre l'interaction sol-ponceau.

Les poids unitaires maximum et minimum γ_{max}et γ_{min}étaient de $16.77kN/m^3$ et de $14.85kN/m^3$. L'angle de dilatation et l'angle de frottement étaient de 8°et 32° respectivement voir tableau 6.2. Les boîtes modèles en aluminium ont été utilisées avec une dimension externe de 76.2 mm, une épaisseur de 6.35 mm (ponceau épais) et de 3.18 mm (ponceau mince). Ces dimensions représentaient des ponceaux en béton armé de coté de 4.572 m et deux valeurs d'épaisseurs 0.533 m et 0.267 m (Flac^{2D}).

Tableau 6.2 : Les paramètres du modèle, sable dense

Paramètre du modèle	Sable dense
Densité relative $\boldsymbol{D_r}$(%)	90
Masse volumique $\boldsymbol{\rho}$(**Kg/m^3**)	1687.7
Module d'élasticité $\boldsymbol{Es}$ (**MPa**)	30
Module de cisaillement $\boldsymbol{G}$ (**MPa**)	11.7
Coefficient de poisson $\boldsymbol{\nu}$	0.28
L'angle de frottement $\boldsymbol{\varphi}$(°)	32
L'angle de dilatation $\boldsymbol{\psi}$(°)	8

La figure 6.8 montre les configurations générales des modèles de test. Les essais 1 et 2 sont pour le ponceau épais avec une densité relative de sable de 90% et 50%, respectivement et les essais 3 et 4 concernent le ponceau mince de densité relative du sable est de 50% et 90% respectivement.

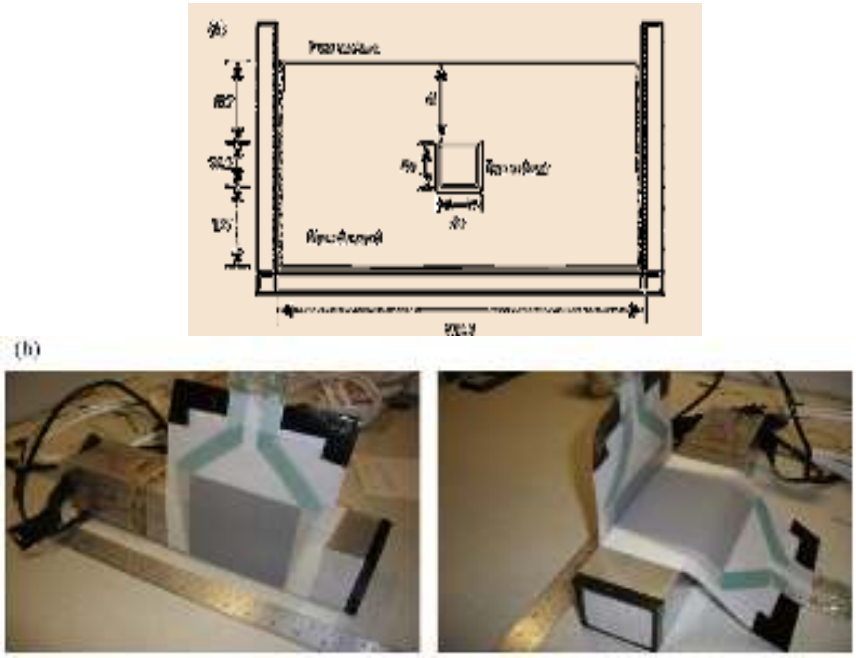


Figure 6.8 : (a) Schématisation de test de centrifugation (les mesures en mm), (b) Les instruments utilisés. (Abuhajar et al. 2015)

VI.5.1.1.2- **Modélisation numérique(FLAC^{2D})**

La modélisation numérique a été menée pour étudier les effets de plusieurs paramètres sur l'interaction des conduites enterrées. Les modèles numériques se composent de deux matériaux principaux : la conduite et le sol. La conduite a été modélisée en utilisant des éléments de revêtement, qui sont supposés de comportement linéaire, ces éléments de revêtement sont des éléments bidimensionnels à trois degrés de liberté (x-translation, y-translation et rotation) pour chaque nœud d'extrémité. La réponse du sol devrait couvrir une gamme de déformations élastiques et plastiques; donc le modèle élastique-parfaitement plastique avec critère de Mohr-Coulomb a été utilisé pour simuler son comportement non-linéaire. Le problème de la valeur limite globale était basé sur des conditions de contraintes planes et a été formulé en termes de contraintes.

Le sol a été modélisé en utilisant des zones continues et chaque zone divisée en petites grilles, comme le montre la figure 6.9. Plusieurs essais ont été effectués pour raffiner les grilles jusqu'à ce qu'il n'y ait pas de changement notable dans les résultats. Les conditions aux limites pour le modèle numérique ont simulé les mêmes conditions dans les essais de centrifugation. La base du modèle a été fixée dans les directions x et y, tandis que les bornes latérales ont été fixées dans la direction x seulement.

Dans les modèles numériques, les conditions d'interface entre la conduite et le sable ont été simulées à l'aide d'éléments d'interface. Les éléments d'interface ont été modélisées avec un système à ressorts linéaires dénommé «interface collée» dans FLAC^{2D}, qui ne permet pas de glisser, donc il permet seulement le déplacement élastique selon les raideurs : rigidité normale (k_n) et rigidité de cisaillement (k_s) entre les deux plans représentant les structures et le sol. Ces valeurs ont été ajustées pour obtenir une bonne concordance avec les données de la centrifugeuse. Après plusieurs étalonnages, les valeurs adoptées pour les deux grandeurs valeurs de rigidité sont : $k_n = k_s = 5.68\ 10^3 \mathrm{MPa}/m.$

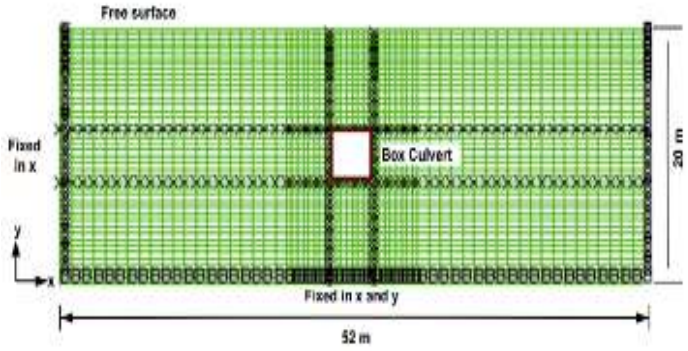


Figure 6.9 : Modèle numérique (FLAC^{2D}). (Abuhajar et al.2015)

VI.5.1.1.3- **NABCULVERT** (**N**onlinear **A**nalysis of **B**ox **CULVERT**)

Nous avons adopté le maillage suivant (voir figure 6.10), il y a 24 super éléments et 36 nœuds, pour chaque nœud on a introduit leur cordonnées (x, y) par exemple :

Le nœud 1 leur cordonnée (0, 0)

Le nœud 2 leur cordonnée (23.75, 0)

… et le nœud 36 leur cordonnée (52, 20)

Il a été choisi les mêmes propriétés du sol (tableau 6.2), de la conduite et les dimensions de maillage ceux utilisés par Abuhajar et al. 2015 (FLAC^{2D}) : 52m par rapport à x et 20m par rapport à y ainsi la conduite a une dimension de $4.572\ m \times 4.572m$ et leurs épaisseur de 0.533m, par la suite on introduit pour chaque super élément la subdivision par rapport x : 2 et par rapport y : 2 (voir figure 6.10) et au nombre de nœuds correspondant à chaque super élément par exemple :

