

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

Université Djilali Bounaama de Khemis-Miliana
Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie et des
Sciences de la Terre
Département Sciences de la Terre

Filière : Géologie Appliquée
Spécialité : Géotechnique



Mémoire présenté pour l'obtention d'un diplôme de Master en
Géotechnique

Thème

Contribution à la modélisation des caissons ancrés dans un sol multicouche sous sollicitations horizontales

Réalisé par :

Melle. Kemacha Meriem

Melle. Rahmi Saida

Déposé le : le : 2 /11 /2020

Encadré par :

Mr. Aissa Mohammed Hamza MCB Université Khemis-Miliana Promoteur

Mr. Gadouri Hamid MCB Université Khemis-Miliana Co-promoteur

Expertisé/examiné à distance par les examinateurs :

Mr. Meziani Brahim MCB Université Khemis-Miliana Président/Examinateur

Mme. Kellouche Yasmina MCB Université Khemis-Miliana Examinatrice

Promotion : 2019-2020

Remerciement :

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qu'on voudrait témoigner toute nos reconnaissance.

On voudrait tout d'abord adresser toute nos gratitude à notre encadreur de ce mémoire, docteur Aissa Mohammed hamza pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion. Un grand remerciement adressé au co-encadreur docteur gadouri hamide, sans oublier les membres de jury docteur meziani brahim et docteur kellouche yassmina.

On désire aussi remercier touts les professeurs qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires.

On voudrait exprimer notre reconnaissance envers nos amis et collègues qui nous ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de notre démarche.

Enfin, on tient à témoigner toute nos gratitudes pour leur confiance et leurs supports inestimables.

Kemacha Meriem

Rahmi Saida

Dédicace

« Nous tenons à remercier notre dieu ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage ».

C'est avec un grand plaisir que je dédie ce travail fruit De mes études :

A Ma chère mère

Pour toute l'affection qu'elle m'a donnée, la source de la tendresse,

A mon cher père

A mon frère : OMRANE,

A mes sœurs,

À tous les amis et proches,

A mon collègue et binôme : kamacha Meriem

Toute la promo de master 2 géotechnique 2019-2020.

Rahmi Saida.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail tout d'abord :

*Au bon dieu le tout puissant, clément et miséricordieux de
m'avoir motivé à réaliser ce modeste travail.*

*À mes parents ceux qui m'ont doté d'une éducation digne, leur
amour a fait de moi ce que je suis aujourd'hui, la raison au
quels je suis en ce monde*

*A mon encadrant docteur Aissa Mohamed hamza qui nous a
bien aidés durant ce mémoire Et surtout en cette période de
pandémie, un merci infiniment*

*A mes chères sœurs fahima, Souad, Siham, Sonia, Naima,
Ghania, et sans oublier mon cher frère unique Ferhat*

*A la mémoire de ma grand mère et mon oncle que dieu les
accueillera dans ses vastes paradis*

A mes tantes Saltana Nadia et Zuina.

*A mes copines Biba, Siham, Dihia, Mina, Fifi, Selma, Kouka,
Kawa, Sonia*

*A mon binôme Rahmi Saida, celle que J'ai partagé les beaux
moments.*

A toutes mes voisines.

Kamacha Meriem.

Résumé:

La nouvelle technologie offshore est basée sur les caissons, sont très utilisés comme des fondations supportant diverses structures de génie civil. Exemples des ports, les plates-formes pétrolières et gazières, les turbines, les éoliennes, etc. ce mémoire rassemble une série de recherches scientifiques sur ce type de fondations pour mieux comprendre le sens de développement du sujet qui consiste à modéliser numériquement des caissons ancrées dans un sol multicouches par la méthode des éléments fini intégré dans le code PLAXIS 2D version 8.2 et adopté par les deux modèles élastoplastiques, pour but de résoudre les problèmes mécaniques de différentes manières avec un modèle ou bien structures axisymétriques sous chargements horizontale, et enfin la modélisation numérique des argiles Bothkennar en Scotland avec des données réelles été lancé avec des résultats satisfaits.

MOTS CLES : modélisation numérique, caisson, PLAXIS 2D, chargement horizontale, déplacement horizontal, fondation offshore.

ABSTRACT

The new offshore technology is based on caissons, which are widely used as foundations supporting various civil engineering structures. Examples of ports, oil and gas platforms, turbines, wind turbines, etc. this thesis brings together a series of scientific researches on this type of foundations to better understand the direction of development of the subject which consists in numerically modelling caissons anchored in a multilayer soil by the finite element method integrated into the PLAXIS 2D version 8.2 code and adopted by the two linear elasticity models, aiming to solve the mechanical problems in different ways with a model or axisymmetric structures under horizontal loadings, and finally the numerical modeling of Bothkennar clays in Scotland with real data was launched with satisfied results .

KEYWORDS: numerical modeling, PLAXIS 2D, horizontal loading, horizontal displacement, caisson, offshore foundation.

ملخص

ملخص

تعتمد التكنولوجيا البحرية الجديدة على الاساسات البحرية ، والتي تستخدم على نطاق واسع لدعم مختلف هياكل الهندسة المدنية. أمثلة على ذلك الموانئ ومنصات النفط والغاز والتوربينات وتوربينات الرياح ، إلخ. و تجمع هذه الأطروحة بين سلسلة من الأبحاث العلمية حول هذا النوع من الأسس لفهم أفضل لاتجاه تطور الموضوع الذي يتكون من النمذجة العددية للأسس المثبتة في تربة متعددة الطبقات بطريقة العناصر المحدودة المدمجة في كود PLAXIS 2D الإصدار 8.2 والمعتمد من خلال نموذجي المرونة الخطية ، بهدف حل المشكلات الميكانيكية بطرق مختلفة باستخدام نموذج أو هياكل متناظرة محورية تحت الأحمال الأفقية ، وأخيراً تم إطلاق النمذجة العددية لطين بوثكينار في اسكتلندا مع بيانات حقيقية بنتائج مرضية.

الكلمات الرئيسية: النمذجة العددية، PLAXIS 2D ، العناصر المنتهية ، التحميل الأفقي ، الأساس البحري، الإزاحة الأفقية.

Sommaire

Résumé	I
Abstract	II
ملخص	III
Sommaire	IV
Liste des figures	X
Liste des tableaux	XIII
Liste d'abréviations	XIV
Liste des notations	XV
Introduction générale	1
Chapitre I : Synthèse bibliographique	
I.1. Introduction	2
I.2. Les types des fondations offshores	2
I. 2 .1 . Les pieux	3
I.2 .1.1 .Définition	3
I.2 .1.2 .Types des pieux	3
I. 2.2. Les jackets	3
I. 2.3. Les caissons	4
I.2 .3.1. Définition	4
I.2.3.2. Les type des caissons	5
I.2.3.2.1. Caisson ouvert	5
I.2.3.2.1.1. Construction de caisson ouvert	6
I.2.3.2.1.2. Avantages et inconvénients de caissons ouverts	6

I.2.3.2.2. Caisson à boîte	7
I.2. 3.2.3. Caisson par aspiration	8
I.2.3.2.3.1 : Les composants de caisson par aspiration	9
I .3 . Processus d'installation des caissons par aspiration	10
I.3.1 .L'installation	10
I. 4. Domaine d'application	12
I. 5. Les charges agissantes supportant une structure marine	13
I.5.1. Les charges permanentes	13
I.5.2. Les charges variables	13
I.5.3. Les charges environnementales	13
I.5.4. Les charges accidentelles	13
I. 6 : Facteurs de conception et de construction	14
I.6.1 : Drainage	15
I.6.2 : Travaux de béton	15
I.6.3 : Naufrage et excavation	15
I.6.4 : Fondation et étanchéités	16

I. 7 : Application des caissons d'aspiration	16
I. 8. Avantages par rapport aux fondations sur pieux conventionnelles	16
I.8 .1 : Travaux actuels	16
I. 9 : Travaux et contributions scientifiques dans la littérature	17
I. 10 : Conclusion	19
 Chapitre II : Présentation de l'outil numérique utilisé dans cette étude	
II.1. Introduction	20
II.2. Revue sur la méthode des éléments finis	20
II.2 .1. Le Concepts de base	21
II.2.2. Calculs par la méthode des éléments finis	21
II.2.3. La nécessité des éléments finis	21
II.2.4. Rôle de la méthode des éléments finis	21
II.2.5. Les sorties fournissent pour les ouvrages	21
II.2.6. Et pour le sol	21
II .3.Généralité sur la modélisation des structures axisymétriques sous chargement non axisymétriques	22
II.3.1 .Modélisation des structures par le logiciel PLAXIS	22
II.3 .2 . Modélisation numérique axisymétrique	22
II.3.2.1. Le modèle axisymétrique 2D	23

II .3.3. Notion interaction sol-structure	23
II.3.3.1. Les aspects de l'interaction sol-structure	23
II.3.3.2 : Modélisation de l'interaction sol-structure	24
II.3.3.3 : Le sol	24
II.3.3.4 : Le comportement du caisson	24
II.3.3.5 : Modélisation du comportement du caisson sous charge horizontal	25
II.4. Présentation de logiciel PLAXIS	25
II.4.1 .Définition	25
II.4.2.L'interface du programme PLAXIS	25
II.4.3. Options par défaut	26
II.4.3 .1. Entrée des données	26
II.4.3.2 .Génération automatique du maillage	26
II.4.3.3. Conditions aux limites	27
II.4.3.4 : Chargement	27
II.4.4 .Le comportement du sol	27
	27
II.4.4.1. Base de données des propriétés des matériaux	27
II.4.4.2. Régime d'écoulement permanent	27
II.4.4.3. Calcul du réseau d'écoulement	27
II.4.4.4. Suppression interstitielle	27
II.4 .4.5.Fonctions des calculs	27
II.4.4.6. Analyse des résultats	28

II.4.4.7. La déformation	28
II.4.4.8. Les contraintes	28
II.4 .5.Effet du modèle de comportement du sol	28
II .4.6. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS	29
II.4.6.1. Comportement élastoplastiques	30
II.4.6.2. Modèle élastique linéaire	30
II.4.6.3. Modèle Mohr-Coulomb	31
II.4.6.4 .Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	35
II.4.6.5. Modèle pour sols « mous» (soft soil model)	36
II.4.6.6. Modèle pour sols «mous» avec effet du temps (Soft Soil Creep Model.S.S.C .M .M)	37
II.4.7. Modélisation bidimensionnelle	37
II.4.8. Modélisation tridimensionnelle	37
II.4.9. Les logiciels calculant par méthode des éléments finis	38
II.5. Conclusion	38
Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontale	
III.1.Introduction	39
III. 2 .Le modèles géométrique adopté	39
III.2 .1 . Les dimensions des model géométrique	39
III.2.2. Paramètres du modèle	40

III.3. La modélisation numérique	42
III.3.1 : Etude paramétrique	42
III.3.1.1 .la première partie	42
III.3.1.2 .la deuxième partie	42
III. 4. La présentation de manipulation par PLAXIS	43
III.4.1. Le Modèle numérique	45
III.4.2. Disposition générale	45
III.4. 3.Création de la géométrie du modèle	45
III.4.4. Data-set de matériaux	46
III.4 .5.La production du maillage des éléments finis	46
III. 5.Les Conditions initiales	47
III. 5.1. Conditions hydrauliques	47
III.5.2. Contraintes initiales	47
III.5.3. La phase de calcul	48
III.5.3.1 .L'exécution de phase et type de calcul	48
III.5.3.2. Exécution des calculs	49
III.5.4 : Résultats numériques	50
III.5.5 .Déformation de maillage	51
III.5.6. Déplacements horizontaux	51

III.5.6.1. Le déplacement horizontal en fonction de chargement en tête des Caissons	52
III. 6. Analyse et interprétation des résultats	52
III. 6.1 : Objectif principal de la modélisation	52
III.6.2 : Analyse et observation	58
III.6.3 : La deuxième étape de calcul	69
III.6.3 .1: Objectif principal de la modélisation	70
III.6.3.2 : Analyse et observation	70
III. 7 : Conclusion	
Chapitre IV : Etude de cas : Site de Bothkennar (Scotland)	
IV .1 .Introduction	63
IV .2 .La situation géographique de la zone Bothkennar	63
IV.3. La géologie régionale de Bothkennar	65
IV.3.1 : Les unités géologiques de Bothkennar	66
IV.3 .2:Les faciès géologique de Bouthkennar	66
IV.3 .2.1 : Faciès sédimentaires	67
IV.3.2.2 : Faciès incrustés	67
IV.3.2.3 : Faciès marbrés	68
IV.3.2.4 : Faciès feuilletés Au sud-est du site	69
IV.3.2.5 : Faciès altérés À environ 4 m de la surface	69
IV.3.3 : Historique de dépôt du site	71

IV.3.3.1La Description de site	71
IV.3.3.2 : Test sur le terrain et en laboratoire	72
IV.3.4 : Les strates rencontrées sous le site du banc d'essai	72
IV.4 : La reconnaissance géotechnique	73
IV.4.1 : Le profile géotechnique	73
IV.4.2 : La description du sol	76
IV.4.3 : Description d'un caisson d'aspiration	76
IV.4.4 :L'installation de caisson dans l'argile	77
IV.6 : La modélisation	78
IV.6.1 : Principe de modélisation	78
IV .7 : Conclusion	81
Conclusion général	82
Bibliographie	

Liste des figures

Figure I.1 : types de fondations offshores multipode.

Figure I.2 : types de fondations offshores monopode.

Figure I.3 : Structure des jackets.

Figure I.4 : Caisson en projet de Beyrouth.

Figure I.5 : Type de caisson ouvert.

Figure I.6 : Schéma représentatif d'un caisson à boîte.

Figure I.7 : Caisson à boîte .

Figure I.8 : Schema representatif d'un caisson par aspiration .

Figure I.9 : étapes d'installation de caisson dans le fond marin.

Figure II.1 : Organigramme de la structure du code PLAXIS.

Figure II.2 : la géométrie axisymétrique de caisson sous chargement latéral.

Figure II.3 : représentation de modèle d'Young.

Figure II.4 : résultats d'essais triaxiaux pour les contraintes et déformations pour Mohr-Coulomb.

Figure II.5 : Pyramide de Mohr Coulomb.

Figure II.6 : Pyramide de Hardening soil model.

Figure III.1 : Schéma représentatif de caisson.

Figure III.2 : Représentation de modèle numérique de caisson1 dans la fenêtre PLAXIS INPUT.

Figure III.3 : Représentation de modèle numérique de caisson2 dans la fenêtre PLAXIS INPUT.

Figure III.4 : Représentation de modèle numérique de caisson 3 dans la fenêtre PLAXIS INPUT.

Figure III.5 : Représentation de modèle numérique de caisson 4 dans la fenêtre PLAXIS INPUT

Figure III.6 : Représentation de maillage d'éléments finis typique et conditions limites de déplacement de caisson1

Figure III.7 : Représentation de conditions hydrauliques initiales pour (caisson1).

Figure III .8 : Représentation de champ de contrainte effective (caisson1).

Figure III.9 : Fenêtre de calculs réussis (caisson1).

Figure III.10 : Points sélectionnés pour le control de déplacement.

Figure III .11 : Fenêtre de calculs de résultats.

Figure III.12 : Maille déformée de modèle (caisson1).

Figure III.13 : Déplacement horizontal de caisson.

Figure III .14 : l'évolution de déplacements horizontaux en tête de caisson (argiles de Chicago avec et sans jupe avec HSM).

Figure III.15 : l'évolution de déplacements horizontaux en tête de caisson (argile de Chicago avec et sans jupe avec MC).

Figure III .16 : l'évolution de déplacements horizontaux en tête de caisson (argiles de Gault avec et son jupe avec HSM).

Figure III.17 : l'évolution de déplacement horizontaux en tête de caisson (argiles de Gault par Mohr-Coulomb avec et sans jupe).

Figure III.18 : l'évolution de déplacements horizontaux en tête de caisson (argiles de Chicago en profondeur de 2.5m)

Figure III. 19 : l'évolution de déplacements horizontaux en tête de Caisson (argiles de Chicago en profondeur de 5m).

Figure IV.1 : Carte géographique représente la situation de site Bothkennar(Scotland).

Figure IV.2 : Image par Google Earth représente la situation géographique de site Bothkennar.

Figure IV.3 : La carte géologique représente le site de Bothkennar en Scotland

Figure IV.4 : Les principales unités géologiques de Scotland.

Figure IV.5 : profil géotechnique pour l'argile molle de Bothkennar

Figure IV.6 : la géométrie de caisson de type monopode réalisé dans cette étude

Figure IV.7 : le model numérique utilisé dans la simulation

Figure IV.8 : l'évolution de déplacement horizontal de caisson

Liste des tableaux

- Tableau III.1** : représentation de la géométrie des caissons
- Tableau III.2** : paramètres d'argiles de Chicago et Gault avec modèle Hsm
- Tableau III.3** : paramètre d'argiles de Chicago et Gault avec modèle Mc
- Tableau III.4** : valeurs de déplacements horizontaux d'argiles de Chicago avec Hsm et Mc
- Tableau III.5** : valeurs de déplacements horizontaux d'argiles de Gault avec Hsm et Mc
- Tableau III.6** : déplacements horizontaux d'argiles de Chicago en profondeur 2.5mètres
- Tableau III.7** : déplacements horizontaux d'argiles de Chicago en profondeur de 5mètre
- Tableau IV.1** : Dépôts sédimentaires de site de Bothkennar.
- Tableau IV .2** : Géométrie de caisson ancré.
- Tableau IV.3** : Paramètres de sol de Bothkennar.
- Figure IV.4** : valeurs de la cohésion en fonction de la profondeur.
- Figure IV.5** : valeurs de déplacement horizontal en tête de caisson.

Liste d'abréviations

3D :3dimension

2D :2dimension

HSM: Hardening soil model

MC: Mohr-Coulomb

EL : élastique linéaire

EPP : élastique parfaitement plastique

SSM: Soft Soil Creep model

SSM: soft soil model

ISS : Interaction Sol-structure

GBS : Gravité bases structures

MEF : méthode des éléments finis

ICL : ligne de compression intrinsèque

HW3 : Nom de journal de forage

Liste des notations

C : Cohésion du sol

C_u : Cohésion du sol aux conditions non drainées non consolidé

E : Module de Young

E_{ref 50} : Module sécant de référence correspondant à la pression de référence *P_{ref}*

E_{ref oed} : Module tangent dans un essai œdométrique

E_{ur} : Module en décharge

G : Module de cisaillement, Charge permanente

q : Contrainte déviatorique

R_{inter} : Coefficient d'interface

U_x : Déplacement en tête de caisson selon la direction X

Ψ : Angle de dilatance

ϕ : angle de frottement

γ: Poids volumique

k : Indice de compressibilité modifié

λ: Constante de Lamé, Multiplicateur plastique, Indice de gonflement

σ : Contrainte totale, Contrainte normale

σ_n: Contrainte normale

τ : Contrainte de cisaillement, Contrainte tangentielle

τ: Contrainte de cisaillement admissible

γ_s : Poids volumique du sol

γ_{sat} : poids volumique saturé

K : coefficient de raideur

ν : Coefficient de poisson

K₀ : coefficient de raideur au repos

λ : indice de compression

Z : La profondeur

L : Longueur

D : Diamètre

E : Epaisseur

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les ouvrages en génie civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Les qualités de ces sols sont médiocres, les ingénieurs optent pour des fondations profondes onshore et offshore pour accéder aux couches de sol offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci les fondations sur caissons qui constituent une solution souvent préconisée en construction.

Les caissons sont couramment utilisés dans l'industrie offshore pour servir de fondations à une large palette de structures. Le terme de caisson est généralement utilisé dans le cas où le chargement se fait en compression, ce qui est le cas des jackets.

Notre objectif est de faire une modélisation numérique de caisson ancré dans un sol argileux multicouche chargé latéralement. La formulation de ce mémoire est faite en quatre chapitres principaux :

En guise d'introduction, le chapitre **I** présentera une généralité sur les caissons, processus d'installation, les charges les agissant, domaines d'application et synthèse des travaux qui ont étudiés ces caissons sous chargement latéral.

Ainsi dans le chapitre **II**, nous présenterons la méthode des éléments finis la base des structures axisymétriques sous chargement non axisymétrique intégrés dans le code PLAXIS 2D bien détaillé.

Dans le chapitre **III** nous aborderons une modélisation numérique par plaxis2d avec modèle de Mohr Coulomb et Hardening Soil Model pour des argiles de Chicago et Gault on appliquera des charges horizontales pour chaque caisson puis nous calculerons les valeurs de déplacement en tête de ces caissons et en fin nous faisons une interprétation des courbes charge déplacement avec et son jupe

Enfin on termine par chapitre **IV**, nous prendrons l'exemple de caisson monopode installé dans la région de Bothkennar(Scotland), nous effectuerons une analyse numérique pour le sol argileux de cette zone comme le chapitre précédent mais cette fois avec des données réelles et argiles multicouches, nous calculerons les déplacements horizontaux puis en déduirons une interprétation finale sur la courbe charge déplacement par HSM son jupe dont évolution et progression.

Chapitre I

Synthèse
Bibliographique

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

I. 1 : Introduction

Ce chapitre consiste à donner une vue général sur les fondations offshore tel que : Caisson, pieux, jacket alors on se concentre particulièrement sur les caissons dont les formes, les matériaux et le domaine d'application sont abordées dans cette partie.

Les caissons sont utilisés comme structures supportant divers édifices de génie civil, tels que les ports (brise-lames portuaires, brise-lames), les structures offshore (plates-formes pétrolières et gazières, éoliennes) ont tous besoin de ces caissons.

Ce chapitre rassemble une série de travaux scientifiques sur les caissons afin de mieux comprendre l'orientation de la recherche sur ce sujet.

I. 2 : les fondations offshore

Les fondations offshore dites hors cote sont des fondations dans le fond marin, elles étaient constituées d'un groupe de pieux .Ensuite, d'autres types ont été développés comme les caissons à succion, des engins de battage ou forages utilisés pour l'installation. On classe les fondations offshore en quatre classes principaux tel que ; fondation sur pieux, fondation gravitaire, fondation à succion et fondation flottante .En ajoutant à ces classes la structure support dont monopode et multipode (Xiao, 2015).

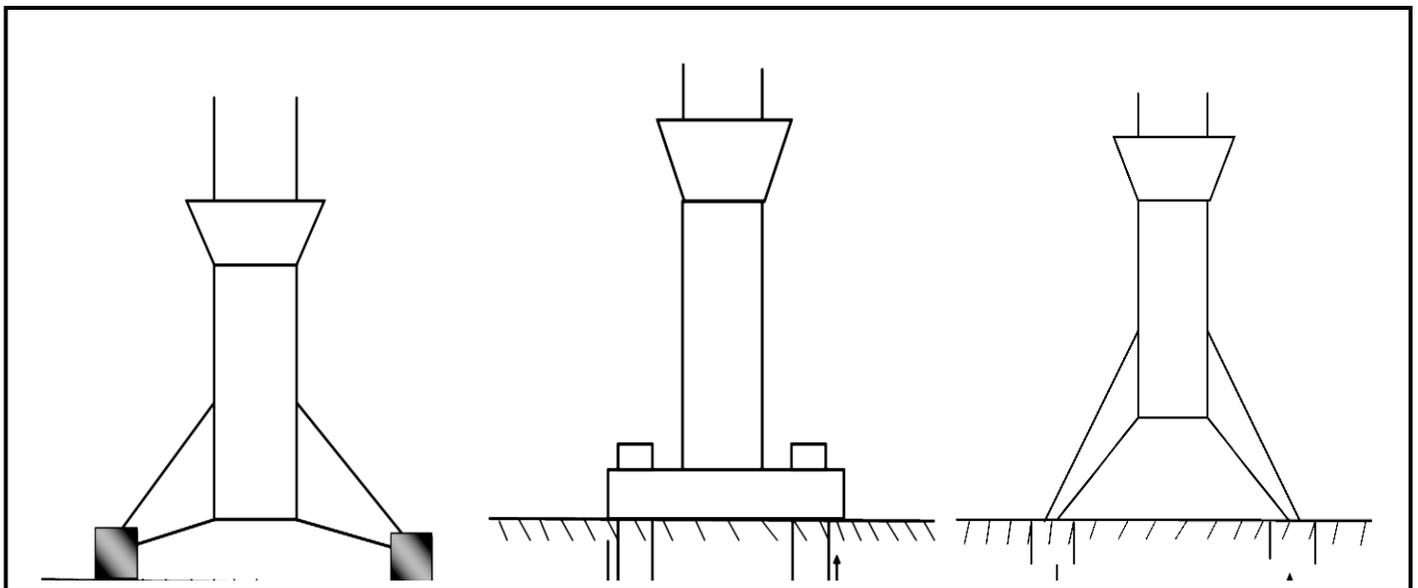


Figure I.1 : Types de fondations offshore multipode (Xiao, 2015).

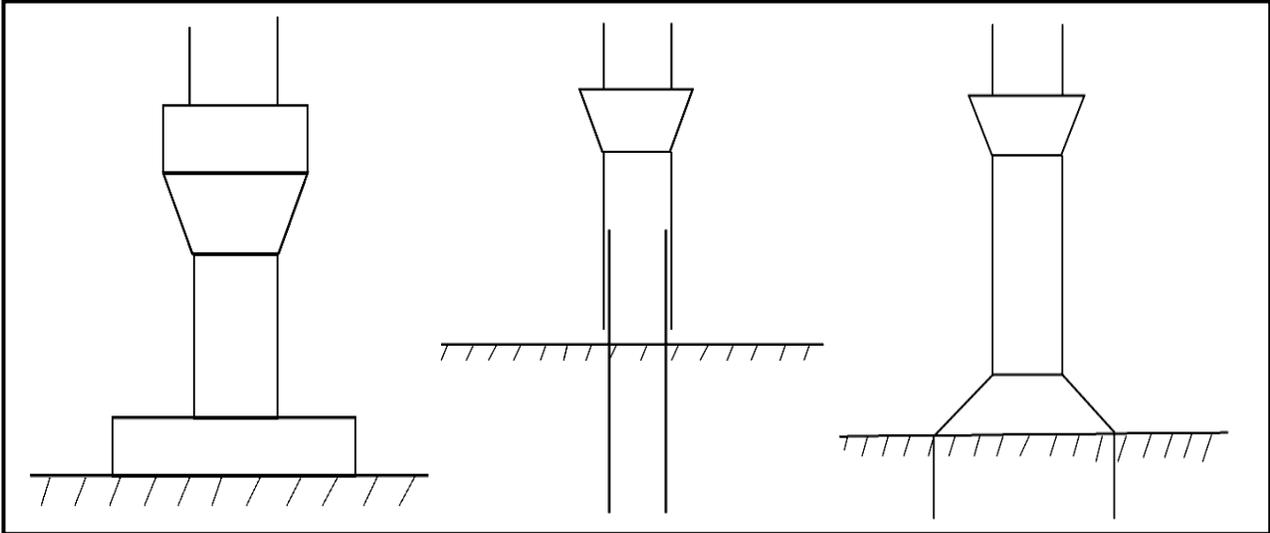


Figure I .2 : Types de fondations offshore monopode (Xiao, 2015).

I. 2 .1 : Les pieux

I.2.1.1 : Définition

Un pieu est un élément structural mince et profilé en béton, acier, bois ou mixte permettant de transmettre des charges en profondeur lorsque l'utilisation de fondations superficielles n'est pas économique ou impossible. Il est également possible d'utiliser des pieux pour renforcer des fondations existantes et pour éviter la rupture de sol et limité le déplacement à des valeurs très faibles. Un pieu est composé en trois parties : la tête, la pointe et le fut (BAKOUR, 2008).

I.2 .1 .2 : Types des pieux

On classe les pieux selon plusieurs types :

- Mode d'installation : battu, foré, vissé, moulé.
- Nature de matériau : acier, béton, bois, béton précontraint.
- Géométrie et formes : vertical (section variables ou uniforme, base élargie), incliné.
- Rigidité : long (flexible), court (rigide).
- Types de structure : tour, machinerie, bâtiment.
- Mode de fonctionnement : friction pointe (BAKOUR, 2008).

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

I. 2. 2 : Les jackets

Les jackets sont un type de fondation métallique se présentent sous une forme d'une tour treillis d'acier tubulaire, ou multipode reposant sur quatre pieds ancrés par des pieux, une forme très familière pour avoir été vue et revue dans l'industrie pétrolière offshore, qui a largement fait ses preuves en matière de résistances et de cout dont on connait bien la technique d'installation. Ce type de fondation a déjà été testé dans le parc Beatrice(Ecosse).

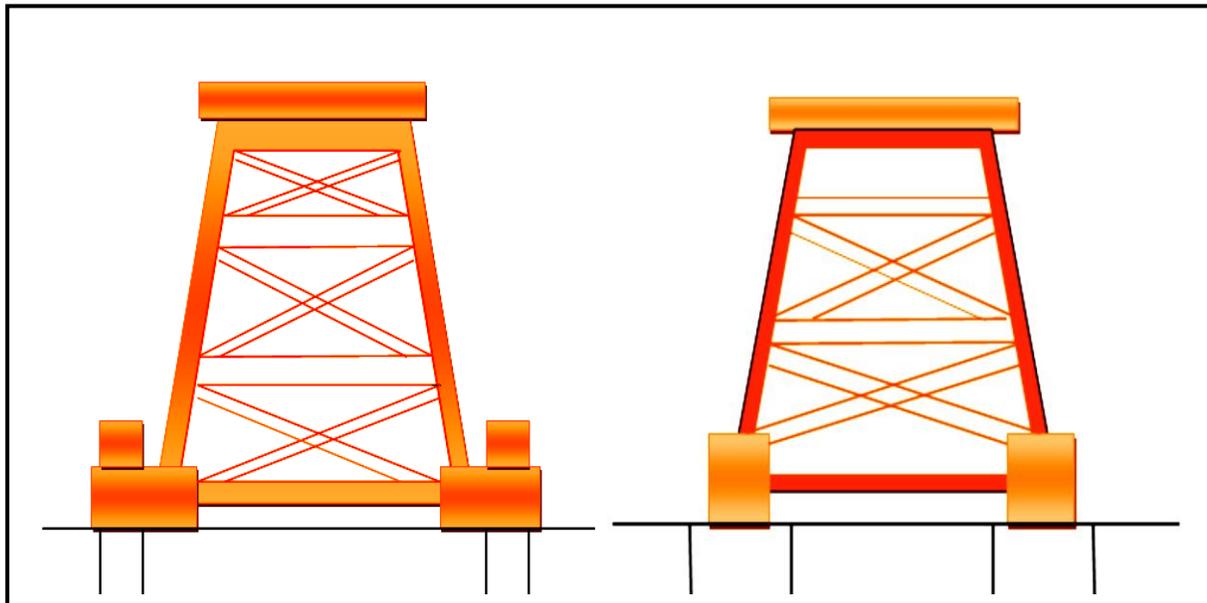


Figure I .3: Structure des jackets (Eoliennes en mer).

I .2. 3 : Les caissons

I.2.3.1 : Définition

Structure en béton armé à section creuse monocellulaire ou multicellulaire, de forme carrée, rectangulaire, trapézoïdale, octogonal, circulaire. Les caissons sont en général préfabriqués à terre, mis à l'eau, acheminée par flottaison (intersection de plan d'eau et du Corp. d'un navire). Échoués à leurs caissons d'opposition définitive et ballastés (par remplissage d'eau ou de sable pour résister aux effets de la houle). Côte à côte, ils permettent de constituer des digues. Les caissons sont préfabriqués par bois, acier et béton armé (GUIRAUD, 2016).



Figure I.4 : caisson de front de mer de Bierut [id : 228275] (Boygue Construction, 2000).

I.2.3.2 : Types de caissons

On trouve trois types des caissons : ouvert, caisson à boîte et caisson par aspiration (Tondon, 2007).

I.2.3.2.1 : Caisson ouvert

Il s'agit d'un type de structure de la boîte ouverte en haut et en bas. Le caisson ouvert est normalement utilisé sur des sols sablonneux ou sur des strates à palier mou et aucun lit ferme n'est disponible à une profondeur plus élevée. Selon la forme des caissons on peut les classés en trois types comme suit : caissons ouverts à paroi simple, caissons ouverts cylindrique, caissons ouverts avec puits de dragage (Tondon, 2007).



Figure I.5 : Type de caisson ouvert (tondon, 2007).

I.2.3.2.1.1 : Construction de caisson ouvert

Le processus de fonçage du caisson ouvert peut être effectué dans les conditions suivantes :

Construction sèche asséchée lie artificielle appelée méthode d'île de sable, l'îlot peut être réalisé en élevant temporairement la surface relativement sèche pour le processus de fonçage. la taille de l'îlot de sable doit être suffisante pour offrir plus d'espace de travail tout autour du caisson. si les conditions sèches ne sont pas possible sur le site, le caisson est construit dans des barges ou des cales. Ensuite, il est remorqué jusqu'à sa position finale en flottant .les pieux guides sont normalement utilisés pour couler les premiers ascenseurs. A noter que le naufrage des caissons se fait directement en eau libre. L'excavation du sol par dragage du puits fait couler le caisson par son propres poids et le processus d'excavation se fait par dragage à l'aide de bennes preneuses. Le sol en plus du tranchant peut être enlevé par l'homme .les jets d'eau sont utilisés du côté des murs extérieurs afin d'exécuter plus facilement le processus de naufrage. Lorsque le caisson est construit à l'étape requise, un bouchon d'étanchéité en béton est fourni .Le caisson est asséché par la méthode de pompage.

I.2. 3.2.2 : Avantages et inconvénients de caissons ouverts

Le caisson ouvert peut être étendu jusqu'à de grandes profondeurs.

Le coût de construction est relativement moindre au niveau du lit ou du côté inférieur.

Étant donné que la mise en place du béton est faite pour le scellement du béton sous l'eau, cela peut ne pas être satisfaisant si une obstruction de rochers ou de buches est rencontrée, la progression des travaux devient lente. Le nettoyage et l'inspection au fond du caisson sont très difficiles et donc impossibles. L'aide de plongeurs peut être nécessaire pour creuser près des hanches aux bords de coupe.

I.2. 3.2.3 : Caisson à boîte

Le caisson à boîte est similaire au caisson ouvert, la seule différence est qu'il est fermé en bas. Le caisson à boîte est coulé et durci correctement au sol puis il est lancé dans l'eau en remplissant de sable ou de gravier ou de béton dans les espaces vides (tondon, 2007).