Le super élément 1 comprend les nœuds suivants : 1, 2, 4, 3

Le super élément 2 comprend les nœuds suivants : 2, 5, 6, 4

… et le super élément 24 comprend les nœuds suivants : 29, 30, 36, 35

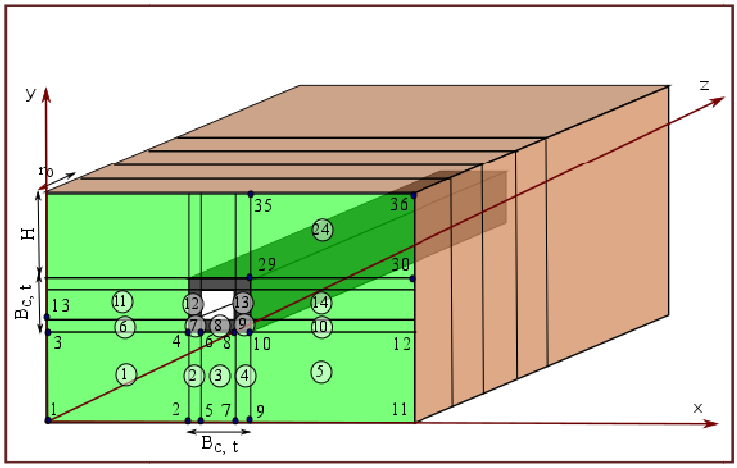


Figure 6.10 : Discrétisation de maillage

La charge externe est introduite dans le modèle comme une charge répartie $q = 100\ KN/m$ appliquée à la surface du sol au dessus de la conduite (Figure 6.11).

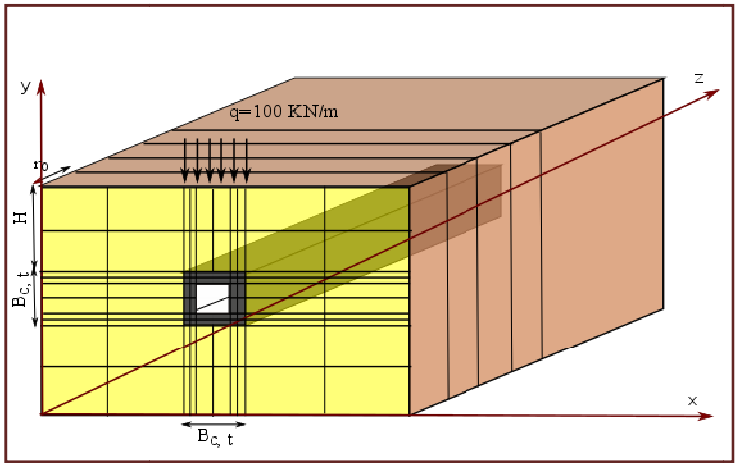
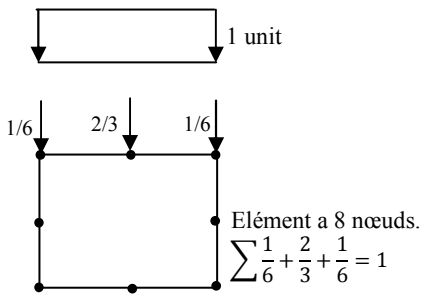


Figure 6.11 : Le maillage après raffinement.

La charge répartie q est appliquée aux nœuds en multipliant la charge q par des coefficients nodaux sachant que la somme de ces coefficients est égale a un. (Smith et al. 2014)

Exemple d'unité : (élément plane 2D)



La validation de notre code s'est articulée sur la comparaison des résultats numériques obtenus avec ceux du code FLAC^{2D} exécuté par Abuhajar et al. (2015).

En effet deux aspects ont été examinés : la variation de la pression verticale en fonction du largueur de la conduite enterrée, et l'examen de la variation de cette dernière pour plusieurs H/B_c

VI.5.1.1.4- **Variation de la pression verticale en fonction du largueur de la conduite enterrée**

La figure 6.12 illustre la variation da la contrainte verticale σ_y (KPa) en fonction du largueur de la conduite $B_c(m)$, les résultats des deux programmes NABCULVERT et FLAC^{2D} sont en bonne concordance, une légère variation remarquée dans les résultats qui sont dus à la localisation des endroits de calcule de la contrainte. Les contraintes sont calculés au point de Gauss dans les éléments situés au dessus de la conduite, cependant, celle de FLAC^{2D} sont examinées à l'interface collée.

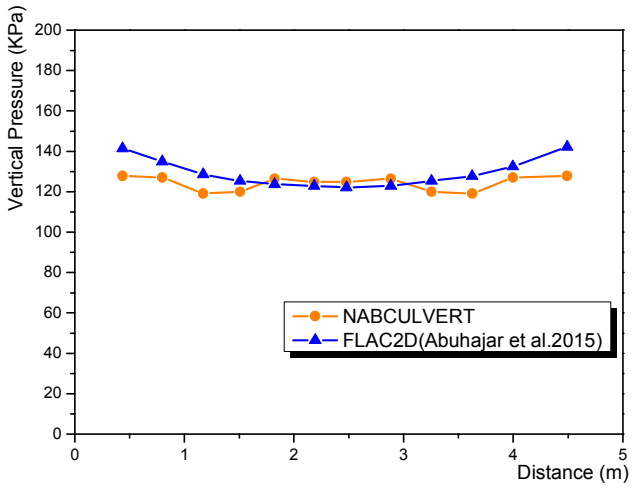


Figure 6.12 : Variation da la contrainte verticale σ_y (KPa) en fonction de la distance $B_c(m)$ de la conduite (dalle supérieure)

VI.5.1.1.5- **Variation de la pression verticale en fonction du largueur de la conduite enterrée pour plusieurs H/B_c**

Une étude paramétrique comparable à celle faite a été réalisée par Abuhajar et al. (2015)

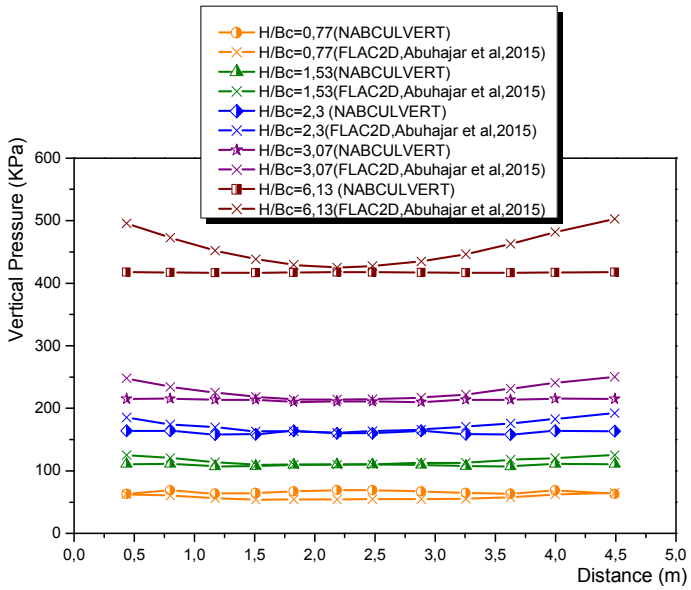


Figure 6.13 : Comparaison entre NABCULVERT et FLAC^{2D} (Abuhajar et al.2015)

'Etude de l'effet de H/B_c' avec $t = 0.533m$ (dalle supérieure)

Les résultats de la figure 6.13 montrent un bon accord entre NABCULVERT et FLAC^{2D}, en plus on a remarqué que l'allure des courbes représentées dans la figure 6.13 (FLAC^{2D}) est parabolique et cette allure courbée augmente progressivement lorsque le rapport H/B_c augmente c'est-à-dire la distance H entre la conduite et le sol augmente, par contre les courbes de notre prédiction (NABCULVERT) ne sont pas paraboliques qui montrent une variation de la pression verticale tout au long de la dalle supérieure et aux bords de la conduite, cette variation existe mais elle n'est pas très importante sauf sur les bords.

VI.5.2- **Etude paramétrique**

- L'effet de H/B_c sur la pression verticale et horizontale

Une application de la conduite enterrée sous chargement répartie tout au long de la surface du sol a été étudiée (voire figure 6.14), afin d'étudier l'effet du rapport H/B_c, on a considéré sept valeurs différentes en variant la plage d'encastrement de la conduite, c'est-à-dire les rapports H/B_c égale à 0, 0.77, 1.53, 1.76, 2.30, 3.07 et 6.2, avec une épaisseur de la conduite égale à 0.5 m.

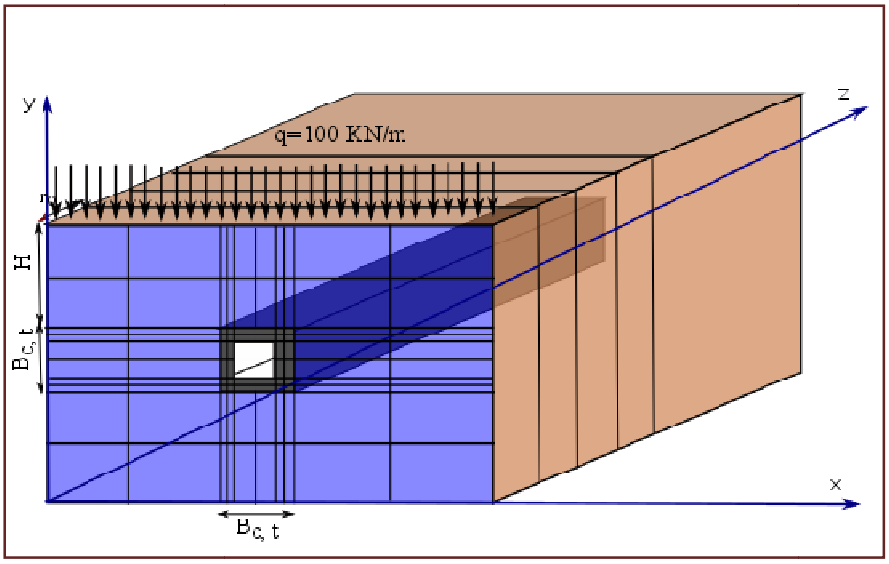


Figure 6.14 : Application de la charge q.

Les figures 6.15 et 6.16 représentent l'effet de H/B_c sur la pression verticale et horizontale σ_y et σ_x sous l'effet de la charge répartie q tout au long de la surface du sol sur la dalle supérieure et les deux côtés latéraux de la conduite. On constate que :

- La répartition de la contrainte verticale et horizontale sur la dalle supérieure augmente lorsque H/B_c augmente, idem concernant les deux côtés latéraux de la conduite.
- La variation peut importante dans la partie inférieure par rapport à la partie supérieure pour les deux côtés latéraux de la conduite, ainsi qu'une symétrie sur les deux côtés latéraux de la conduite à été remarqué.
- La grandeur de la pression verticale est importante que celle de la pression horizontale.

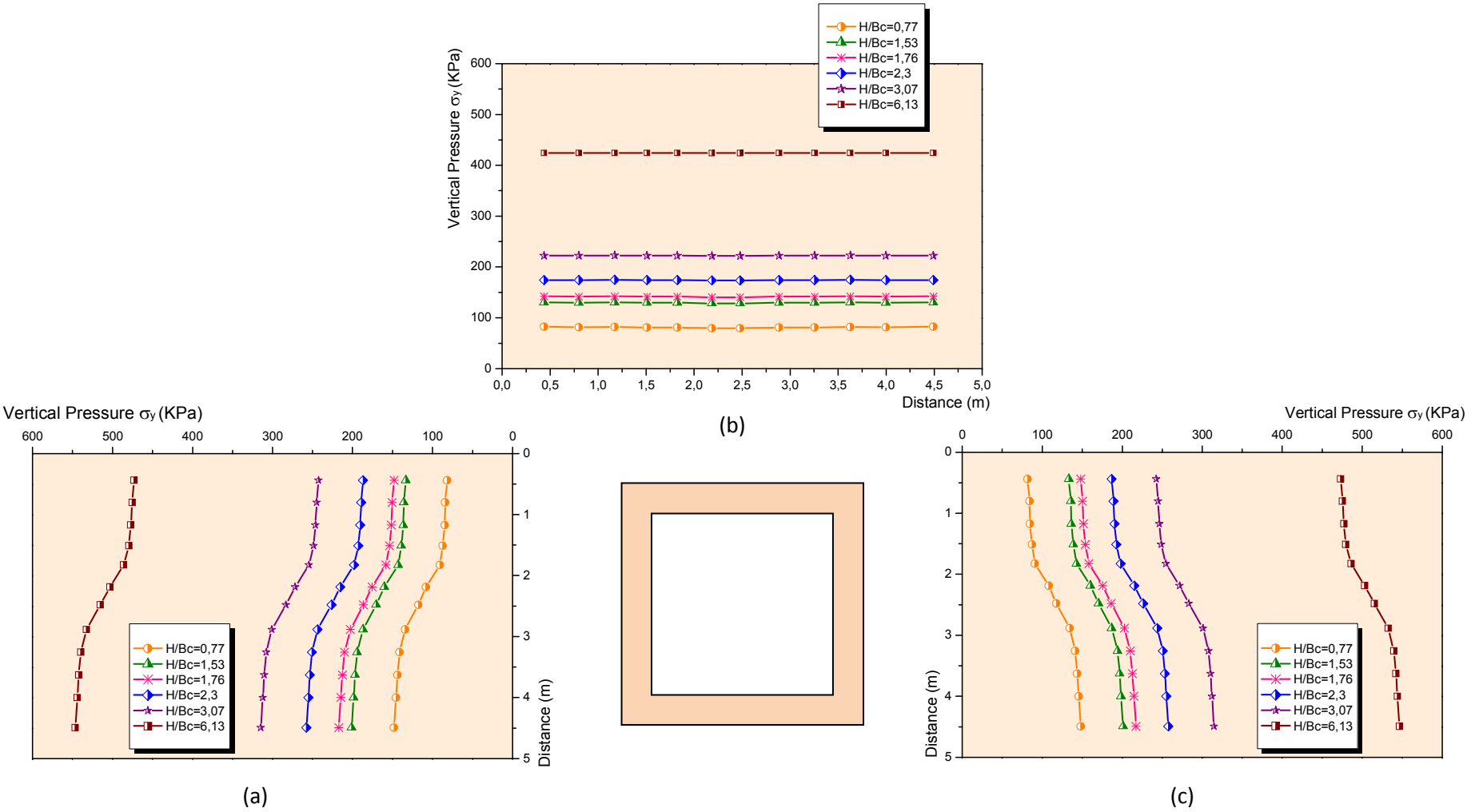


Figure 6.15 : L'effet de H/B_c sur la pression verticale σ_y sur : (a) et (c) : Les deux côtés latéraux, (b) : La dalle supérieur.