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

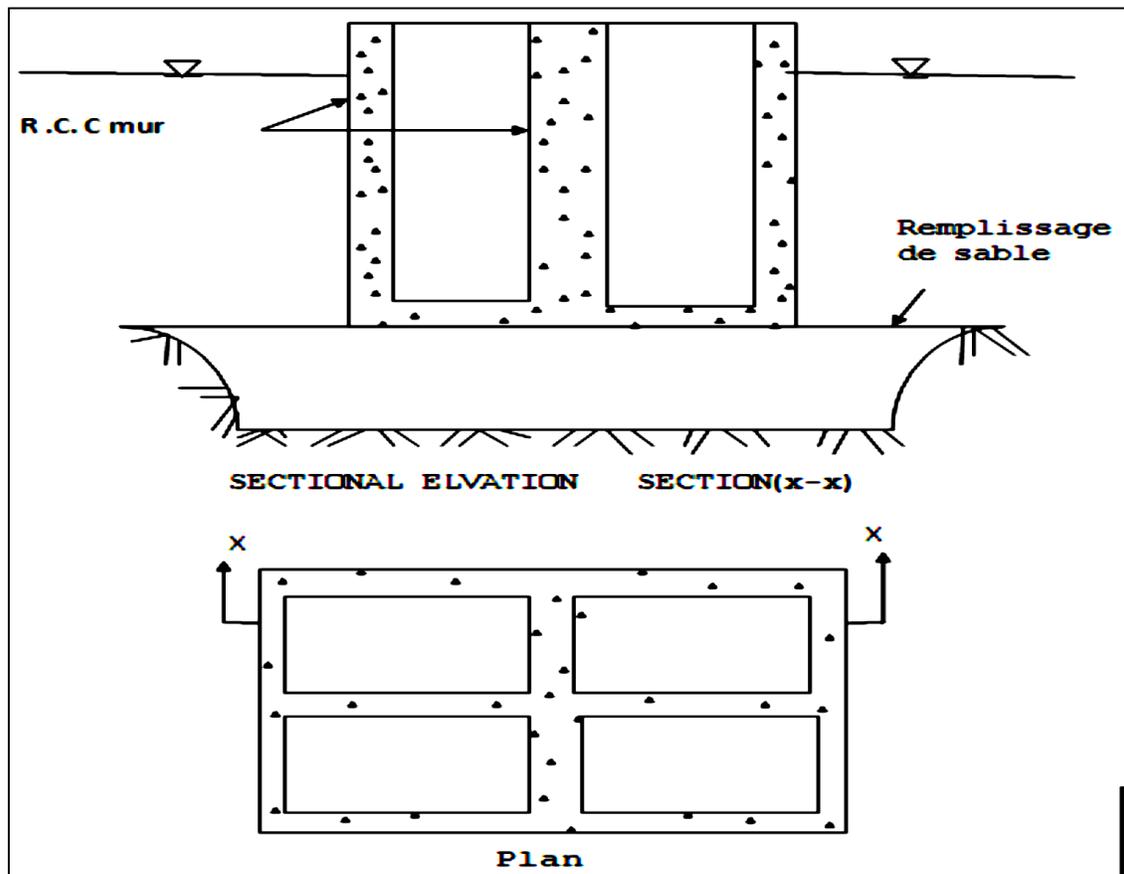


Figure I.6 : Schéma représentatif d'un caisson à boîte (tondon, 2007).



Figure I.7 : Caisson à boîte (tondon, 2007).

I.2.3.2.4 : Caisson par aspiration

Ce type de caisson est ouvert en bas et fermé en haut. Le caisson pneumatique est utilisé à l'endroit où il n'est pas possible de construire le puits. Il convient à une profondeur d'eau supérieure à 12m. Dans la construction, l'air comprimé est utilisé pour éliminer l'eau de la chambre de travail et les travaux de fondation sont effectués à sec. Ce type de caisson peut être en bois, béton ou acier (tondon, 2007).

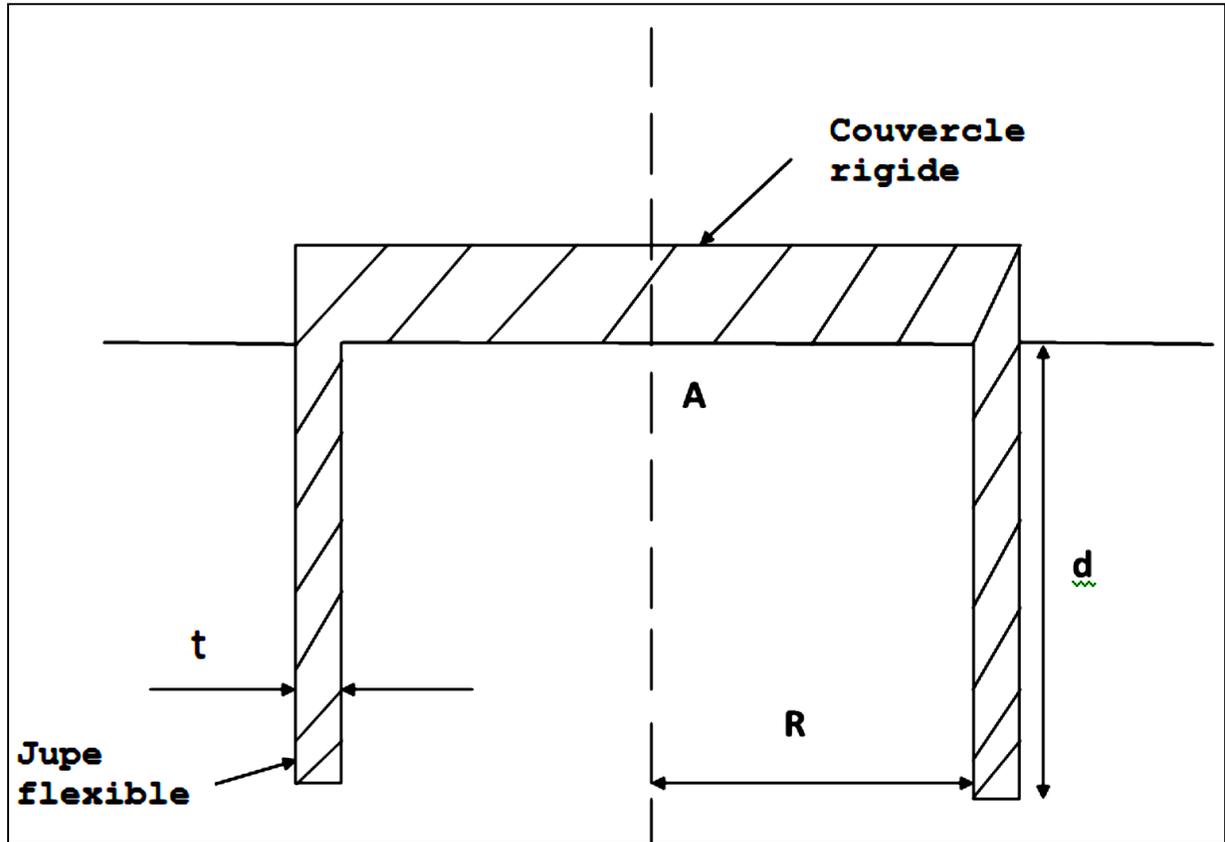


Figure1 .8 : Schéma représentatif d'un caisson par aspiration (tondon, 2007).

I.2.3.2.4.1 : Les composants de caisson par aspiration

Les caissons par aspiration sont composés de différents composants cités ci-dessus :

Arbre à air un passage reliant la chambre de travail à la surface du sol .Si le caisson est de trop grande taille, l'unité séparée de la cage à air peut être prévue pour les travailleurs et le matériel .l'arbre à air est composé d'un matériau en acier .Le joint impliqué dans l'arbre) air sont scellés par un joint en caoutchouc. Le verrouillage d'air est fourni sur l'arbre est étendu au- dessus du niveau d'eau.

Chambre de travail : la hauteur de la chambre de travail est d'environ 3m et est totalement étanche à l'air et composée d'acier de construction.

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

Pour empêcher l'entrée d'air et d'eau dans la chambre est maintenu à une pression juste supérieure à la pression atmosphérique. La surface externe de la chambre est maintenue épaisse. La chambre est étanche et lisse pour réduire la friction cutanée. Pour faciliter le bon traitement de l'enfoncement, un tranchant prévu en bas.

Composants Air Lock : Une chambre en acier prévue à l'extrémité supérieure de la tige d'air au-dessus du niveau d'eau est appelée «Air Lock». Le sas à air permet au travailleur ou aux ouvriers d'entrer ou de sortir du caisson sans relâcher la pression d'air dans la chambre de travail. Les sas à air ont deux portes étanches à l'air, une porte s'ouvre dans le puits et une autre porte s'ouvre sur l'atmosphère. Lorsque les ouvriers pénètrent dans les sas par la porte extérieure, la pression dans la chambre est maintenue au niveau atmosphérique. La pression est augmentée progressivement jusqu'à ce qu'elle devienne égale à la chambre de travail. Dans cette condition, les ouvriers sont autorisés à entrer dans la cage à air. La procédure complète est à nouveau effectuée lorsque les ouvriers sortent de la cage à air. En ouvrant une vanne dans le sas, de l'air frais circule dans le puits, ou les ouvriers sont autorisés à travailler dans la chambre de travail jusqu'à 2 heures. Equipement divers différents types d'équipement divers utilisés dans les caissons par aspiration sont les suivants : Pompes Moteurs Compresseurs d'air, ces équipements sont normalement placés au-dessus du niveau du lit. Grâce à un tuyau d'air comprimé, peut être appliqué à la chambre de travail.

I. 3. Processus d'installation des caissons par aspiration

Les caissons d'aspiration sont un type de fondation relativement nouveau utilisés pour soutenir les structures offshore chaque caisson constitué d'une mince enveloppe cylindrique en acier, recouvert d'un couvercle en acier ou en béton armé. Les caissons par aspiration tirent leur nom de la méthode d'installation qui est effectuée comme suit : le caisson est transporté jusqu'au fond marin sous son propre poids, et ensuite installé sur toute sa profondeur (avec le couvercle jusqu'au fond marin) en appliquant une aspiration à l'eau piégée dans le caisson, d'où le pompage de l'eau. Ce travail cependant, ne concerne pas le processus d'installation, mais les performances du caisson en service. Une fois installé sur toute sa profondeur maximale. La prédiction de la performances des structures offshore sous

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

charge environnementales, du vent et des vagues, dépend d'une compréhension des interactions entre la structure et la fondation (Deeks, 2016).

I. 3.1. L'installation

L'installation d'un caisson d'aspiration est effectuée en partie par pénétration du caisson dans le fond marin par le poids propre du caisson chute libre et complétée par l'application d'une sous pression (aspiration) en pompant l'eau de l'espace formé entre l'intérieur supérieur du caisson et le fond marin. La différence de pression créée entre l'extérieure et l'intérieure du caisson fournit la sous pression requise pour la pénétration du caisson jusqu'à la profondeur de conception, c'est-à-dire là où le capuchon supérieur du caisson affleure de fond marin après l'installation (Dublin, 2005).

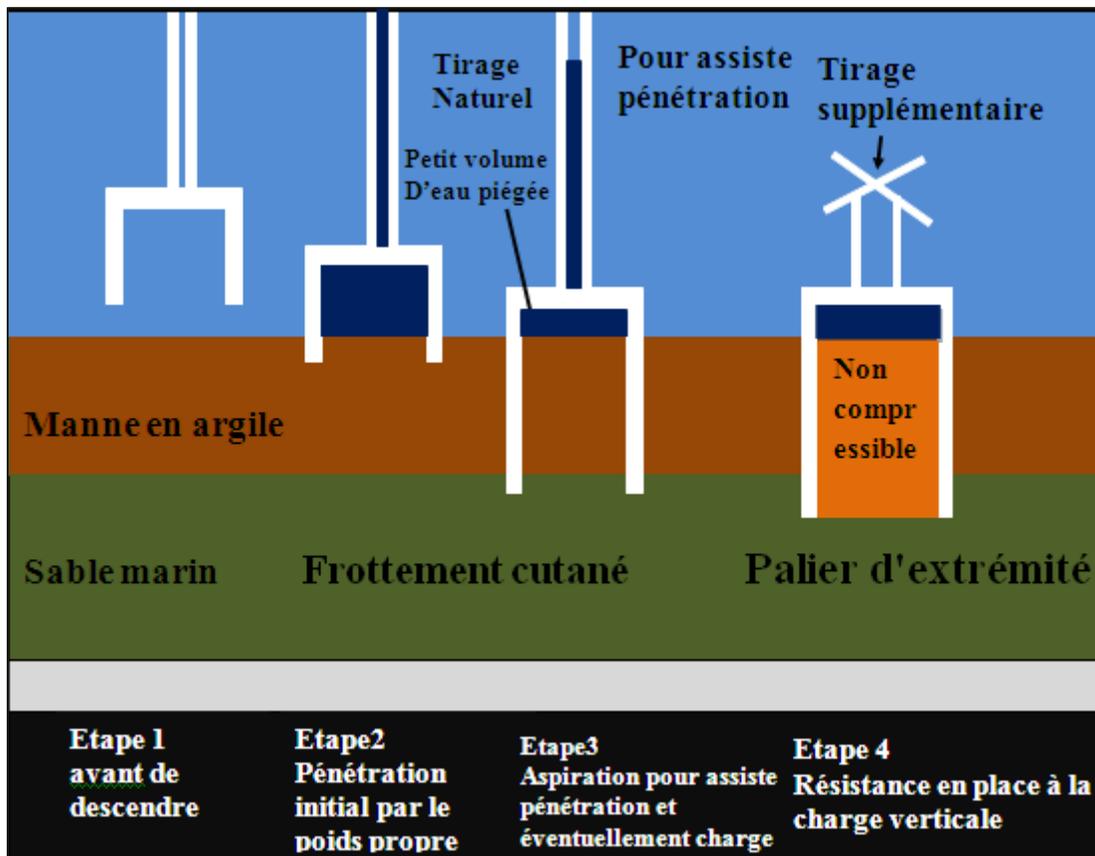


Figure1 .9 : Schéma représentatif d'un caisson par aspiration (tendon).

Il existe un certain nombre d'incertitudes dans la prédiction d'installation des caissons d'aspiration. Premièrement, l'état de contrainte et les conditions du sol à proximité d'un caisson

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

d'aspiration d'installation différent. Deuxièmement, la résistance du sol rencontrée lors de l'installation des caissons d'aspiration dépend du taux de chargement, de la conductivité hydraulique, de la longueur du drainage, ainsi que des propriétés de résistance au cisaillement du matériau de fondation. Enfin, lors de l'installation, les caractéristiques de changement de volume du sol environnant seront modifiées par rapport à celles mesurées in situ (Houlsby, 2005). Les connaissances existantes relatives à la prédiction de la résistance du sol et à l'installation de caissons d'aspiration se révèlent suffisamment précises dans une plage relativement courte (profil homogène de sable et d'argile) des conditions du sol, la zone grise entre les sols perméables et imperméables n'étant pas cartographiée.) (Byrne, 1985). Typiquement, les installations de caissons d'aspiration dans des profils homogènes de sable ou d'argile ont été observées pour répondre aux prédictions théoriques concernant la résistance du sol rencontrée lors de l'installation et l'exigence d'aspiration associée avec une précision adéquate. A l'inverse, les installations de caissons d'aspiration en sable stratifié (c'est-à-dire que les profils de sol rencontrés sont principalement composés de sable (teneur dominante en sol) intégrés à des

Couches intermédiaires de sol moins perméables d'épaisseur variable, comprenant un profil de sable non homogène en général être mal décrit par les méthodes de prédiction concernant le besoin d'aspiration, bien que l'installation des caissons d'aspiration ait finalement réussi. Le problème découle du contexte théorique existant, puisque des méthodes de prédiction ont été créées visant soit des profils homogènes de sable ou d'argile, laissant les conditions de sol en couches presque non testées. De plus, la majorité des méthodes de prédiction sont basées sur des résultats de modélisation expérimentale avec de rares vérifications avec des données réelles sur le terrain des conditions offshore et des installations réelles de caissons d'aspiration. L'industrie offshore considère que le caisson d'aspiration est une alternative de conception viable, dans les cas d'applications en eau profonde (<80 m dans la majorité des cas), car l'installation de pieux de forage devient extrêmement coûteuse et les plates-formes de chemise de pieux en acier augmentent de façon exponentielle avec la profondeur en raison de la augmentation exponentielle des coûts de leur construction. La précision des méthodes de prédiction pour mieux décrire la résistance du sol lors de l'installation dans des conditions de sol sablonneux revêt alors une importance capitale. La faisabilité du projet dans un environnement en eau profonde pourrait alors être mieux évaluée. Les méthodes de prédiction sont testées dans des conditions de sol

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

offshore, parant les écarts résultant des limites de la modélisation expérimentale et de l'irréalisme inévitable. La base de cette compréhension des méthodes de prédiction est obtenue par une analyse rétrospective des données de terrain recueillies à partir de l'installation réelle du caisson d'aspiration dans une gamme de conditions de sol.

I. 4. Domaine d'application

L'application des caissons est très utilisé surtout dans les projets maritimes tel que :

Les ports : infrastructures maritimes, construction d'un ouvrage maritime (pr.y.AJDOR).

Quais : ouvrage servant à l'accostage des bateaux, il peut être massif (en béton coulé, en paroi moulée ou de caissons) ou sur appui (constitué d'une plateforme en béton armé reposant sur des piles et des pieux en béton armé) (HOUSSAM, 2017).

Construction des digues : ouvrage de protection des zones portuaires contre la houle et les courants destiné à protéger les cotes contre les effets de la houle.

Des procédés utilisant des caissons en béton, dont la paroi extérieure est perforée, permettent une meilleure absorption du choc des lames qu'une paroi pleine (cas d'une digue mixte) .une digue selon sa conception, peut être accostable, insubmersible ou partiellement submersible (HOUSSAM, 2017).

Des jarl ans : digues de protection des côtes, constituée de caissons en béton qui comportent des orifices permettant de dissiper l'énergie des vagues et de la houle (pr.y.AJDOR).

Dans la construction d'une plateforme pétrolière : base centrale de pétrole offshore.

Construction des turbines éoliennes offshore : parc de transformation de l'énergie de vent en énergie électrique. (CAS DE BOTHKENNAR).