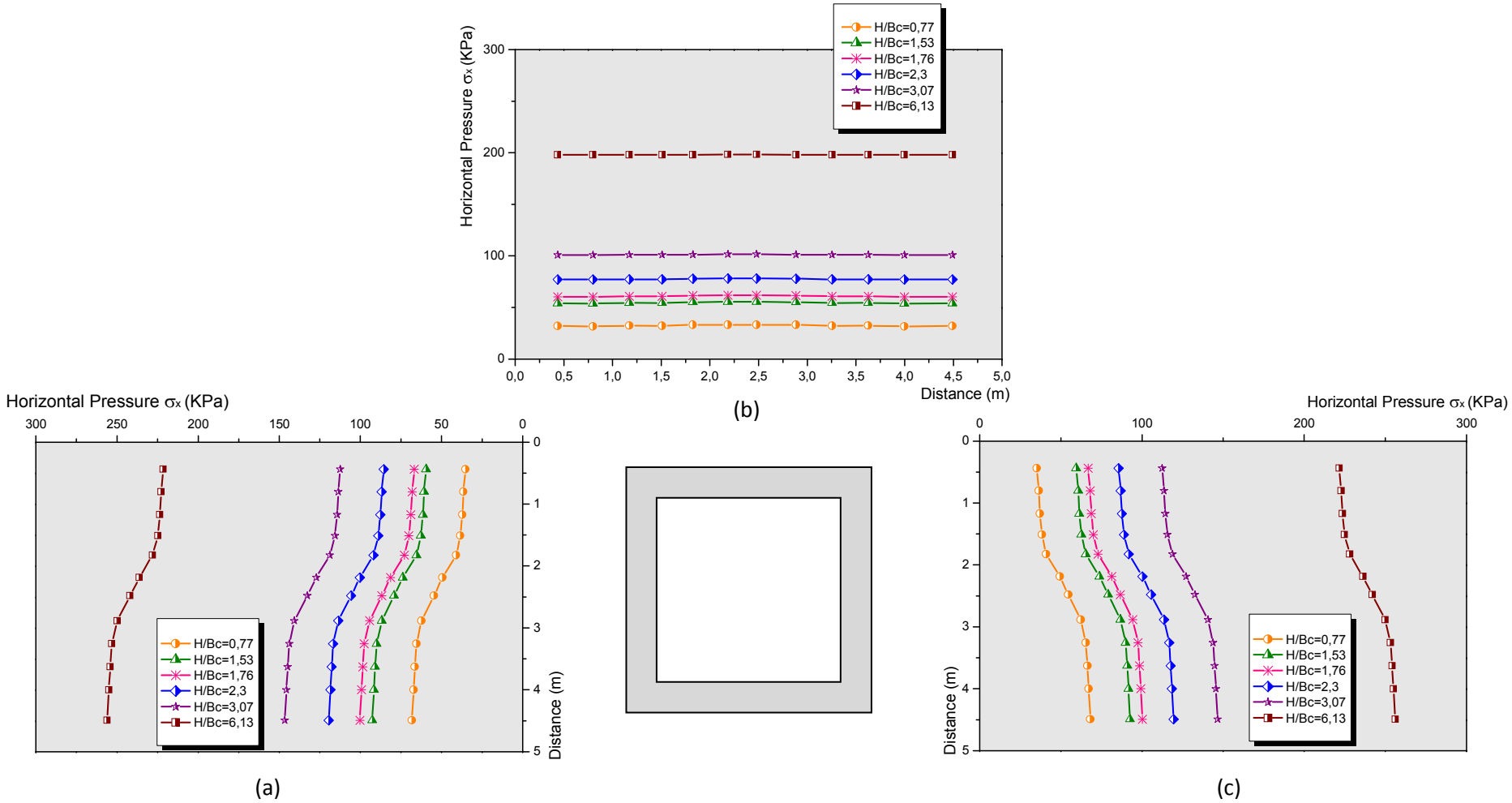


Figure 6.16 : L'effet de H/B_c sur la pression horizontale σ_x sur : (a) et (c) : Les deux côtés latéraux, (b) : La dalle supérieure.

➢ L'effet de H/B_c sur le déplacement

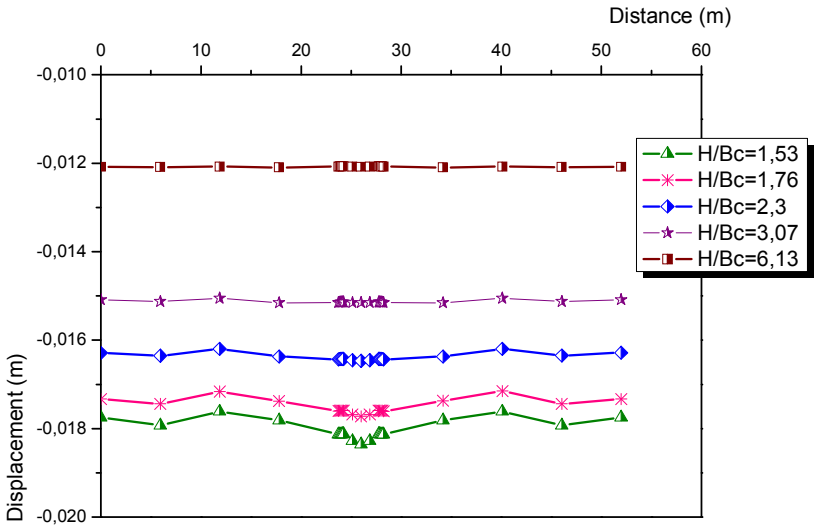


Figure 6.17 : Effet de H/B_c sur le déplacement

On note que : H/B_c a un effet sur le déplacement au niveau de la surface du sol, sachant que lorsque le rapport H/B_c augmente le déplacement diminue (voire figure 6.17).

➢ L'effet de t/B_c sur la pression verticale

Pour étudier l'effet de rapport t/B_c on a choisi quatre valeurs : 0.022, 0.067, 0.111 et 0.178, comme le montre la figure 6.18, la variation de la contrainte verticale est importante au niveau des deux côtés latéraux par rapport au centre de la dalle supérieure de la conduite, le rapport t/B_c a un effet considérable dans la partie centrale de la dalle sachant que lorsque le rapport t/B_c augmente, la variation de la contrainte verticale augmente c'est-à-dire que la conduite devient rigide 'épaisse' ($t = 0.8$), contrairement lorsque le rapport t/B_c diminue, la variation de la contrainte verticale diminue, c'est le cas d'une conduite flexible 'mince' ($t = 0.1$)

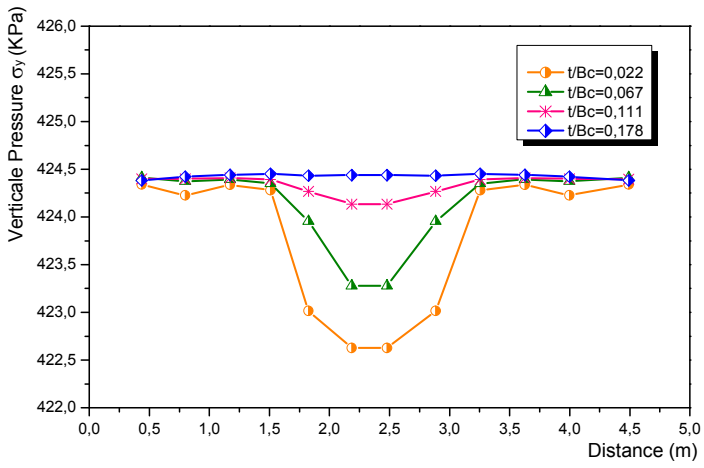


Figure 6.18 : Etude de l'effet de t/B_c sur la contrainte verticale.

VI.6- **Conclusion**

Le code élaboré NABCULVET a été appliqué pour analyser une conduite enterrée sous chargement externe, la validation de ce modèle avec l'étude d'Abuhajar et al. 2015 ($FLAC^{2D}$) donne des résultats qui sont très encouragent.

Une étude paramétrique de la conduite sous chargement répartie tout au long de la surface du sol a été faite afin d'étudier l'effet des paramètres géométriques H/B_c et t/B_c qui peuvent influer sur la pression verticale, la pression horizontale et le déplacement.

On constate que lorsque le rapport H/B_c augmente, la répartition de la contrainte verticale et horizontale sur la dalle supérieure augmente, la même remarque concernant les deux côtés latéraux de la conduite. Contrairement au déplacement, lorsque le rapport H/B_c augmente le déplacement diminue au niveau de la surface du sol.

Des observations similaires au rapport H/B_c ont été également faites en termes d'effet d'épaisseur, la variation de la contrainte verticale est importante au niveau des deux côtés latéraux par rapport au centre de la dalle supérieure de la conduite, le rapport t/B_c a un effet considérable dans la partie centrale de la dalle sachant que lorsque le rapport t/B_c augmente, la variation de la contrainte verticale augmente.

Donc la fiabilité de notre programme NABCULVERT est vérifiée, car il utilise les deux méthodes numériques puissantes qui sont la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis. En plus, il comprend le modèle hyperbolique des sols, qui est un critère de sol excellent. Les prédictions obtenues sont en bon accord avec $FLAC^{2D}$.

Chapitre

VII

Conclusions Générales et Perspectives

VII.1- **Résumé et conclusions**

La modélisation des ouvrages géotechniques par l'application de la méthode des éléments finis a connu un développement considérable depuis une cinquantaine d'années. Cette évolution est due à l'accroissement des moyens informatiques, également à la possibilité offerte par cette méthode de prendre en compte d'une manière relativement simple, des lois complexes développées pour décrire le comportement du sol.

De nombreuses méthodes de calculs différents pour analyser les structures géotechniques , telle que les méthodes analytiques simples, d'analyse simple et les méthodes numériques telle la méthode de éléments finis, ont également largement contribué aux progrès réalisés dans la compréhension des divers types de comportement des ouvrages en considérant des lois de comportement,

L'évolution des outils des mesures appliqués au domaine de la géotechnique a permis de mettre en évidence le comportement non linéaire et anisotrope des sols sous petites déformations, la phase sous laquelle se déforment la plupart d'ouvrages géotechniques. La définition complète du comportement du sol nécessite alors l'identification de deux phases : les très petites déformations où le comportement du sol est élastique linéaire anisotrope et les petites déformations sous lesquelles le comportement est anisotrope et fortement non linéaire. Néanmoins, la raideur et l'anisotropie d'un sol sont affectées par un grand nombre de facteurs. Leur détermination correcte est une tache complexe mais il est important de tenir compte de ces facteurs lors de la simulation du comportement des sols.

La méthode appelée méthode des éléments finis à tranche verticales (VSM) basée sur le découpage de la structure et le continuum environnant en tranches verticales et chaque tranche est analysée séparément par la méthode des éléments finis bidimensionnelles et la méthode de différence finie ; cette méthode efficace a été présenté par Amar Bouzid et al. 2005 ; est étendue dans ce travail de recherche à prendre en compte la non linéarité du sol.

Afin de réaliser cette tâche, un programme informatique appelé NAMPULAL écrit en Fortran basé sur le modèle hyperbolique de Duncan et Chang est élaboré. Ce dernier a été choisi pour sa simplicité et sa facilité de mise en œuvre dans le code de calcul. La validation de ce modèle proposé par rapport aux autres études dans les quelles les auteurs utilisent des logiciels

commerciaux Flac^{3D}, ABAQUS et Plaxis a montré un accord parfait, prouvant la robustesse de l'approche proposée.

Deux problèmes d'interactions sol-structures ont été analysés dans cette thèse de recherche, le premier est l'application de NAMPULAL pour examiner le comportement latérale du monopieu supportant les éoliennes offshores, dans le but d'estimer avec précision la fréquence naturelle de la structure éolienne offshore.

Des expressions quantifiant en termes de facteur de rigidité du sol/monopieu K_L, K_{LR} et K_R a été présentée et discutée dans cette recherche. Par conséquent, NAMPULAL a été appliqué pour déterminer ces coefficients selon une méthodologie nette et détaillée.

Les valeurs obtenues des fréquences naturelles étaient en général en bon accord avec celles qui sont prévues comme celles mesurées.

Une deuxième application faussant intervenir un deuxième code élaboré NABCULVERT a été réalisée pour analyser la réponse des conduites enterrées sous chargement répartie appliquée au niveau de la surface du sol. La validation de ce modèle proposé avec des études tirées de la littérature donne des résultats très encourageant. Donc notre programme NABCULVERT est fiable car il est défini sur la base des deux méthodes numériques puissantes qui sont la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis. En plus, il comprend le modèle hyperbolique des sols, qui est un critère de sol excellent.

VII.2- **Perspectives**

- La continuité de cette recherche peut se faire avec l'extension des paramètres régissant les argiles dans le code NAMPULAL
- L'extension de NAMPULAL aux chargements cycliques aux quels les OWT sont généralement soumises, le dimensionnement des monopieux avec prise en compte des chargements cyclique est important
- Adopter le programme NAMPULAL par l'analyse d'autres problèmes d'interaction sol-structure ou même comportement des sols sous l'effet de leurs gravités telles que les glissements de terrains, ou les glissements stabilisés par les pieux.

Références

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) 2004. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (3rd edn). AASHTO: Washington, DC.

Abed Y, Amar Bouzid Dj, Bhattacharya S and Aissa MH (2016) Static impedance functions for monopiles supporting offshore wind turbines in non-homogeneous soils-emphasis on soil / monopile interface characteristics. Earthquakes and Structures, an International Journal 10(5): 1143-1179.

Abuhajar O, El Naggar H, Newson T (2015) Static soil culvert interaction the effect of box culvert geometric configurations and soil properties, computers and Geotechnics 69: 219-235.

Abuhajar O, El Naggar H, Newson T (2015) Experimental and numerical investigations of the effect of buried box culverts on earthquake excitation, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 79: 130 -148.

Abuhajar O, El Naggar H, Newson T (2016) Numerical modeling of soil and surface foundation pressure effects on buried box culvert behavior, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ISSN: 1090 -0241.

Abolmaali A, Kararam A (2015) Nonlinear Finite-Element-Based Investigation of the Effect of Bedding Thickness on Buried Concrete Pipe, Journal of Transportation Engineering, vol. 13, ISSN 0733-947.

Achmus M, Abdel-Rahman K and Peralta P (2005) On the design of monopile foundations with respect to static and quasi-static cyclic loading. Copenhagen Offshore Wind 1-9.

Achmus M, Kuo YS and Abdel-Rahman K (2009) Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load. Computers and Geotechnics 36:725-735.

Achmus M, Lemke K, Abdel-Rahman K and Kuo Y-S (2015) Numerical approach for the derivation of the interaction diagrams for piles under cyclic axial loading. Proceedings of the 25th International Ocean and Polar Engineering conference Kona, Big Island, Hawai, USA.

Achmus M. (2010) Design of Axially and Laterally Piles for the Support of Offshore Wind Energy Converters. Indian Geotechnical Conference 94-102.

Adhikari S and Bhattacharya S. (2011) Vibrations of wind-turbines considering soil-structure interaction Wind and Structures 14(2): 85-112.

Adhikari S and Bhattacharya S (2012) Dynamic analysis of wind turbine towers on flexible foundations. Shock and Vibrations 37-56.