Urbanisation en mer : ce sont des infrastructures dans la mer posée sur des remblais marins entourés par des ceintures à caissons au fond marin à de grandes profondeurs (exemple de Monaco) (Nul, 2015).

La réalisation des ponts et projets routiers : réalisation d'une poutre caisson, pont à base d'un caisson et appuie (pr.y.AJDOR).

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

Construction des ouvrages d'accostage : l'accostage construit en Qais à base des caissons en cas d'un sol de bonne portance (pr.y.AJDOR).

I. 5. Les charges agissantes supportant une structure marine

Selon la norme (dnv /Riso, 2011) [design off offshore Wind turbines structures, 2011] les charges agissantes sur les caissons sont les suivantes (Xiao, 2015) :

I.5.1. Les charges permanentes

Les charges permanentes sont des charges qui ne varient pas en intensité, magnitude, la position et la direction, comme par exemple le poids propre de la structure offshore, le ballast, les équipements et la pression hydrostatique de l'eau permanente, les pressions hydrostatiques interne et externe (Xiao, 2015).

I.5.2. Les charges variables

Les charges variables sont liées aux opérations et aux usages normaux de la turbine offshore, dont la magnitude, la position ou la direction peuvent varier (Comité Français de Mécanique des Sols et de Géotechnique, 2018). Les charges les plus importantes de ce type de chargement sont, par exemple, la charge de manœuvre, l'impact des bateaux, les charges opérationnelles des Creus et les charges sur la plate-forme d'accès et les structures internes (Xiao, 2015).

I.5.3. Les charges environnementales

Les charges environnementales sont les charges qui peuvent varier en intensité, position ou direction pendant une période considérée et qui sont relative aux modifications de l'environnement (Comité français de Mécanique des sols et de Géotechnique, 2018), créés Par les effets de vent, du vagues, du cordant d'eau, de glace et de séismes (Xiao, 2015).

I.5.4. Les charges accidentelles

Les charges accidentelles sont un type de charges qui ne sont pas en rapport avec le fonctionnement normal de l'installation et qui proviennent de défaillance technique (des explosions (Comité français de Mécanique des sols et de Géotechnique, 2018), le feu, l'impact de collision entre une structure, la charge venant des plus grandes vagues déferlantes) (Xiao, 2015).

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

Comme on a déjà dit que l'application des caissons est dans les grands projets de génie civil et géotechnique tel que les projets maritimes, donc on cite un exemple de caisson :

Exemple mer du nord, golf de Mexique et nord-ouest de l'ouest de l'Australie pour une profondeur de 300 jusqu'à 3000m, les caissons peuvent atteindre une capacité de rétention importante en raison du Grand diamètre par rapport aux fondations sur pieux et peuvent également mobiliser à une capacité d'arrachement importante Par Le développement de la sous-pression dans l'eau interstitielle du sol (Aspiration passive) dès qu'il y a une tendance à l'arrachement mouvement. L'utilisation accrue des Caissons d'aspiration définit un passage pour prédire leur capacité, en particulier lorsqu'ils sont soumis À une charge ascendante inclinée, le combine de forces de soulèvement latéral et vertical (P.Carter², 2006).

I. 6 : Facteurs de conception et de construction

Les Fondation s'appliquent à la conception et à la construction des caissons. , la forme, la méthode d'installation et le comportement structurel des caissons sont différents de ceux des pieux. Le concepteur ,puis l'entrepreneur et le personnel de surveillance sont donc concernés par des facteurs similaires en ce qui concerne les conditions de fondation mais des problèmes différents concernant les forces à résister et la conception, la construction et l'installation des composants structurels ,tels que la nature et les caractéristiques du strates de sol à travers les quelles le caisson doit être enfoncé avec une attention particulière aux frottements de peau résistants et aux obstacles rencontrés, y compris le niveau de la nappe phréatique. La profondeur maximale estimée de l'affouillement ,le cas étanchera qui devrait être établie de manière prudente à partir de méthodes analytiques reconçues ou d'études de modèles ,la géométrie globale du caisson en fonction de la configuration des éléments de la sous-structure à supporter de la masse nécessaire pour faciliter l'enfoncement pieux et caissons . L'espace requis pour l'enlèvement des déblais de l'intérieur du caisson.

La stabilité globale du caisson et de la structure supportée pour les combinaisons de charge et d'affouillement défavorables du mont ,la capacité portante et la rigidité des couches fondatrices .les combinaison de charges y compris les forces fluviales le cas échéant ,pour lesquelles les

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

composants de caisson doivent être conçus pendant le naufrage et l'ors qu'ils sont complets en service considérations relatives à la durabilité .Les éléments de base d'un caisson ouvert, par ordre de construction, agissant de manière composite avec la paroi de puits en béton adjacente. Le puits comprenant la paroi périphérique extérieure du caisson.

Les parois internes, le cas échéant, qui subdivisent le puits en différents compartiments cellulaires et rigidifient les parois extérieures du puits .le joint inférieur du caisson ,qui est généralement une dalle de béton de masse épaisse pour fermer le puits, lorsque le niveau de fondation a été atteint, et verrouillé en position par la fourniture d'une grande clé de cisaillement ou d'une série de clés ,le remblais du puits à caisson ,comprenant généralement du sable de rivière propre jusqu'à la face inférieure de la chape de la dalle de couverture de caisson .La dalle de couverture est généralement considérée comme faisant partie du composant de sous-structure tranchants la rigidité et la résistance du tranchant d'attaque du caisson sont d'une grande importance pour le succès ultérieur des opérations de fonçage à travers des strates difficiles et doivent être minutieusement vérifiées par le personnel de contrôle quant à la qualité des soudures et des connexions et l'encastrement dans le béton à couler ultérieurement .l'arête de coupe doit être réglée au niveau mort avant le début du bétonnage.

I.6.1 : Drainage

L'accède drainage et mise en place tel que décrits dans le cahier de charges ne s'applique pas spécifiquement aux caissons, mais concernant l'ensemble du projet ,comme discuté brièvement, l'implantation sur le cite pour la construction du les caissons n'est pas mesurée et payée en tant qu'élément distinct, mais d'une importance égale à celle de n'importe lequel des autres composants de la sous-structure et doit donc recevoir la même attention de la part du personnel de contrôle, lors de la construction des caissons des caissons nécessite une planification minutieuse et une vigilance constante en raison de la nature des opération telles que :travaux à profondeur croissante ,souvent sous la nappe phréatique ou en conditions humides ou immergées ;adjacents à une structure lourde qui est en train d'étire enfoncée dans le sol et généralement sous des seaux, des bennes .utilisées pour l'extraction des déblais ,le degré de dangers ou quels les ouvriers sont confrontés est lié à la profondeur ,au taux d'afflux d'eau, la taille de l'espace de travail disponible à l'intérieur du puits ou de ses compartiments et la manière et la rapidité de leur évacuation lorsque des dangers ou des difficultés surviennent soudain mise en ouvre .la mise en

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

ouvre diligente du plan de sécurité de l'entrepreneur sont d'une importance évidente dans ces circonstances. Tous les cas d'apparition de dangers ou de difficultés lors d'une quelconque des opérations de construction nécessitent l'intervention rapide de l'ingénieur en concertation avec l'entrepreneur (Durow).

I.6.2 : Travaux de béton

Il est préférable de décider de la hauteur des élévateurs à béton et de la longueur des barres verticales et des épissures, uniquement après consultation de l'entrepreneur afin de faciliter ses opérations de construction. Compte tenu des efforts et contraintes importants auxquels les membres du caisson peuvent être soumis lors de naufrage et en service, le personnel de surveillance est censé vérifier la plus haute qualité des matériaux et de l'exécution sur toutes les facettes du béton dans le respect des spécifications, en particulier ils doivent prêter attention à :

La conception du mélange de béton avec une référence particulière à la résistance initiale ;

L'enrobage en béton à l'armature en particulier sur les faces extérieures du puits

La qualité et le respect des tolérances du coffrage sur les surfaces extérieures du puits. Ce qui peut réduire ou augmenter considérablement les résistances de frottement de la peau du sol à l'enfoncement ;

La qualité des joints dans le béton qui peuvent être soumis à des efforts de traction à un stade précoce du gain de résistance du béton (Durow).

I.6.3 : Naufrage et excavation

Une fois que le naufrage commence, trois problèmes associés à l'emplacement et au contrôle des caissons entrent en jeu, à savoir : l'inclinaison, la torsion et le déplacement latéral (Durow).

Celles-ci sont plus prononcées et problématiques au cours des premières étapes, pour les raisons suivantes :

Le caisson n'est pas entièrement noyé dans le sol. Le caisson traverse souvent des couches molles qui offrent peu de résistance latérale et qui peuvent offrir une résistance latérale ou verticale différentielle à l'enfoncement. En présence d'eau souterraine à faible profondeur, le

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

le poids effectif du caisson est réduit .il vaut souvent la peine de vérifier l'uniformité des trois à cinq mètres supérieurs du sol sous la surface supérieur au moyen d'un pénétromètre à cône dynamique ou d'autres sondes et d'envisager une compaction légère mais uniforme des deux mètres supérieurs du sol ,les estimations de la résistance au frottement cutané à différentes profondeurs doivent être faites à partir des résultats de l'enquête géotechnique pour contrôler et effectuer le fonçage.

I.6.4 : Fondation et étanchéités

L'adéquation de la fondation et de l'étanchéité des caissons sont des facteurs importants qui ont une influence significative sur la capacité de charge de ces structures.la qualité de la strate fondatrice et les moyens d'obtenir une assise compétente dans le cas de fondations rocheuses en pente par exemple, doivent être vérifiés par qui ne doit pas procéder) une inspection finale au 'après la mise en œuvre des mesures correctives (Durow).

I. 7 : Application des caissons d'aspiration

Les caissons d'aspiration trouvent une application dans une variété de domaines. Ce type de fondation a été utilisé pour les structures basées sur la gravité(GBS), par exemple. Le Snorre et le Heidrun TLPS, les modèles de systèmes de production sous-marin (SPS),par exemple le Snorre TLP, et les systèmes d'amarrage à bouée unique.ils ont également été utilisés à la place des ancrages pour les amarres .Les caissons d'aspiration ont été utilisés dans une variété de conditions de sol allant des argiles très molles aux sables très denses .Bien que le concept SCF ait été utilisé pour des fondations supportant une charge de traction ,le comportement du caisson dans des conditions non drainées, et entièrement drainées ,et le temps nécessaire à la dissipation des surpressions interstitielles résultant de l'application de la charge ne sont pas bien définies .la réponse du caisson au chargement cyclique est également intéressante, en particulier lorsque les périodes de chargement dans les directions verticale et horizontale différent. Une meilleure manuel et sont décrites dans références 1.

Compréhension du comportement du SCF devrait conduire à des conceptions plus sûres et plus efficaces que ce qui a été réalisé à ce jour.

I. 8. Avantages par rapport aux fondations sur pieux conventionnelles

Les caissons d'aspiration présentent plusieurs avantages par rapport aux fondations sur pieux classiques. Le caisson d'aspiration est plus court que les pieux battus typiques et est donc plus facile à manipuler. L'installation est simple et rapide par rapport à l'opération de battage de pieux. Il est également possible de récupérer la fondation en pompant de l'eau dans le haut du caisson (Durow).

I.8.1 : Travaux actuels

Le programme expérimental sur SFCS à l'OTRC a commencé en 1991 avec le développement du réservoir principal d'essai et du système d'instrumentation (Malhotra.1991). Le premier ensemble d'essais sur modèle a été réalisé dans le sable et visait à examiner la faisabilité globale du programme d'essai (Pavlicek.1992). Les Eifons ont ensuite été conçus pour améliorer la conception des modèles caisson et étendre la portée des tests dans le sable. Les caissons modèles testés ont été montés dans l'argile en 1994 (Durow).

I. 9 : Travaux et contributions scientifiques dans la littérature

Dans ce point on a cité les synthèses de travaux qui ont étudiés les caissons sachant que il ya beaucoup de synthèse mais on cite quelques-unes comme suit :

- ❖ ELF CONGO ,1995 a réalisé une fondation d'une barge de production et d'habitation de 12caissons à succion en acier avec un diamètre d 5mètres et une hauteur de 13mètres dans un sol argileux molles normalement consolidés dans les grands profondeur d'eau dans le golfe de guinée .avec des résultats parfait avec une durée de vie de 30ans.

- ❖ Le groupe ELF, 2001 a réalisé une nouvelle application en Angola sur le champ de Girasol par 1400mètres de profondeur d'eau, avec 16caissons de diamètre 4 ,5mètres et

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

d'une hauteur de 17mètres serviront à l'ancrage d'un FPSO sur un des champs pétroliers les plus profonds au monde.

- ❖ Kelly et Houlosby, 2006 ont réalisés un essaie pour voir une réponse de fondation caisson dans le sable pour un éolien prototype Vestas V90 de 3MW de Frederikshavn au Danemark en 2004. caisson en acier de 2m de diamètre extérieur soumises à des chargements monotones et combinés en appliquant une charge horizontale à une hauteur fixe .étudier numériquement pour garantir la redistribution des contraintes lors de la pénétration du caisson .diagramme de capacité portante de cette fondation premièrement étudiés a l'aide du modèle de Mohr Colomb .la méthode lagrangien-smoothed particale hydrodynamics combinée (CLSPH) , SIMSAND sont adoptée pour prendre en comptes les grandes déformations et les limites de l'approche , et pour étudier le programme de capacité portante des fondations .

Caisson dans du sable. La densité et la rigidité du sol, la résistance au frottement, la rupture des grains, la géométrie et les dimensions de la fondation sont pris en compte .une formule analytique est introduite pour écrire la surface de rupture 3Dcapable à reproduire les résultats numériques .sur la base de la formule analytique proposée, un macroélément pour des fondations caisson dans du sable soumises à des chargements monotones et cycliques est finalement développé dans le cadre de l'hypo plasticité. L'outil numérique proposé est validé avec des résultats expérimentaux. Des études expérimentales et numériques existantes sur le comportement de fondations en caisson soumises a des chargements complexes sont présentés et aussi les caractéristiques de capacité portante pour comprendre les déformations lors de phase de réalisation. Le processus de rupture et mode de rupture de ce caisson sont étudiés par modélisation numérique par loi de comportement de Mohr Coulomb.

- ❖ 1999, Des grands caissons d'aspiration installés pour la plate-forme Diana dans le golfe du Mexique .Les douze caissons d'aspiration étaient destinés à sécuriser un simple dispositif de bouée de chargement à une profondeur de 40 m .Leur diamètre de 6,5 mètres, et ils ont

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

été installés à une profondeur d'environ 1500 m sur des dépôts d'argile molle. Depuis, ils ont été installés à des profondeurs encore plus grandes, cette installation a été une avancée technologique pour le 20^e siècle et une étape importante du développement de la technologie des caissons d'aspiration a émergé de la coopération entre l'ancien opérateur en mer du Nord, Saga Petroleum AS, et l'Institut géotechnique norvégien.

- ❖ Snorre, 1992 a construit une plate-forme à pattes de tension d'un type qui, dans d'autres parties du monde, aurait été fondée avec des pieux jusqu'à 90 mètres de long. Malheureusement sur le champ pétrolifère de Snorre, il était difficile d'utiliser de longs pieux en raison de la présence d'énormes galets à 60 m de profondeur sous le fond marin. Saga Petroleum a donc décidé d'utiliser des caissons d'aspiration, qui ont été analysés par NGI. Ces analyses ont été vérifiées à partir de tests approfondis sur des modèles. Les calculs ont montré que la plate-forme pouvait être sécurisée en toute sécurité par des caissons d'aspiration de seulement 12 m de longueur. Snorre a commencé à produire du pétrole en 1992 et est maintenant exploité par la compagnie pétrolière norvégienne Statoil.

- ❖ Fukushima FORWARD, 2013 a lancé un projet de démonstration du parc éolien offshore supporté par des caissons. Le projet est pour but d'expérimenter et vérifier la réalisation des centrales éoliennes en utilisant des éoliennes flottantes et une sous-station. Le développement progressif du projet comprend l'installation de trois éoliennes de profondeurs environ de 23 km au large de la côte de Fukushima. Le projet est parrainé par le Ministère japonais de l'économie, du commerce et de l'industrie (METI). Le projet a démarré en novembre 2013. il est appelé à devenir le plus grand parc éolien offshore flottant au monde d'une capacité totale de 16 MW.

- ❖ Benoit de Ruffray, 1997 a démarré un projet du port de Bierut (Liban), comprend l'installation de 80 caissons dans la zone côtière avec diamètre de 25,75 m et d'une épaisseur de 17,56 m. Le projet a débuté en 1997 et s'est terminé en 2000

Chapitre I : Synthèse Bibliographique

- ❖ Bayerne, 1985 a réalisé un essai de pénétration d'une plate - forme pétrolière au champ Gulifaks en mer du nord a été équipé avec des jupes longues 30 m dans un sol multicouches. est fondée en profondeur de 330 m en utilisant le poids propre et l'aspiration. c'est la plus grande plate - forme de gravité du monde en utilisant le concept SCF.
- ❖ Bouygues construction, 2003 a signé un contrat de 223million d'euro pour la conception et la construction d'une digue portuaire de commerce de plus de 2km situé à 3 km de l'est de Tanger méditerrané (Maroc) à base de 40 caissons quadrilobés de béton armé de 35mètre de hauteur ,28mètres de longueur et 28mètres de largeur et pèse de 7900tonnes pour une durée de vie de 60ans pendant une durée de 3ans de travail de juin 2003 jusqu'à décembre 2006.
- ❖ Senpère et Auvergne, (1982) ont réalisés une opération de caissons d'aspiration à grande échelle utilisés comme ancrages pour les bouées d'amarrage au champ pétrolifère Gorm.