Aissa MH, Amar Bouzid Dj and Bhattacharya S (2016) Monopile head stiffness for serviceability limit state calculations in assessing the natural frequency of offshore wind turbines. International Journal of Geotechnical Engineering 2017, 1-17

Ai-Shayea N, ljauwad Abdu S, Bashir R, Al-Ghamedy H and I. Asi (2001) Determination of parameters for a hyperbolic model of soils from the eastern province of Saudi Arabia. Journal of Geotechnical Engineering, 149 Issue 4.

Allgood J R (1977) Structures in soil under high loads. Journal of soil mechanics and foundations, American society of civil engineers, 97 (3):565-579.

Amar Bouzid Dj (2007) Modélisation Numérique de L'interaction Sol-Semelle-Pieu Sous Sollicitations Latérales. Thèses de Doctorat. Ecole Nationale Polytechnique, El-Harrach, Alger.

Amar Bouzid Dj, Bhattacharya S and Otsmane L (2018) Assessment of natural frequency of installed offshore wind turbines using nonlinear finite element model considering soil-monopile interaction. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 10(2018)333-346.

Amar Bouzid Dj, Tiliouine B and Vermeer PA (2004) Exact formulation of interface stiffness matrix for axisymmetric bodies under non-axisymmetric loading. Computers and Geotechnics 31:75–87.

Amar Bouzid Dj, Vermeer PA and Tiliouine B (2005) Finite element vertical slices model: Validation and application to an embedded square footing under combined loading. Computers and Geotechnics 32:72-91.

Amar Bouzid Dj, Vermeer PA, Tiliouine B and Mir M (2005) An efficient pseudo three-dimensional FE model: Presentation and analysis of two soil/foundation interaction problems. International journal of Computational methods 2(2): 231-253.

API: American petroleum Institute and International Organization for Standardization (ISO).(2011).ANSI/API Specification RP 2GEO. Geotechnical Considerations and Foundation Design for Offshore Structures. Washington, DC: API.

Arany L, Bhattacharya S, Adhikari S, Hogan SJ and Mcdonald JHG (2015) An analytical model to predict the natural frequency of offshore wind turbines on three-spring flexible foundations using two different beam models. Soil Dynamics and Foundation Engineering 74: 40-45.

Arany L, Bhattachary S., Hogan SJ and Macdonald J (2014) Dynamic soil-structure interaction issues of offshore wind turbines. Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, Porto, Portugal, EURODYN, 3611-3617.

Arany L, Bhattacharya S, Adhikari S, Mcdonald JHG and Hogan SJ (2016) Closed form solution of eigen frequency of monopile supported offshore wind turbines in deeper waters stiffness of substructure and SSI. Soil Dynamics and Foundation Engineering 83: 18-32.

Aristonous M T, Jacobo Bielak and Paul Christiano (1991) Three-dimensional nonlinear study of piles. Journal of Geotechnical Engineering 3, 429-447.

Aristonous M T, Jacobo Bielak and Paul Christiano (1991). Simplified Model for Analysis of One Or Two Piles 116, 448-466.

Augustesen AH, Brodbaek KT, Moller M, Sorensen SPH, Ibsen LB, Pedersen TS and Andersen L (2009) Numerical modelling of large-diameter steel piles at Horns Rev. Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing. Paper 239, Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland.

Baldi G, Bellotin R, Ghoinna VN, Jamoilkowski M and Lo Presti DCF (1989) Modulus of sands from CPT's and DMT's. In: Proceedings of the twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1:165-170.

Bashar S Qubain, Victor N Kaliakin and Joseph P. Martin (2003) Variable Bulk Modulus Constitutive Model for Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol129, N°2

Belvins RD (2001) Formulas for Frequencies and Mode shapes. Malabar, Florida, USA.

Bennett RM (2005), Wood SM, Drumm EC, Rainwater NR. Vertical loads on concrete box culverts under high embankments. J Bridge Eng – ASCE, 10(6):643–9

Benmansour A, Auvinet G and Soubra A H (1997) Reliability approach to buried pipes behavior, Revue Française de géotechnique N°80.

Bhattacharya S. (2011) SDOWT : Simplified Dynamics of Wind Turbines. User's Manual, Bristol Laboratory for Advanced Dynamics Engineering, Bristol, UK.

Booker JR, Baalam NP and Davis H (1985) The behavior of an elastic non-homogenous half-space, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 353-367.

Briaud J L, Smith TD, Meyer BJ (1984) Using Pressuremeter Curve to Design Laterally Loaded Pile. Proceedings of the 15th Annual Offshore Technology Conference, OTC 4501, 495–502, Houston, Texas, USA

Brødbæk KT, Møller M, Sørensen SPH, Augustesen AH (2009) Review of p-y Relationships in Cohesionless Soil. Aalborg University.

Cambou B. and Jafari K. (1988). Modèle de comportement des sols non cohérents.Revue Française de Géotechnique, 44, 43-55.

Carter JP and Kulhawy FH (1992) Analysis of laterally loaded shafts in rock. Journal of Geotechnical Engineering 118(6): 839-855.

Chatterjee K, Choudhury D and Harry G Poulos (2015). Seismic analysis of laterally loaded pile under influence of vertical loading using finite element method. Computers and Geotechnics 67, 172–186

Chen W F, Mizuno E (1990). Nonlinear analysis in soil mechanics: theory and implementation. Developments in geotechnical engineering 53, Elsevier Science Publishers B.V., The Netherlands.

Chen W F, Mccorron W O (1986). Plasticity modeling and its application to geomechanics. In: Proc. Int. Symp. on Recent Developments in Laboratory and Field Testing and Analysis of Geotechnical Problems, Bangkok, Balkema, 467-510.

Clarke NWB (1967). The loads imposed on conduits laid under embankments or valley fills. Proc Inst Civ Eng Struct Build; 36:63–98.

Coquillay S, Bourgeois E, Mestat ph (2003) A Non-linear elastic-plastic model for the analysis of the experimental shallow foundations of the site of Labenne. Fondations superficielles. Magnan et Droniuc (ed.), Presses de l'ENPC/LCPC, Paris

Coquillay, S. (2005). Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques, Thèse de doctorat à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Damgaard M, Bayat M, Andersen LV and Ibsen LB (2014) Assessment of the dynamic behavior of saturated soil subjected to cyclic loading from offshore monopile wind turbine foundations. Computers and Geotechnics 61: 116–126.

Damgaard M, Bayat M, Andersen LV and Ibsen LB (2015) Dynamic response sensitivity of an offshore wind turbine for varying subsoil conditions. Ocean Engineering 101: 227–234.

Dan A Brown and Chine-Feng Shie (1990) Numerical Experiments into Group Effects on the Response of Piles to Lateral Loading, Computers and Geotechnics 10, 211-230.

Dan A. Brown and Chine-Feng Shie (1990) Three dimensional finite element model of laterally loaded piles. Computers and Geotechnics 10, 59-79.

De Gennar V and FRANK R (2005) Modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis. Ed. CERMES.

Desai C. D. and Sirtwardane H J. (1984) Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geological materials, edited by Desai, C. D. et Sinwardane, H. J

Dickin EA, King GJW (1982) The behavior of hyperbolic stress-strain models. International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Zurich 303-311.

DNV: Det Norske Veritas. DNV-OS-J101 (2004) Offshore standard: Design of offshore wind turbine structures, Hellrup, Danmark.

Doherty P, Li W and Gavin K (2012) Field lateral load test on monopile in dense sand. Offshore Site Investigation and Geotechnics: Integrated Technologies-Present and Future, 12-14 September, London, UK.