I.9 : Conclusion

Dans ce chapitre vue ce qu'on a fait on a pu arriver à faire une conclusion finale sur la nouvelle technologie offshore en base de caissons .Or les caissons par aspiration jouent un rôle très important en géotechnique car ils permettent de faciliter la réalisation parfaite des projets marins du côté de coût et période raisonnable. On a vu que les fondations offshores par caissons sont en évolution en raison de leur capacité portante qui est élevée.

Dans nos recherches bibliographiques on a cité beaucoup de projets en base de ses caissons en expliquant les étapes de réalisation dans le fond marin. Exemple de Monaco, Beyrouth, port de Jijel et les charges agissant. Enfin les revues scientifiques et plusieurs synthèses des travaux donnent les informations complètes sur ces caissons.



Chapitre II

Présentation de l'outil numérique

Utilisé dans cette étude

II. 1 : Introduction

De nos jours, les nouvelles technologies informatiques dans le domaine du calcul numérique permettent de résoudre des problèmes mécaniques de différentes manières. Ainsi, le développement de la programmation permet de reconstruire le code de calcul numérique basé sur la méthode des éléments finis. Dans ce chapitre, nous donnerons un aperçu général de la méthode des éléments finis en expliquant les concepts de base, les fonctions et les modes de calcul. Deuxièmement, nous aborderons la modélisation de structures axisymétriques sous des charges non axisymétriques. Enfin, nous discuterons en détail à travers la présentation Code PLAXIS, tel que l'interface, le modèle, l'analyse et la modélisation.

II. 2 : Revue sur méthode des éléments finis

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets géotechniques de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques. La méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc. La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.

L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, etc.

L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels

Nous avons donc volontairement choisi d'utiliser un logiciel commercial pour résoudre les applications géotechniques par la méthode des éléments finis : le code PLAXIS 2D (Saïd ,2006).

Il existe une grande analogie entre le développement de la résistance des matériaux au 19^{ème} siècle et celui de la méthode des éléments finis aujourd'hui. La résistance des matériaux a vu le jour grâce à des hypothèses cinématique qui ont permis de simplifier considérablement l'élasticité. De même, la méthode des éléments finis courante, formulée en déplacements, est née à partir d'hypothèses cinématique locales (le champ de déplacement au sein d'un solide est continue par morceaux), (un morceau=un élément). La méthode des éléments finis continue à se développer grâce aux progrès permanents sur les lois de comportements, et dans le domaine informatique (Bendali, 2013).

II.2 .1 : Concepts de base

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La méthode de l'élément fini est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique (Bendali, 2013 ; Bouafia, 2017).

II.2.2 : Calculs par la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est théoriquement la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes (Bassem,2012).

II.2.3 : la nécessité des éléments finis

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats ;
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr Coulomb, Duncan, Cam Clay ... etc ;
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol structures et les conditions hydrauliques ;

- Les caractéristiques des bétons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

II. 2.4 : Rôle de la méthode des éléments finis

- Effectuer les calculs d'écoulement.
- Simuler toutes les phases de travaux.
- Prendre en compte les variations des caractéristiques des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants.
- Calculer un coefficient de sécurité.

II.2.1.5 : Les sorties fournies pour les ouvrages sont

- Les déplacements des ouvrages.
- Les sollicitations internes des ouvrages.
- Les efforts dans les butons ou tirants.

II. 2.1.6 : les sorties fournies pour le sol

- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- Les pressions interstitielles.
- De calculer un coefficient de sécurité.

II. 3 : Généralité sur la modélisation des structures axisymétriques sous chargement non axisymétriques

II.3.1 : Modélisation des structures par le logiciel PLAXIS

La représentation d'une structure réelle, quel soit en bouton ou en charpente, par un modèle numérique en utilisant le logiciel PLAXIS

- La définition des lignes de construction de la structure suivant les trois directions ;
- La définition des sections des éléments qui constituent la structure (éléments barres ou Panneaux) ;
- La représentation et le dessin de la structure graphiquement par les éléments définis ;
- La définition des appuis dans la structure ;
- La définition des cas de charge et des combinaisons et application des charges sur la structure (Bouafia, 2017) ;

II.3 .2 : Modélisation numérique axisymétrique

La méthode des éléments finis a été largement utilisée, avec différents types d'éléments, pour modéliser et analyser la réponse des structures axisymétrique (caisson) sous chargement axisymétrique ou non axisymétrique dans notre cas (une structure axisymétrique sous chargement non axisymétrique) (Axisymmetric Solid with Non-Axisymmetric, 2016).

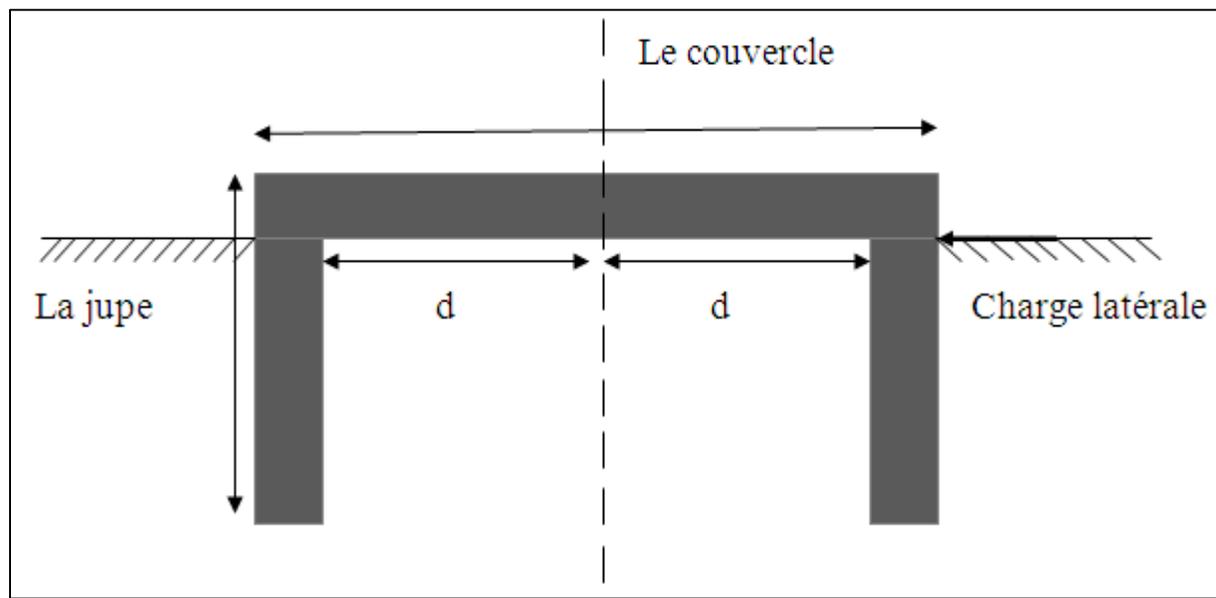


Figure II.1 : représente la géométrie axisymétrique de caisson

La modélisation des caissons par la méthode des éléments finis peut être réalisée par un modèle en symétrie ou axisymétrie de révolution bidimensionnelle ou tridimensionnelle. La condition de symétrie de révolution ou axisymétrie est généralement utilisée dans le cas d'un

caisson cylindrique, l'axe de symétrie étant l'axe du caisson. La condition bi ou tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste (Nasir, 2002). Lors d'une modélisation axisymétrique, le caisson est supposé cylindrique et plein et les Caractéristiques sont équivalentes, en conservant généralement les diamètres et les longueurs des caissons réels (Lakshmi, 2016; Denis, 2011).

II.3.2.1 : Le modèle axisymétrique 2D

Un modèle axisymétrique bidimensionnel représente une structure axisymétrique, il s'agit de caractéristiques suivantes :

- toute la géométrie incluse doit se trouver dans le plan XY du repère cartésien sélectionné comme repère de référence du modèle.
- Si le travail est avec des assemblages, toutes les géométries incluses appartenant aux composants de l'assemblage doivent se trouver à la même profondeur Z (Lakshmi, 2016).
- Toute la géométrie doit se trouver dans la partie $X \geq 0$ du plan XY (BOULON, 2008).
- Les charges et les déplacements doivent être dans le plan XY.
- Avec un modèle 2D axisymétrique, vous pouvez définir des charges, des restrictions et d'autres attributs de modèle dans trois degrés de liberté (Jadhav, 2012).
- translation en X et Y (ou équivalents cylindriques et sphériques).
- rotation en Z (ou équivalent cylindrique et sphérique) (XIAO, 2015).

L'analyse de modèle numérique permet de représenter une charge (horizontal ou vertical), un moment, la résistance en pointe, le déplacement, une pression, un frottement latéral interne ou externe entre la structure et le sol, une vitesse ou une température appliquée à la structure en réalité (Stress Solutions of some Axisymmetric, 2012).

II. 3.3 : Notion interaction sol-structure

L'interaction sol-structure est un passage obligé pour appréhender d'une manière réaliste le comportement des ouvrages en relation avec le sol qui les supporte. Cette communication s'attache à présenter quelques éléments d'ordre pratique pour mettre en œuvre une démarche d'interaction sol-structure éprouvée. Tout simplement ce terme signifie que la réponse du sol est modifiée par la présence de la structure qu'il supporte (El-Hakim, 2013).

D'un point de vue géométrique, l'interface sol-structure est définie comme la fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant.

Physiquement, la couche d'interface permet de transférer du chargement de la structure vers le sol. Pour déterminer les caractéristiques de ce sol (Grange, 2008).

II.3.3.1 : Les aspects de l'interaction sol-structure

L'interaction entre le sol et la structure doit être prise en compte en considérant L'aspect interaction sol-structure statique : cas d'une structure soumise à un chargement latéral, qui est notre cas d'étude.

II.3.3.2 : Modélisation de l'interaction sol-structure

La méthode des éléments finis a été le premier outil numérique utilisée longtemps dans les problèmes d'interaction sol-structure. Cette méthode tire sa puissance de son adaptation facile aux problèmes de géométries complexes et de fortes hétérogénéités. A cause de la nature infinie du sol, pour l'application de la méthode pour ce type de problème on doit utiliser des frontières appropriées, avec les conditions aux limites correspondantes. , Elle a la capacité de modéliser des interactions sol-structure sous des cas de charge quelconques (Henia ; Kerner, 2017).

En raison de la nature particulière de l'interface, plusieurs types de modèles ont été proposés. Supposons que le matériau d'interface soit élastique linéaire ou élastique non linéaire, et ait une relation contrainte-déformation hyperbolique dans les directions normale et tangentielle de la déformation.

II.3.3.3 : Le sol

Le modèle de comportement du sol parfait capable de décrire et de prédire tous les aspects du sol (isotrope, anisotrope) sous différents types de chargement. Le comportement du sol est très complexe et sa réponse est généralement non linéaire.

Les modèles ont été développés dont l'objectif de leurs intégrations dans les codes de calcul. Un nombre croissant de relations contraintes-déformations a été élaboré pour modéliser le comportement des sols (El-Hakim, 2013;Byrne).

II.3.3.4 : Le comportement du caisson

- Le comportement du caisson sous chargement latéral, dépend essentiellement du comportement du sol entourant le caisson. Pour l'étude de ce comportement, la plupart des travaux de recherches penchaient vers les mesures des déplacements en tête et des moments. Ces mesures permettent d'analyser le comportement du système sol structure en fonction du chargement horizontal appliqué.

- Le comportement caissons, sous chargement latéral, est en fonction de plusieurs facteurs, dont l'influence est plus au moins importante. Dans la plupart des cas, les caissons d'un système de fondation sont mis en place dans le sol verticalement. Les différentes méthodes utilisées ont une influence sur la résistance mobilisable du caisson. Cependant, le comportement et le dimensionnement dépend essentiellement du type de chargement appliqué. On définit un chargement appliqué par :

- La direction d'application.
- Le sens d'application.
- La nature du chargement.
- La vitesse de chargement (Bouafia, 2017).

II.3.3 .5: Modélisation du comportement du caisson sous charge horizontal

Les éléments finis permettent de déterminer le comportement du caisson ainsi que le sol l'entourant. La modélisation du comportement des caissons exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des caissons ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-caisson et d'une loi de comportement adéquate du sol (KERNER, 2017). La modélisation du comportement des caissons par la méthode des éléments finis peut être réalisée par une schématisation en symétrie. La condition de l'axisymétrie est généralement utilisée dans le cas d'un caisson cylindrique, Plusieurs facteurs peuvent influencer les résultats de l'analyse numérique EF du comportement d'un caisson. Citons, l'influence du maillage, l'influence du modèle de comportement du sol adjacent au caisson et l'influence du comportement de l'interface (Grange, 2008).

II. 4 : Présentation de logiciel PLAXIS

II.4.1 : Définition

C’est un logiciel couramment utilisé par des bureaux d’études. Conçu par des géotechniciens numériques de l’université de Delft aux Pays-Bas dans les années quatre-vingt, le code de calcul élément finis PLAXIS est un outil pratique d’analyse d’ouvrage et d’essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d’application s’étend aujourd’hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d’analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D (Bendali, 2013).

II.4.2 : L’interface du programme PLAXIS

Utilise principalement quatre sous-programmes (Bassem, 2012) :

a)-Plaxis-Input : le sous-programme Input

Aussi la pré-processing programme Contient les toutes facilités nécessaires à la création et modifications des modèles Géométriques, à l’engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des Conditions initiales.

b) - Plaxis-Calculations

Le processing programme ou le sou programme de calculs contient

Les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de Calcul des éléments finis.

C)- Plaxis-Output

Ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des

Nœuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux.

d)- Plaxis-Curves

Le sou programme curve sert à la construction des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.

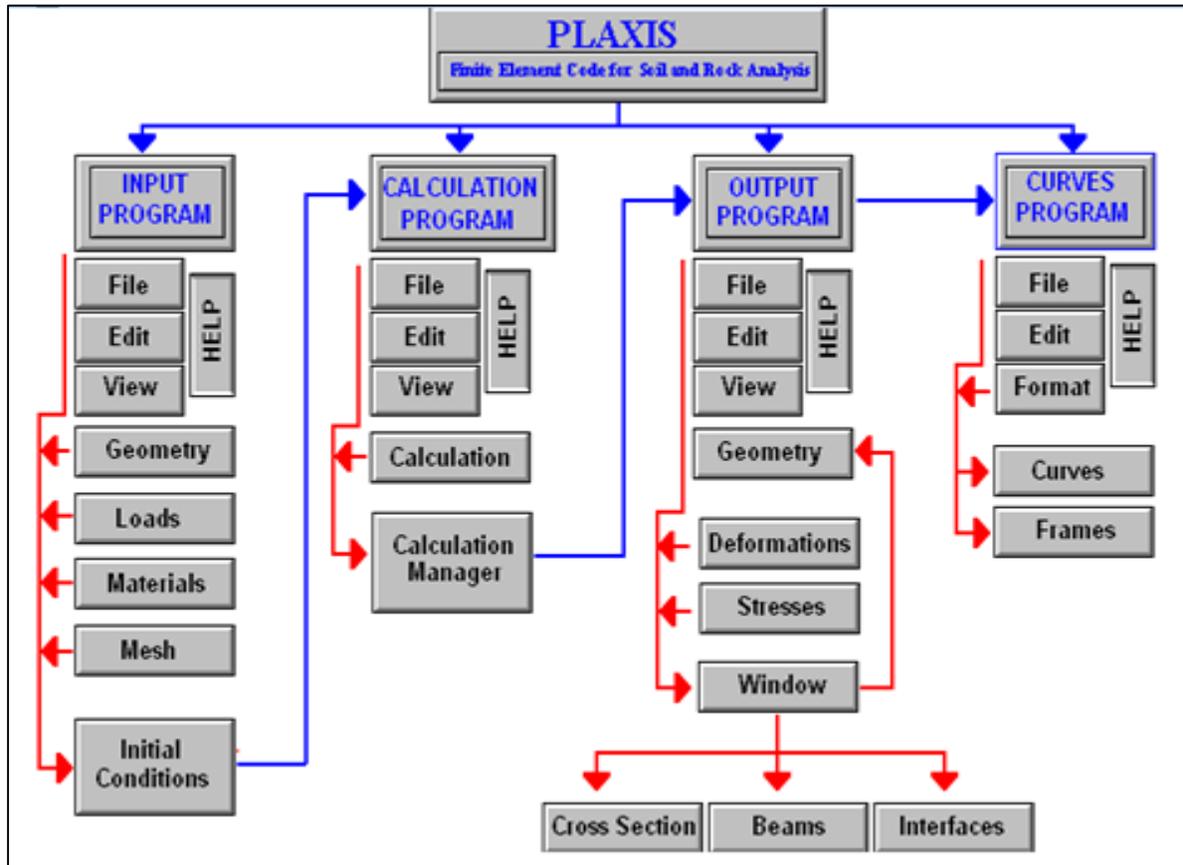


Figure II.2 : Organigramme de la structure du code PLAXIS (Bassem, 2012).

II. 4.3 : Options par défaut

PLAXIS est doté de fonctionnalité tout à fait remarquable pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci (Bendali, 2013) ci-dessous :

II.4.3 .1: Entrée des données

La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuient sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions rebelles à modéliser (Omrane, 2017).

II.4.3.2 : Génération automatique du maillage

PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structures d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

II.4.3.3 : Conditions aux limites

Les "fixistes" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.

II.4.3.4 : Chargement

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure.

Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

II.4.4 : Le comportement du sol

II.4.4.1 : Base de données des propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux, sol ou éléments de structure, sont données figurant dans les bases de données des différents projets peuvent être copiées dans une base de données globale, pour servir à d'autres projets (Bendali, 2013).

II.4.4.2 : Régime d'écoulement permanent

Des réseaux complexes de pression interstitielle peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Autre solution : la distribution de pressions interstitielles peut être également générée par un calcul d'écoulement permanent pour les modèles faisant intervenir des écoulements permanents ou des pompages.

II.4.4.3 : Calcul du réseau d'écoulement

Les distributions de pression interstitielle complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques.

Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

II.4.4.4 : Suppression interstitielles

Le logiciel PLAXIS distingue les comportements draine ou non draine des sols, ce qui permet de modéliser les couches sableuses perméables comme les couches argileuses imperméables. Les suppressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non draine sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non draine conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

II. 4.4.5 : Fonctions des calculs

Les programmes de calcul conduits des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique, un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul (Bassem, 2012).

II.4.4.6 : Analyse des résultats

Le poste processeur PLAXIS a des fonctions graphiques avancées pour restituer le résultat du calcul. Les valeurs précises des déplacements, forces et contraintes sont accessibles dans les tableaux de résultat.

II.4.4.7 : La Déformation

La restitution graphique des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, carte de déplacements totaux ou incrémentaux ou cartes de déformations totales ou incrémentales (Omrane, 2017).

II.4.4.8 : Les contraintes

La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pression interstitielles et surpressions interstitielles.

II.4 .5: Effet du modèle de comportement du sol

Chapitre II : Présentation de l'outil numérique utilisé dans cette étude

Dans le but d'étudier l'effet du choix du modèle de comportement du sol. Il y'a plusieurs modèles prédéfinis dans le code de calcul PLAXIS et dans ce thème d'étude en utilise le PLAXIS 2D version 8.2 qui permet l'analyse de problèmes par (déformation plane ou axisymétrique). Ce logiciel prend en compte les interfaces, le phasage de construction, avec un générateur automatique de maillage. Les lois de comportement de sol qui sont disponibles :

- 1- Le modèle élastique linéaire (**EL**) ;
- 2- Le modèle élastique parfaitement plastique (**EPP**), sans écrouissage, du type Mohr-Coulomb.
- 3- Le modèle Hardening Soil Model (**HSM**) pour les sols durcissant, ce modèle a pour effet d'améliorer le modèle de Mohr Coulomb en termes de non-linéarité et de la prise en compte de la dilatance.
- 4- Le modèle Soft Soil Model (**SSM**) pour les sols mous, qui est dérivé du modèle de Cam Clay (Bendali, 2013).

II.4.6 : Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux: depuis le modèle élastique Plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées Permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élastoviscoplastiques des Sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans Le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

La modélisation par élément finis permet de résoudre le problème Aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du Sol. Deux difficultés majeures ont empêchées la réalisation complète d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels

Chapitre II : Présentation de l'outil numérique utilisé dans cette étude

actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important. La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente (Bassem, 2012).

Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois Robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai Raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître Comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé La règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des Modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissement. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette Évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut Avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être Justifié. Les règles générales de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- ✓ quel est le comportement principal à modéliser ;
- ✓ utiliser un modèle qui décrit ce comportement ;
- ✓ Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation ;

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du Problème posé (Bendali, 2013 ; Bouafia, 2017).

II.4.6.1 : Comportement élastoplastiques

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, a un patin de seuil S_0 (Bassem, 2012).

II.4.6.2 : Modèle élastique linéaire

Chapitre II : Présentation de l'outil numérique utilisé dans cette étude

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part KW est infini (correspondant à $\nu = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations (Bassem, 2012).

$$E_{oed} = (1-\nu)E/(1-2\nu)(1 + \nu) \quad K = E/3(1 + \nu) \quad G = E/2(1 + \nu)$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches

II.4.6.3 : Modèle Mohr-Coulomb

En géotechnique, c'est un le modèle le plus couramment utilisés, le comportement de Mohr-coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, il a une grande utilisation dans le géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs .Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma n = \tan\phi + c$$

Ou σn et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, c et ϕ caractérisent respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les trois autres sont c , ϕ et ψ , respectivement, la cohésion, l'angle de frottement et l'angle de dilatance. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité (Youssef, 2015).

Aussi on décrit que le modèle de Mohr-Coulomb intéressant l'objet de la présente étude. Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

a) Coefficient de Poisson

La valeur de le coefficient de Poisson généralement entre 0,2 à 0,4 est réalisé pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

b) Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitté à les augmenter dans la Suite.

c) La cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion. Pour les analyses en non drain avec

$\varphi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur.

d) Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance note ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante

$$\Psi = c$$

$$\varphi = 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches. La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité (Youssef, 2015). C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes (Bendali, 2013).

e) Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture.

Défini soit par le module tangent initial E_0 (BAKOUR, 2008), soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50}

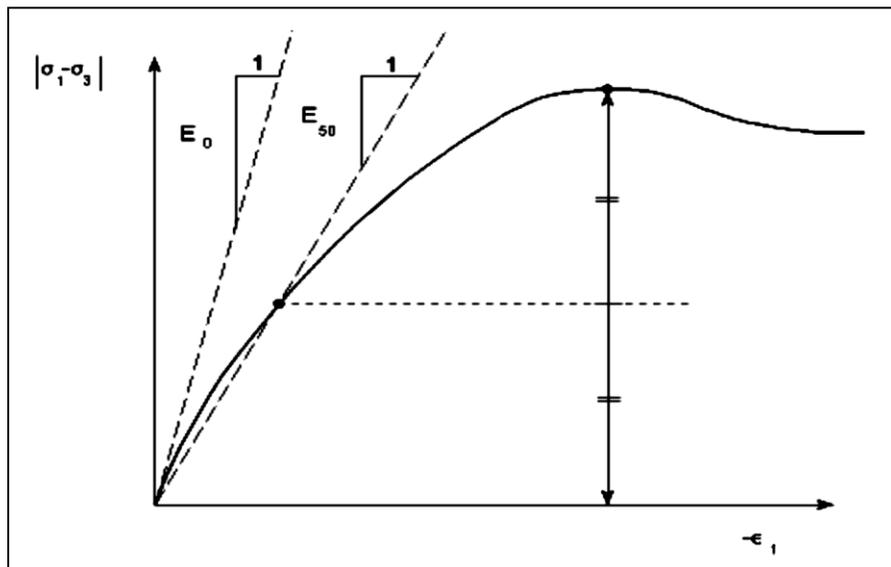


Figure II.3 : Définition du module d'Young E (BAKOUR, 2008).

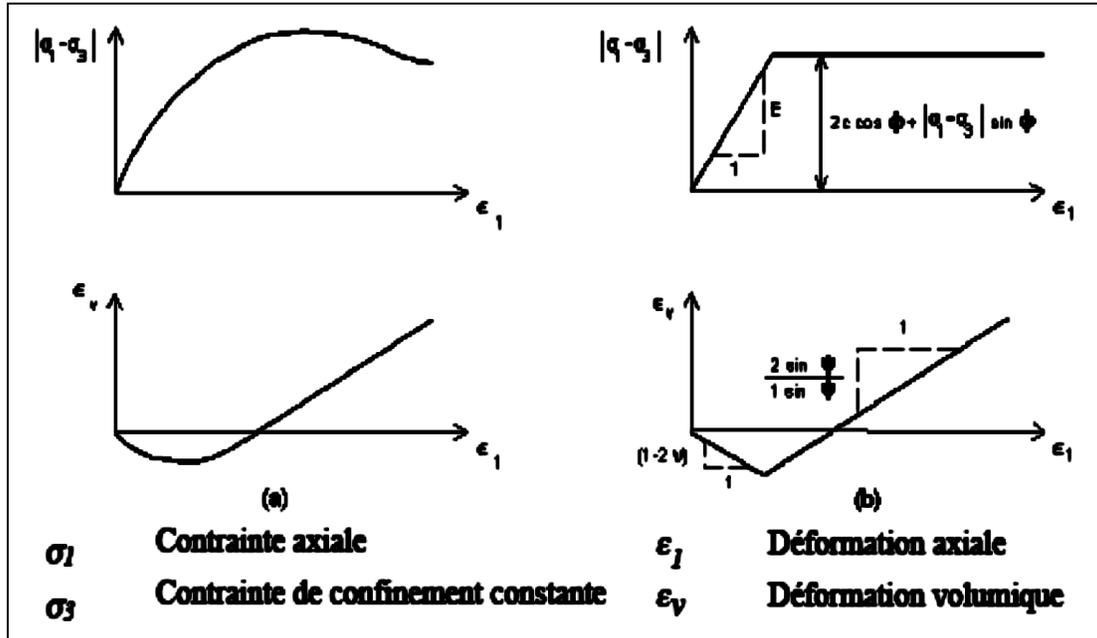


Figure II.4 : Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle
Élastoplastiques de type Mohr-Coulomb (BAKOUR, 2008).

Ces paramètres peuvent être identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques (BAKOUR, 2008).

Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le code PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :

- Pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation) ;
- Pour le comportement non drainé, les surpressions interstitielles sont complètement générées.

L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées

Chapitre II : Présentation de l'outil numérique utilisé dans cette étude

se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Dans PLAXIS, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c réduction". Dans cette approche, les caractéristiques $\tan\phi$ et c du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction ΣM_{sf} permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \phi_{donnée}}{\tan \phi_{réduit}} = \frac{c_{donnée}}{c_{réduit}}$$

Où les caractéristiques notées "donnée" se référant aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, ΣM_{sf} vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le coefficient de sécurité global est déterminé comme suit :

$$F = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } (\sum M_{sf}) \text{ à la rupture}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches)

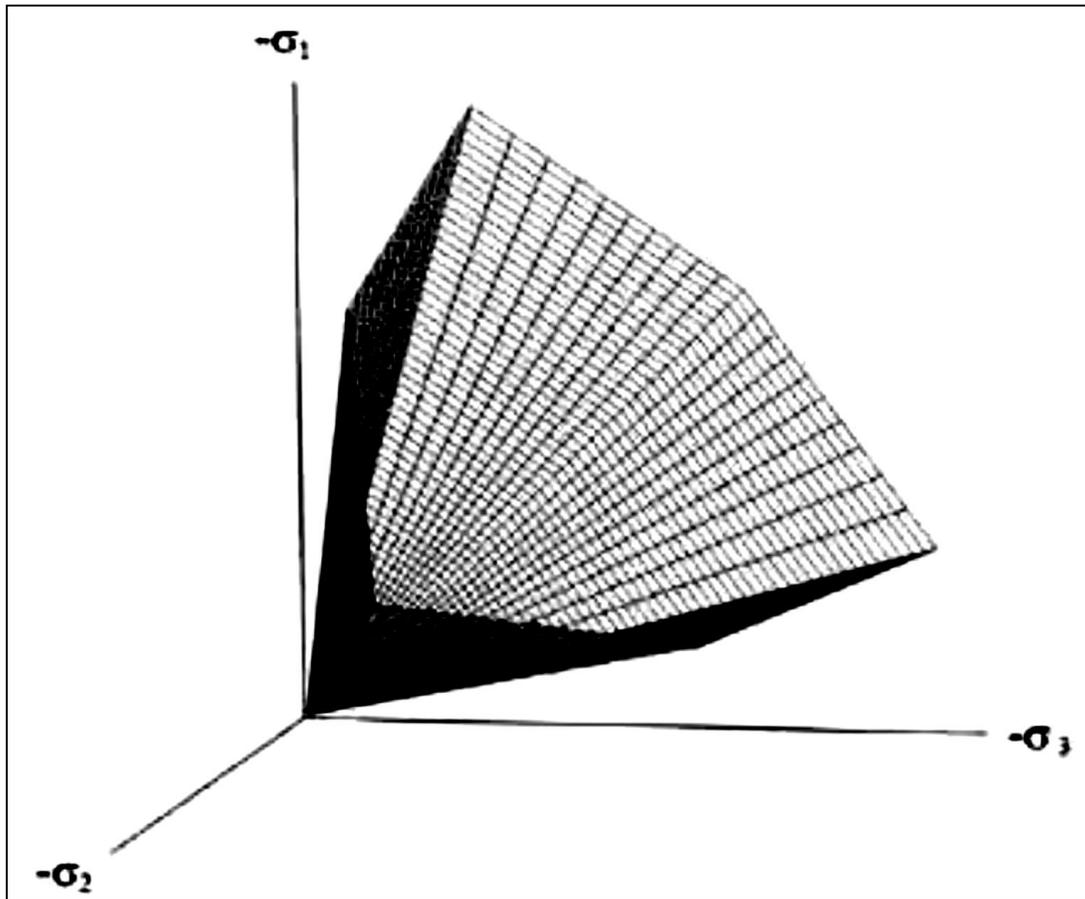


Figure II.5 : Pyramide de Mohr Coulomb (Guettafi.2012)

II.4.6.4 : Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle Mohr-coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente :
- Les courbes œnométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : Le modèle E50 n'est pas réaliste : il y a une courbure efforts déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De distinguer une charge et une décharge.

- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinies (Omrane, 2017).

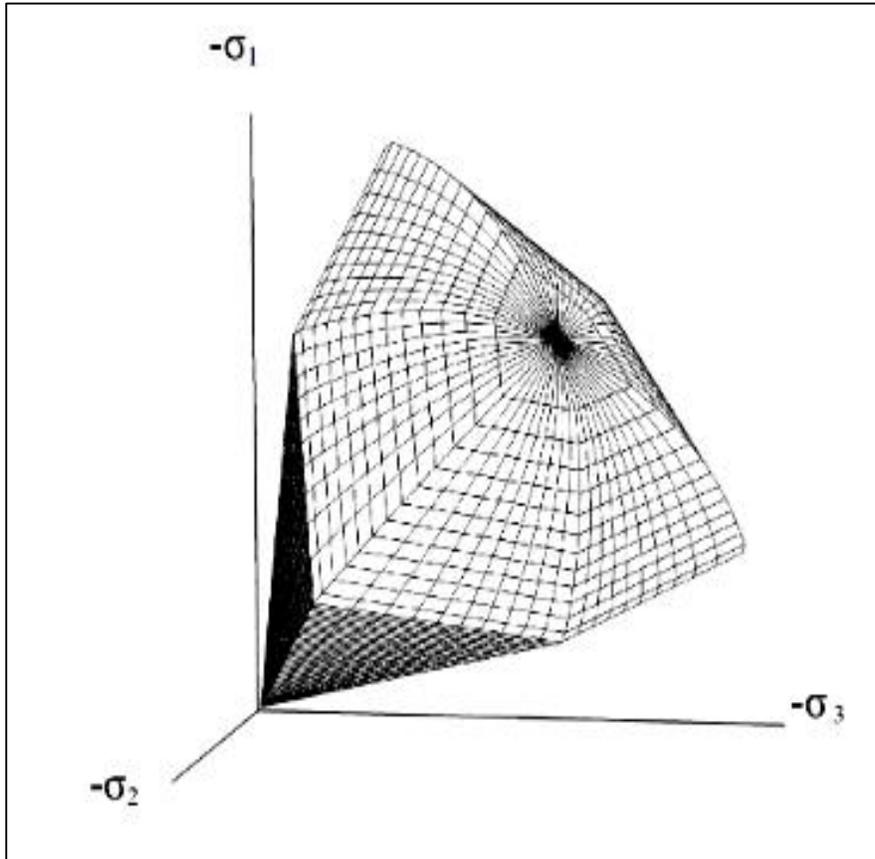


Figure II.6 : Pyramide de Hardening soil model (BAKOUR, 2008).

II.4.6.5 : Modèle pour sols « mous» (Soft Soil Model (S.S.M))

Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité associée limite l'espace entre les états admissibles. Les Paramètres du modèle :

Les paramètres utilisés dans ce modèle sont comme suit (BAKOUR, 2008)

λ : Indice de compression

K : Indice de gonflement

ϕ : Angle de frottement

Ψ : Angle de dilatance

C : Cohésion (omrane, 2017).

M : la pente de l'état critique dans le plan (p, q) (Bassem,2012).

II.4.6.6 : Modèle pour sols «mous» avec effet du temps (Soft Soil Creep Model.S.S.C.M .M)

Le SSCM permet de prendre l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire :

Celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps après la fin de la consolidation primaire (omrane, 2017)

, Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables) elle est caractérisée par le paramètre α . Elle est appelée la quasi-preconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps (Bassem ,2012).

II.4.7 : Modélisation bidimensionnelle

La majorité des études sont effectuées en utilisant une modélisation bidimensionnelle ou "axisymétrique. Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement latéral en tenant compte de l'interface au contact sol-structure. En pratique il n'est malheureusement pas possible de décrire avec précision le mécanisme qui caractérise l'élément interface. L'interface n'est ni parfaitement lisse, ni parfaitement rugueuse mais elle est dans une situation intermédiaire. Il est donc nécessaire de considérer successivement ces deux cas extrêmes ou bien en faisant varier dans une plage raisonnable les caractéristiques de l'interface. La présence de l'élément interface influe considérablement sur la réponse du système sol-structure (BOULON, 2008).

Le PLAXIS version 8.2 réalisé des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant

aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier (Bendali, 2013).

II.4.8 : Modélisation tridimensionnelle

Pour les cas tridimensionnels surtout pour des sols non linéaire, la méthode des éléments finis est difficile à utiliser à cause de la préparation des données du problème et aussi du temps de calcul qui devient élevés. Dans la majorité des cas on utilise les modèles bidimensionnels. Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. La modélisation de l'interface entre la structure et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre des nœuds du maillage. Le calcul est relativement long et d'une durée parfois excessive. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être effectuée au détriment de la précision des résultats. Pour éviter de telles modélisations grossières, la section de la structure est fréquemment remplacée par une section polygonale pleine équivalente. Cette approximation est utilisée pour la commodité qu'elle procure dans la réalisation des maillages tridimensionnels (Bendali, 2013 ; BOULON, 2008).