Durocher L and Gasper A (1979) A versatile two-dimensional mesh generator with automatic bandwidth reduction. Cornput. Struct. 10, 561-575.

Durocher, L. A., Gasper, A., Rhoades, G. (1978). A numerical comparison of axisymmetric finite elements. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 12: 1415-1427 .

Duncan JM and Schaefer VR (1988) Finite element consolidation analysis of embankments. Computers and Geotechnics 6, 77-93

Duncan JM and Chang C-Y (1970) Nonlinear analysis of stress and strain in soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE 96(SM5):1629-1653.

Likitlersuang S, Surarak C, Balasubramania A, Oh E, Syeung Ryull K, Wanatowski D (2013). Duncan-Chang- Parameters for Hyperbolic Stress Strain Behaviour of Soft Bangkok Clay, Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013

Duncan JM (1980) Hyperbolic stress-strain relationships. Proceedings of the Workshop on Limit Equilibrium, Plasticity and Generalized Stress-Strain In Geotechnical Engineering, ASCE 443-460.

Duncan JM, Wong KS, Byrne P and Mabry P (1980) Stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analysis of stresses an movements in soil masses. Technical report UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, USA.

Duncan JM and Wong KS (1999) User's Manual for SAGE. Volume II—"Soil Properties Manual." Centre for Geotechnical Practice and Research, Virginia Polytechnic Institute and State University.

Drucker, D. C., Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis of limit design. Quart. Applied Mathematics, 10(2): 157-162.

Ermime T (2012) Etude de l'interaction du sol de fondation avec les ouvrages portuaires utilisant des pieux. Thèses de Magister. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

Gembel J E (1983) Analysis and design of buried flexible pipe, Ph.d. thesis University of surrey, England.

Gerolymos N and Gazetas G (2006) Static and dynamic response of massive caisson foundations with soil and interface nonlinearities-validation and results. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26, 377-394

Hejazi Y (2010) Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques. Thèses de doctorat. L'Institut national des sciences appliquées de Lyon.

Henia M. Analyse numérique de la réponse non linéaire d'un pieu sous sollicitations latérales. Thèses de Doctorat. Université Mentouri Constantine.

Herrmann L R (1978), User's manual for REA (General two dimensional soils and reinforced earth analysis program), Department of civil engineering report, University of California, Davis.

Higgins W, Vasquez C, Basu D and Griffiths DV (2013) Elastic solutions for laterally loaded piles, Journal for Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 139(7): 1096-1103.

Janbu N (1963) Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wissbaden, Germany, 1:19-25.

Jâky JA (1944) Nyugalmi nyomâs tényezöje (The coefficient of earth pressure at rest), Agyar Mérnok és Epitész Egylet Közlönye (Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers), 355-358.

Jeyapalan J K and Abdel-Magid A M (1987) Longitudinal stresses and strains in design of RPM pipes, Journal of Transportation Engineering, ASCE. Vol. 113, pp.315-331.

Jin-Hak Yi, Sun-Bin Kim, Gil-Lim Yoon and Lars Vabbersgaard Andersen (2015) Natural frequency of bottom-fixed offshore wind turbines considering pile-soil-interaction with material uncertainties and scouring depth. Wind and Structures, An International Journal 21(6).

Jonathan D. Bray, Raymond B. Seed and Bolton Seed H (1994) Analysis of Earthquake Fault Rupture Propagation Through Cohesive Soil. Journal of Geotechnical Engineerring Vol120, N°3425

Jung S., Sung-Ryul Kim, Atul Patil, Le Chi Hung (2015) Effect of monopile foundation modeling on the structural response of a 5-MW offshore wind turbine tower. Ocean Engineering 109 : 479 -488.

Kaliakin V N (1998) Details Concerning Quasilinear Elastic (Hyperbolic) Material Idealizations. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Delaware.

Kang J, Parker F, Kang YJ, Yoo CH (2008) Effects of frictional forces acting on sidewalls of buried box culverts. Int J Numer Anal Methods, 32(3):289-306.

Katona MG, Vittes PD, Lee CH, Ho HT (1981). CANDE-1980: box culverts and soil models. Report no. FHWA/RD-80/172. Washington, DC: Federal Highway Administration; p. 214.

Katona MG, Vittes PD (1982) Soil-structure analysis and evaluation of buried box-culvert designs. Transport Res Rec Transport Res Board;878:1–7[Washington, DC].

Kay S, Kraan MV (2000) Geotechnical data analysis-stage 1, offshore wind turbines at exposed sites, north sea, Fugro Engineers BV, Leidschendam, The Netherlands.

Kempfert H G, Gebreselassie B (2006). Excavations and Foundations in Soft Soils, Springer, Heidelberg.

Khabazian M, Kaliakin VN and Meehan CL (2011) Performance of quasilinear elastic constitutive models in simulation of geosynthetic encased columns. Computers and Geotechnics, 38:998-1007.

Kim K, Yoo CH (2005) Design loading on deeply buried box culverts. J Geotech Geoenviron Eng –ASCE, 131(1):20–7

Kirkgard M N, Lade P V (1993) Anisotropic three -dimensional behaviour of a normally consolidated clay. Canadian Geotechnical Journal, 30, 848-858.

Kondner RL (1963) Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 89(SM1):115-143.

Kondner RL and Zelako JS (1963a) A hyperbolic stress-strain formulation for sands. Proceedings of the 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1:289-324.

Kondner RL and Zelako JS (1963b) Void ratio effects on the hyperbolic stress-strain response of a sand, Laboratory shear testing of soils, ASTM STP N°.361, Ottawa.

Kulhawy FH and Duncan JM (1972) Stresses and movements in Oroville dam. J. Soil. Mech. Found. Engng. Div., 98:653-665.

Kuppusamy T, Mark A. Zarco and Robert M. Ebeling (1994) User's Guide for the Incremental Construction, Soil-Structure Interaction Program SOILSTRUCT with Far-Field Boundary Elements. Virginia Polytechnic Institute and State University.

Lade PV, Nelson RB and Mang HA (1987) Modelling the elastic behaviour of granular materials. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 11:521-542.

Laman M, King G J W and Dickin E A (1999) Three-dimensional finite element studies of the moment-carrying capacity of short pier foundations in cohesionles s soil, Computers and Geotechnics 25 , 141-155

Lamas F, Oteo C and Chacón J (2011) Influence of carbonate content on the stress-strength behaviour of neogene marls from the betic cordillera (Spain) in cutriaxial tests using a quasilinear elastic (hyperbolic) model. Engineering Geology 122, 160–168

Lambe T W and whitmen R V (1979) Soil mechanics. Si version, John wiley and sons

Lawrence L. Durocher, Gasper A (1978) Aversatile two-dimensional mesh generator with automatic bandwidth reduction, Computers & Structures vol 10, pp 561-575

Leblanc C (2009) Design of offshore wind turbine support structures-selected topics in the field of geotechnical engineering. Aalborg University, Denmark.

Leipholz, H. (1974). Theory of elasticity, Noordhoff International Publishing, Netherlands.

Lesny K, Wiemann J (2006) Finite-Element-Modelling of Large Diameter Monopiles for Offshore Wind Energy Converters. Atlanta, GA, USA, 2006.

Likitlersuang S, Surarak C, Syeung Ryull K and Wanatowski D (2013) Duncan-Chang - Parameters for Hyperbolic Stress Strain Behaviour of Soft Bangkok Clay. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris

Liu Y, CHEN K (1987) A two-dimensional mesh generator for variable order triangular and rectangular elements. Computers & Structures vol 29, pp 1033-1053

Lin C, Han J, Bennett C and Robert L. Parsons (2016) Analysis of laterally loaded piles in sof t clay considering scour-hole dimensions. Ocean Engineering 111, 461-47 0

Liu CH, Wong JY and Mang HA (2000) Large strain finite element analysis of sand. Computers and structures, 74(3):253-265.