II.4.9 : Les logiciels calculant par méthode des éléments finis

Aujourd'hui, il existe plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages en interaction avec le sol. Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes, méthodes de résolutions et paramètres de modélisation. Les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthode de calcul. Les principaux logiciels utilisés, sont :

- ✓ **CESAR** (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels
- ✓ **PLAXIS** : (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) Logiciel 2D dédié à la géotechnique.
- ✓ **GROUP** : logiciel développé par (Reese et al, 2000).
- ✓ **ABAQUS** : un programme en éléments finis (HKS, 1989).

Pour ce travail, on va utiliser le logiciel PLAXIS 2D Version 8,2 (Bendali, 2013 ; Bassem, 2012).

II. 5 : Conclusion

Chapitre II : Présentation de l'outil numérique utilisé dans cette étude

Ce chapitre a été consacré à la description et présentation de la méthode des éléments finis intégrés dans le code PLAXIS. Cette description nous a permis par la suite de bien comprendre la modélisation des structures axisymétrique sous chargement non axisymétrique défini dans les pages précédentes. Le chapitre présente aussi la modélisation des comportements quel que soit sol et caisson caractérisée par l'application des charges latérale sur le caisson et la relation entre le sol et la structure.

Enfin, les procédures numériques peuvent être acceptées et employées dans la pratique et la recherche géotechnique, essentiellement dans le concept de la modélisation des structures par l'utilisation d'un programme en éléments finis comme le PLAXIS.

Chapitre III

Modélisation d'un caisson sous
Chargement horizontal

III. 1 : Introduction

La simulation numérique du comportement réel observé est un objectif difficile en géotechnique, donc ce chapitre consiste à faire une modélisation axisymétrique par plaxis 2D pour des caissons ancrés dans les argiles de Chicago et Gault chargés latéralement qu'on considère statique. L'objectif principale de ce chapitre est de prédire le comportement de caisson à travers les déplacements horizontaux pour différents niveaux de chargements dans deux types d'argiles en utilisant les deux lois de comportement MC et HSM. Cette modélisation a été faite en deux étapes, la première est d'appliquer une charge pour chaque profondeur de 100kn, 200kn, 500kn 1000kn et on calcule les déplacements horizontaux pour chaque élancement L/B. La deuxième étape est d'appliquer une charge à chaque profondeur et calculer les valeurs de déplacements horizontaux pour but de tracer les courbes charges déplacements qu'on discute dans ce chapitre.

III. 2 : Le modèle géométrique adopté

III.2 .1 : Le dimensionnement du modèle Géométrique

La structure modélisé est un caisson cylindrique à trois dimensions ; une longueur, un diamètre et une épaisseur. Nous avons quatre caissons à étudiés, les dimensions de chaque caissons présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III .1 : La géométrie des caissons

CAISSON	Longueur(m) L	Diamètre (m) B	Rapport d'élancement L/B(m)	Epaisseur(m) E	Coefficient de Poisson ν
1	10	10	10	0,1	0,25
2	10	5	5	0,1	0,25
3	10	2	2	0,1	0,25
4	10	1	1	0,1	0,25

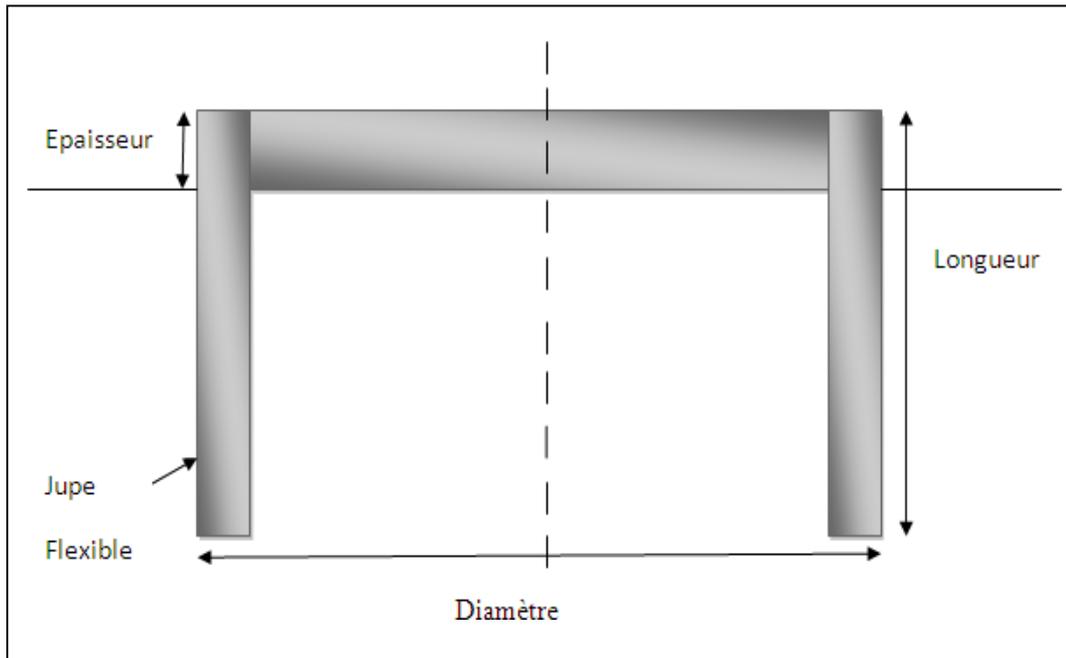


Figure III .1 : schéma représentatif d'un caisson.

III.2.2 : Paramètres du modèle

Les données essentielles de départ sont les deux types d'argile (Chicago et Gault), chaque type a ses propres caractéristiques particulières extraites de l'article de médina et Bryson(2012).Les paramètres utilisés dans la simulation sont présentés dans les deux tableaux suivants :

Deux modèles constitutifs ont été utilisés : Modèle de Mohr-Coulomb noté par la suite en abrégé "MC" et le modèle "Hardening Soil model" de même référencé "HSM".

Tableau III.2 : paramètres d'argiles de Chicago et Gault avec HSM (Bryson, 2012).

Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontal

Type de comportement	Hardening soil model		Unité
Types de sol	Argile de Chicago	Argile de Gault	
Type de materiel	Non drainé	Non drainé	
γ_{unsat}	18,1	20	KN/m ³
γ_{sat}	18,1	20	KN/m ³
K_x	0,00015	0,00015	m/ Day
K_y	0,00009	0,00009	m/ Day
$E_{\text{réf } 50}$	2,350	14,847	KN/m ²
$E_{\text{réf } ur}$	1,600	6,100	KN/m ²
$E_{\text{réf } oed}$	10,000	44,540	KN/m ²
$C_{\text{réf}}$	0,05	0,05	KN/m ²
Φ	24,1	33	[°]
Ψ	0	0	[°]
v_{ur}	0,2	0,2	-
$p_{\text{réf}}$	100	100	KN/m ²
K_0	0,59	0,50	-
C_k	100000	100000	-
R_f	0,70	0,96	-

Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontal

Tableau III.3 : paramètres d'argiles de Chicago et Gault avec MC (Bryson, 2012).

Type de comportement	MOHR COULOMB		Unité
Types de sol	Argile de Chicago	Argile de Gault	
Type de materiel	Non drainé	Non drainé	
γ_{unsat}	18 ,1	20	KN/m ³
γ_{sat}	18 ,1	20	KN/m ³
k_x	0,00015	0,00015	m/ Day
k_y	0,00009	0,00009	m/ Day
E_{Ref}	10000	40,090	KN/m ²
$\nu(nu)$	0 ,200	0 ,200	-
G_{ref}	10,000	16,703	KN/m ²
E_{oed}	1 ,1110	44,540	KN/m ²
Φ	24,1	33	[°]
Ψ	0	0	[°]
K_0	0 ,59	0 ,50	-
$C_{réf}$	0,05	0,05	KN/m ²

III.3 : La modélisation numérique

Dans cette partie on a lancé la modélisation sur PLAXIS V8, 2 avec un modèle axisymétrique en adoptant les modèles de comportement Mohr-Coulomb et le modèle Hardening soil model pour les deux types d'argiles de Chicago et Gault, alors on a fait la modélisation en deux parties comme suit :

III.3.1 : Etude paramétrique

III.3 .1 .1 : La première phase

Quatre caissons ont été conçus, réparties en quatre groupes (HSM, HSM sans jupe, Mohr-Coulomb, Mohr-Coulomb sans jupe) et de diamètres variables. Chaque modèle contient quatre caissons. Le diamètre B de chaque marche est de 10 m, 5 m, 2 m, 1 m, la longueur fixe L'est de 10 m, le couvercle, et la jupe est de 0,1 m. On a appliqué une charge horizontale, chaque fois de 100KN, 200KN, 500KN et 1000KN.

Pour chaque élancement L/B on a enregistré des valeurs de déplacements horizontaux,

III.3.1 .2 : La deuxième phase

Dans la deuxième phase de ce processus numérique, on va calculer les déplacements Horizontaux à partir de l'application des charges latérales dans deux points appropriées de 7,5 m et 5 m, on a prié dans ce cas un seul type de sol (argile de Chicago) avec adaptation de modèle de Comportement HSM. Et on a conservé les mêmes paramètres indiqués dans la 1^{ere}Partie.

On va appliquer toujours quatre charges horizontaux de 100KN, 200KN ,500KN et 1000KN, Et ensuite on va tracer une courbe pour comparer les déplacements des caissons dans les deux Points.

III.4. La présentation de manipulation par PLAXIS

En utilisant le PLAXIS version 8.2 pour définir et exécuter les phases de calcul et les étapes d'analyse numérique, il est nécessaire de définir quel type de calcul doit être sélectionné et quel types de chargements doivent être activés durant le procédé de calcul. Dans ce qui suit les caractéristiques du PLAXIS reliées à la présente analyse détaillées. La modélisation par PLAXIS se fait par des étapes comme suit : Premièrement, Présenter et discuter le comportement numérique, en termes de contraintes et déformations Calculés. Deuxièmement, de vérifier le concept numérique utilisé, à travers la validation du modèle numérique proposé et les performances du code PLAXIS.

III.4.1 : Le modèle numérique

Le modèle numérique est développé sur la base des dimensions, géométrie et conditions de chargements correspondants au modèle physique. Ces paramètres ont directement dérivés de ce dernier. Les dimensions du caisson étudié a été modélisée axisymétrique ment c'est-à-dire on a étudié seulement la moitié du structure.

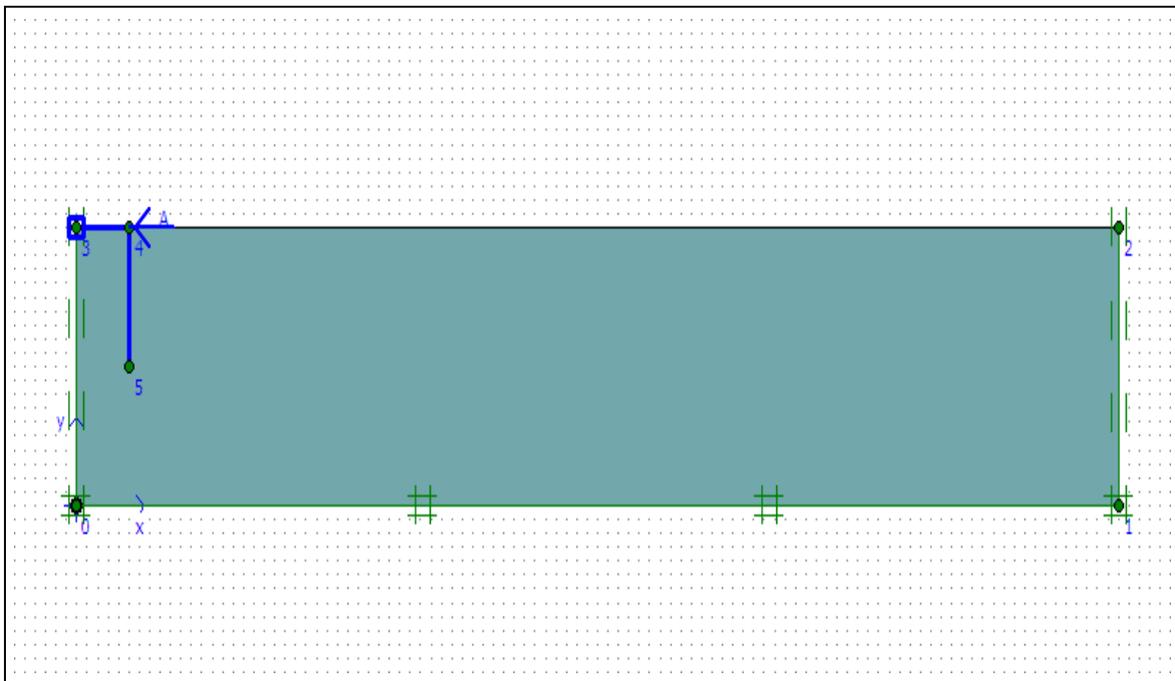


Figure III.2 : Le modèle numérique de caisson(1) PLAXIS INPUT

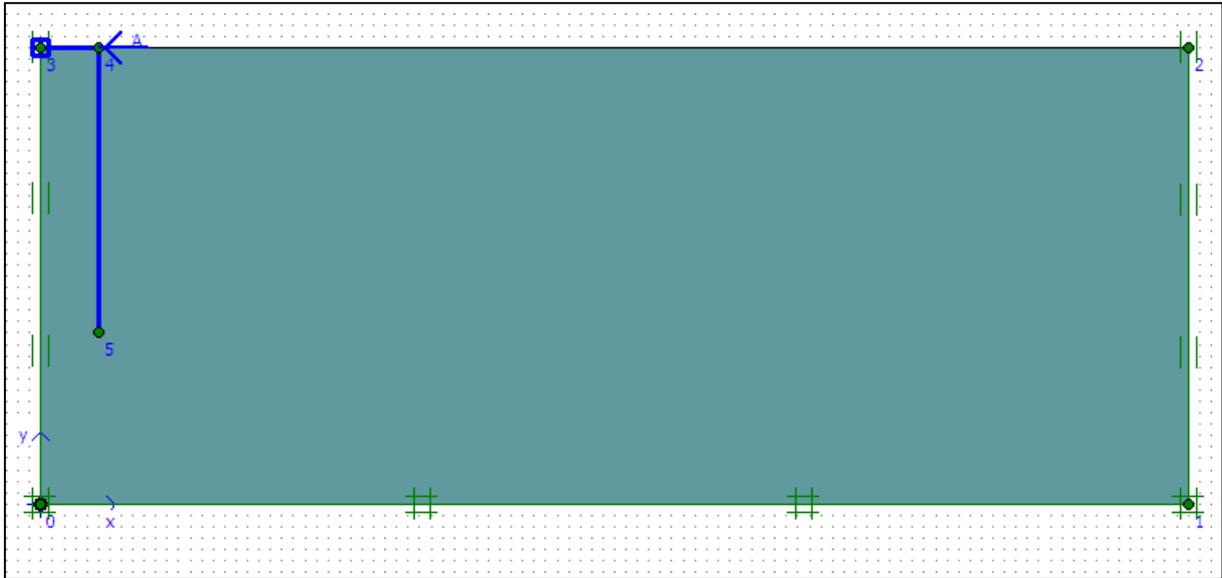


Figure III.3 : Le modèle numérique de caisson(2) PLAXIS-Input.

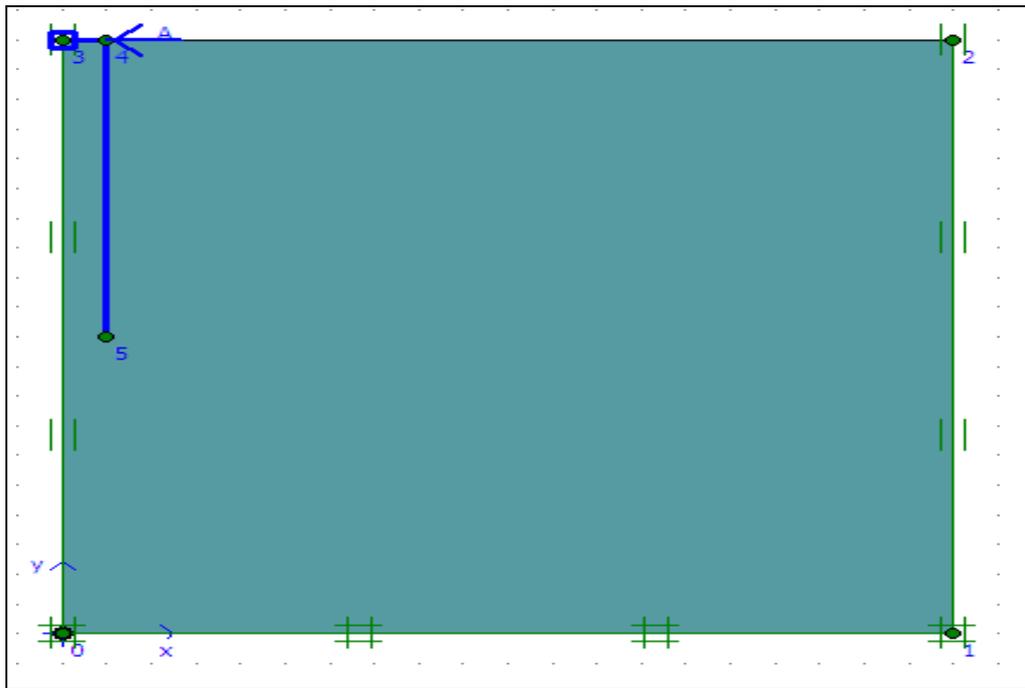


Figure III.4 : modèle numérique de caisson(3) PLAXIS-Input.