Lombardi D, Bhattacharya S and Wood DM (2013) Dynamic soil–structure interaction of monopile supported wind turbines in cohesive soil. Soil Dynamics and Earthquake Engineering 49: 165–80.

Luqing, YL, Bhattacharya S, Lingling L and Zhen G (2014) Dynamic characteristics of offshore wind turbines on different types of foundations. Electronic Journal of Geotechnical Engineering 19: 2917-2936.

Maleki M. (1998). Modélisation hiérarchisée du comportement des sols, Thèse de doctorat à l'Ecole Centrale de Lyon, Ecully, France.

Marco D Boscardin, Ernest T Selig and Ruey-Shyan Lin (1990) Hyperbolic Parameters for Compacted Soils. Journal of Geotechnical Engineering 116, 88-104.

Marston A (1927). Recent research relative to culvert pipe, Public Roads, vol.7, pp. 226-229

Marston A (1930). The theory of external loads on closed conduits in the light of the latest experiments. Bulletin 96. Iowa Engineering Experiment Station, Ames, I A.

Marston A, Anderson AO (1913) The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipes. Ames, IA: Iowa Engineering Experiment Station.

Mestat Ph (1993) Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. laboratoires des ponts et chaussées, série géotechnique GT52.

Mestat Ph (1997) Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique Conseils et recommandations. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, RÉF. 4161 - PP. 39-64

Mestat ph, Bourgeois E and Humbert P (2005) Performances des modèles d'éléments finis 3D en géotechnique, Performances of 3D finite element models in geotechnical engineering. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. 10.3233/978-1-61499-656-9-1091.

Mestat Ph, Berthelon J P (2001). Modélisation par éléments finis des essais sur fondations superficielles à Labenne. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, N°234, 57-78.

Meyerhof GG (1956) Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 82(1): 1-19.

Moser A. P., Steven Folkman (2008) Buried Pipe Design. Mechanical and Aerospace Engineering, Utah State University, Logan, Utah

Otsmane L. and Amar Bouzid Dj. (2017) An Efficient FE model for SSI: Theoretical background and assessment by predicting the response of large diameter monopiles supporting OWECs. Computers and Geotechnics 0266-352.

Owen DRJ and Hinton E (1980) Finite elements in plasticity: Theory and practice, Pineridge Press Limited, Swansea, UK.

Panos P and Sun Y (1992) Ottawa sand: experimental behaviour and theoretical predictions. Journal of Geotechnical Engineering, 118:1906-1923.

PIPA (2001) Polyolefins technical information, Plastics Industry Pipe Association of Australia, Available from: www.pipe.com.au (cited Sept, 2006)

Poulos HG and Davis EH (1980) Pile foundation analysis and design. Wiley, NewYork, USA.

Poulus H, Hull T (1989) The Role of Analytical Geomechanics in Foundation Engineering. Foundation Engineering: Current Principles and Practices, 2, 1578–1606, 1989.

Prendergast LJ, Gavin K and Doherty P (2015) An investigation into the effect of scour on the natural frequency of an offshore wind turbine. Ocean Engineering 101: 1-11.

Randolph MF (1981) The response of flexible piles to lateral loading. Géotechnique 31(2): 247-259.

Reese L, Cox WR and Koop FD (1974) Analysis of laterally loaded piles in sand. OTC 2079. Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, USA.

Rosco K. H.,and BURLAND J. B. (1986) On the generalised stress-strain behaviour of wet clay. In: Engineering Plasticity, Heyman and Leckie, eds., Cambridge University Press, Cambridge, England, 535-609.

Schmertmann JH (1978) Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design. Report, FHWA-TS-78-209, 145, US Federal Highway Admini-stration, Washington, DC.

Schroeder F C, Merritt A S, Sorensen K W, Muir Wood A, Thilsted C L and Potts D M (2015) Predicting monopile behavior for the gode wind offshore wind farm. Taylor and Francis group, London, 735-740

Smith I.M, Griffiths DV, Margetts L (2014) Programming the Finite Element Method, 5nd edn. John Wiley and Sons Ltd The Atrium, Southern Gate, Chichester, West Sussex, PO19 8SQ, United Kingdom.

Sorensen S.P.H, Brødbæk KT, Møller, Augustesen AH, Ibsen LB (2009). Evaluation of Load–Displacement Relationships for Large-Diameter Piles in Sand. Proceedings of the Twelfth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, Portugal.

Sorensen S.P.H, Ibsen L.B, Augustesen A.H (2010) Effect of diameter on initial stiffness of P-Y curves for large-diameter piles in sand, Numerical methods in geotechnical engineering.

Spangler M G (1941). The structural design of flexible pipe culverts, Iowa State College Bulletin, Ames, n°153, 84p.

Spangler M G (1947). Underground conduits -an appraisal of modern research. Proc Am Soc Civ Eng;73:855–84.

Spangler M G and Handy R L (1982) Soil Engineering, 4th Ed., Harper and Row, New York.

Stewart H E, Bilgin O, O'Rourke T D and Keeney T M (1999) Technical reference for improved design and construction to account for thermal loads in plastic gas pipelines, Technical report, Cornell University, Ithaca, N.Y.

Truesdell C (1966) Continuum Mechanics- The mechanical foundations of elasticity and fluid dynamics. Vol 1, Gordon and Breach, Science Publishers Inc., New York.

Tadros MK, Benak JV, Gilliland MK (1989) Soil pressure on box culverts. ACI Struct J;86(4):439–50.

Verruijt, A., Kooijman, A. P. (1989). Laterally loaded piles in a layered elastic medium. Géotechnique, 39(1): 39-46.

Vught JH (2000) Considerations on the dynamics of support structures for an offshore wind energy converters. Ph.D thesis, Delft University of Technology, The Netherlands.

Winkler E (1867) Die Lehre von Elasticzitat und Festigkeit (on Elasticity and Fixity), Prague.

Wong KS and Duncan JM (1974) Hyperbolic stress-strain parameters for non-linear finite element analyses of stresses and movements in soil masses. Report, no.TE-74-3, University of California, Berkeley, USA.

Wong HL and Luco JE (1976) Dynamic response of rigid foundations of arbitrary shape. Earthquake Eng Struct Dyn ;4:587–97.

Wang L. R. L. and Raymond C. Y. F. (1979) seismic design criteria for buried pipelines. In conference, A. P. D. S. (Ed.) Pipelines in adverse environments - a state of the art. New York, American Society of Civil Engineers.

Zaaijer MB (2002) Design methods for Offshore Wind Turbines at exposed sites (OWTES)-Sensivity analysis for foundations of Offshore Wind Turbines. TU Delft.

Zaaijer MB (2005) Foundation modeling to assess dynamic behavior of offshore wind turbines. Applied Ocean Research 28: 45-57.

Zienkiewicz O C (1977), The Finite Element Method, 3rd Edn. McGraw-Hill, New York .

Zienkiewicz O C and Taylor R L (1991) The finite element method. 4th ed Mcgraw-Hill, London.

Zienkiewicz O C and Taylor RL (2000) The finite element method. 5th ed Butterworth-Heinemann, London.

Zienkiewicz O C and Philips D V (1971) An automatic mesh generation scheme for plane and curved surfaces by isoparametric co-ordinates. Inr. J. Numer. Meth. Engng 3, 519-528.