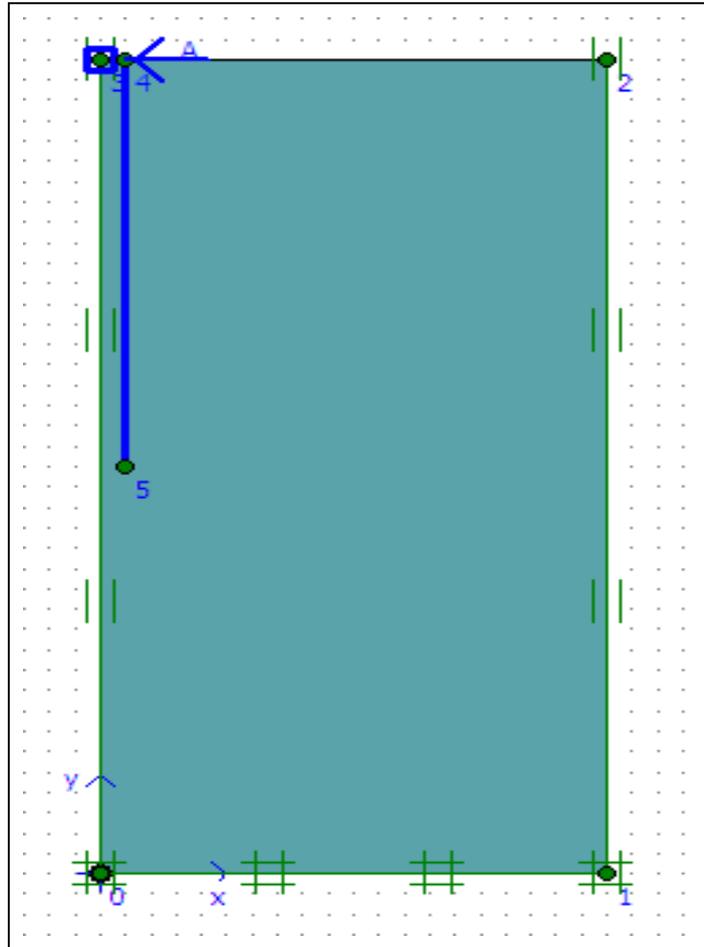


Figure III.5 : Le modèle numérique de caisson(4) – PLAXIS-Input.

a). Remarque

Les cinq nœuds représentés dans les figures (III.2 ; 3 ; 4 ; 5) a des objets comme suit :

Nœud 1 —————> la profondeur du sol

Nœud 2 —————> la surface du sol

Nœud 3 —————> la moitié du caisson

Nœud 4 —————> le point d'application de la charge horizontal ou bien la charge horizontal appliquée

Nœud 5 —————> la profondeur de l'ancrage du caisson (la longueur de skirt)

III.4.2 : Disposition générale

Le Plaxis-Input est chargé par le 'général setting', permet de sélectionner les arrangements initiaux divers de la présente analyse numérique, les plus importants sont : le titre du projet, le type d'analyse à effectuer ('axisymétrique' ou 'plain strains'), et les dimensions de la surface de dessin.

Dans notre cas les conditions de 'axisymétrique' étaient assumées, des éléments finis à six nœuds ont été sélectionnés pour la modélisation du sol.

III.4.3 : Création de la géométrie du modèle

Sur la base de trois types de composants (Points, Lignes, Clusters), la géométrie de notre modèle numérique est créée dans la fenêtre PLAXIS –Input

On a quatre modèles géométriques des caissons :

- La géométrie du modèle caissons1 s'étend sur 1 m horizontalement et 10m verticalement.
- La géométrie du modèle caissons2 s'étend sur 2 m horizontalement et 10m verticalement.
- La géométrie du modèle caissons3 s'étend sur 5 m horizontalement et 10m verticalement.
- La géométrie du modèle caissons4 s'étend sur 10 m horizontalement et 10m verticalement

III.4 .4: Data-set de matériaux

Les propriétés du sol (Chicago et Gault) sont collectées dans le data-set du matériau, qui pourra être ensuite enregistrées dans la banque de données des matériaux du PLAXIS Input programme. A partir de la banque de données, les données de chaque matériau peuvent être assignées au cluster correspondant.

III.4 .5: La production du maillage des éléments finis

Après la création du modèle géométrique, la production du maillage prend en considération la position des points et lignes dans la géométrie du modèle, de manière que, la position exacte de la couche du sol et de la structure (caisson) soit modélisée proprement. Le procédé de maillage est basé sur un principe robuste de triangulation qui cherche les triangles optimisés, qui résulte assez souvent en une forme désordonnée du maillage. A ce stade d'analyse, la transformation des Input-Data (propriétés, conditions aux limites, matériaux, etc...) est faite ; du modèle géométrique (points, lignes et clusters) au modèle numérique à

Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontal

base d'éléments finis (éléments, nœuds et points de contraintes).

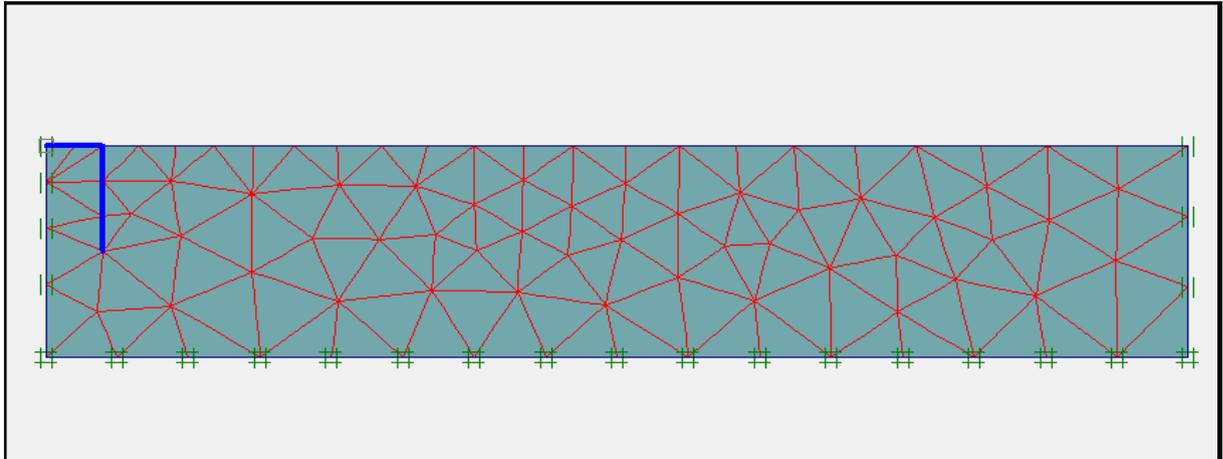


Figure III.6 : maille d'éléments finis typique et conditions limites de déplacement (modèle caisson 1) PLAXIS INPUT.

III.5 : Les conditions initiales

Une fois le maillage généré, le modèle d'éléments finis est complet. Au début du processus de calcul, les conditions initiales doivent être modélisées. Les conditions initiales nécessitent une pression interstitielle initiale et Contraintes initiales.

III.5.1 : Conditions hydrauliques

Au début le niveau de la nappe phréatique initiale est à 0.0m du substratum imperméable.

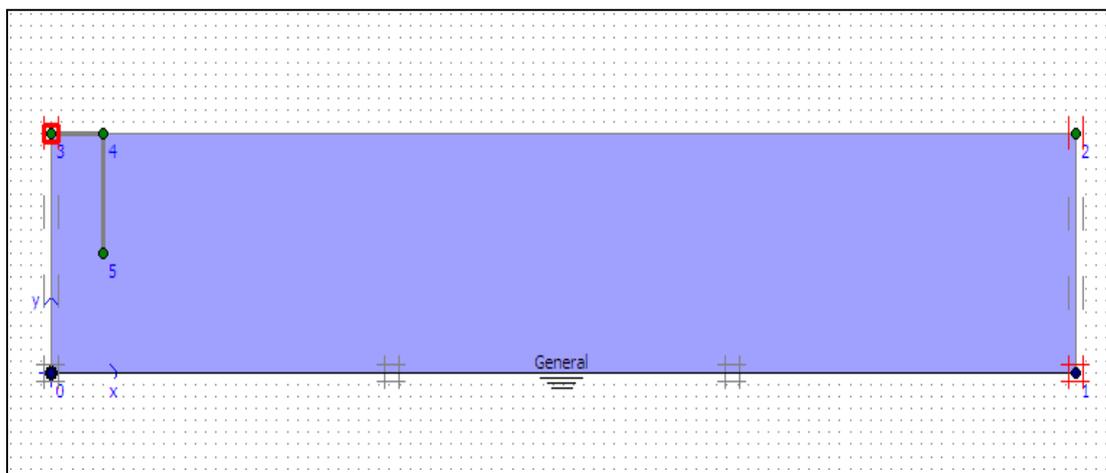


Figure III. 7 : conditions hydrauliques initiales PLAXIS-Input (model caisson1).

III.5.2 : Contraintes initiales

A ce stade, l'état initial de contrainte du sol est calculé en mode configuration Géométrie, par le moyen de la procédure K0. À ce stade, le poids total du sol est utilisé pour calculer la contrainte initiale. La ligne horizontale ou verticale indique la magnitude des contraintes principales et l'orientation des lignes indique la direction principale.

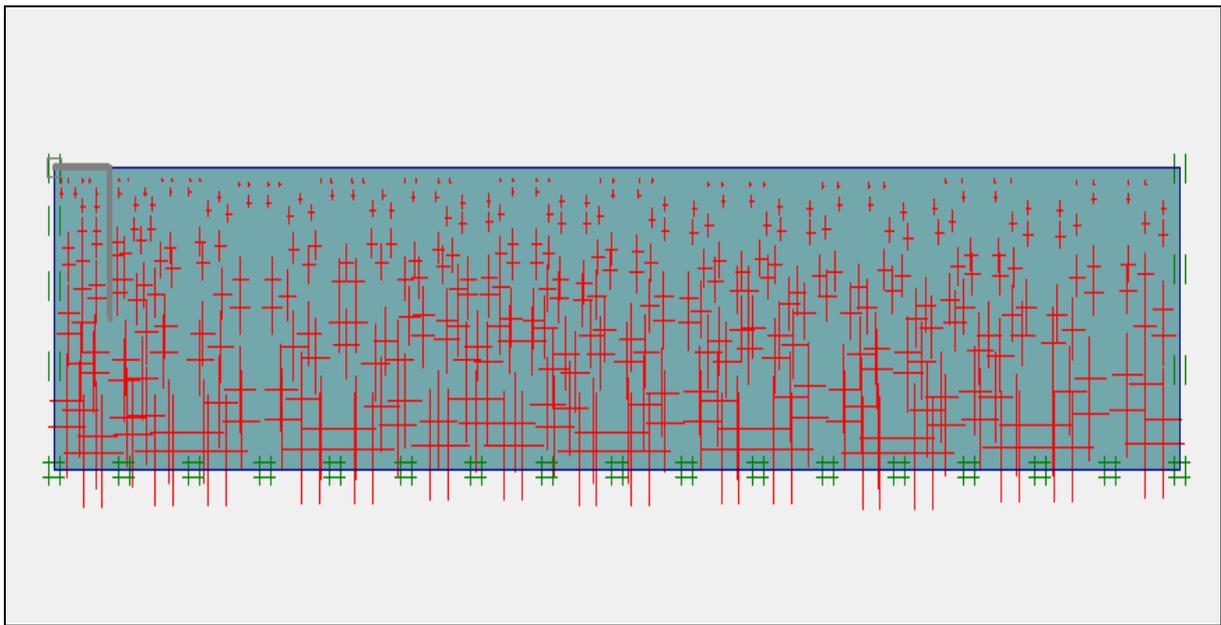


Figure III.8 : champ de contrainte effective (modèle caisson1)

III.5.3 : La phase de calcul

Dans le programme de calcul PLAXIS, la construction multi phase et "calcul par phases" "Structure" ne peut être utilisé que pour les calculs plastiques de type "augmentation de charge". Dans cette étude, le calcul est effectué en utilisant une étape de programme en plusieurs étapes " Commencer avec des conditions initiales définies, commencer par une seule étape et prendre tous les composants du modèle par éléments finis comme actif.

5.3.1 :L'exécution de phase et type de calcul

Le calcul doit partir des conditions définies dans les conditions initiales du programme d'entrée PLAXIS. La définition de la phase de calcul précise le type de calcul à effectuer. Le code PLAXIS propose trois types de calculs : le calcul plastique, le calcul

Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontal

élastique, l'analyse de consolidation et le calcul du facteur de sécurité (réduction Phi-c), calcul dynamique. Dans notre calcul nous avons travaillé avec le calcul plastique.

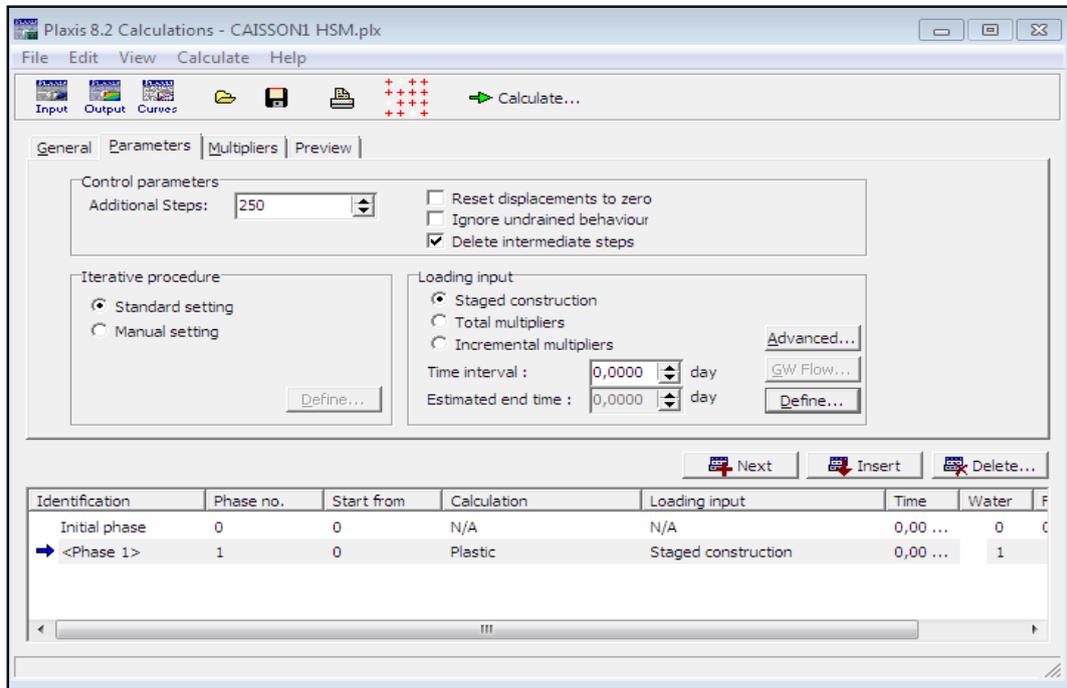


Figure III. 9 : fenêtre de calcul réussi (modèle caisson1).

III.5.3.2 : Exécution des calculs

Après avoir définir l'étape de calcul, avant d'effectuer le calcul, on devrait faire attention aux points suivants : Le modèle peut être sélectionné pour créer ultérieurement la courbe de charge, le chemin de déplacement ou de contrainte. Pendant le processus de calcul, Les informations relatives au point sélectionné sont enregistrées dans un fichier séparé. Les Point présélectionnés sur la maquette numérique sont représentés par des lettres comme les montrent les figures suivantes

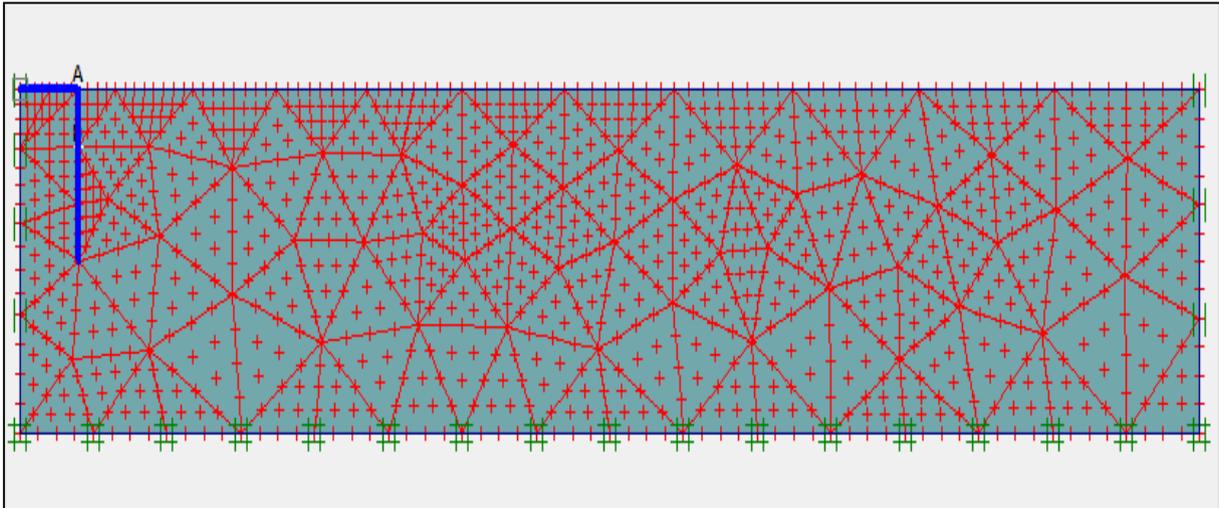


Figure III. 10 : points sélectionnés pour le contrôle de déplacement.

III.5.4 : Résultats numériques

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour les phases avec le programme Output comme suit :

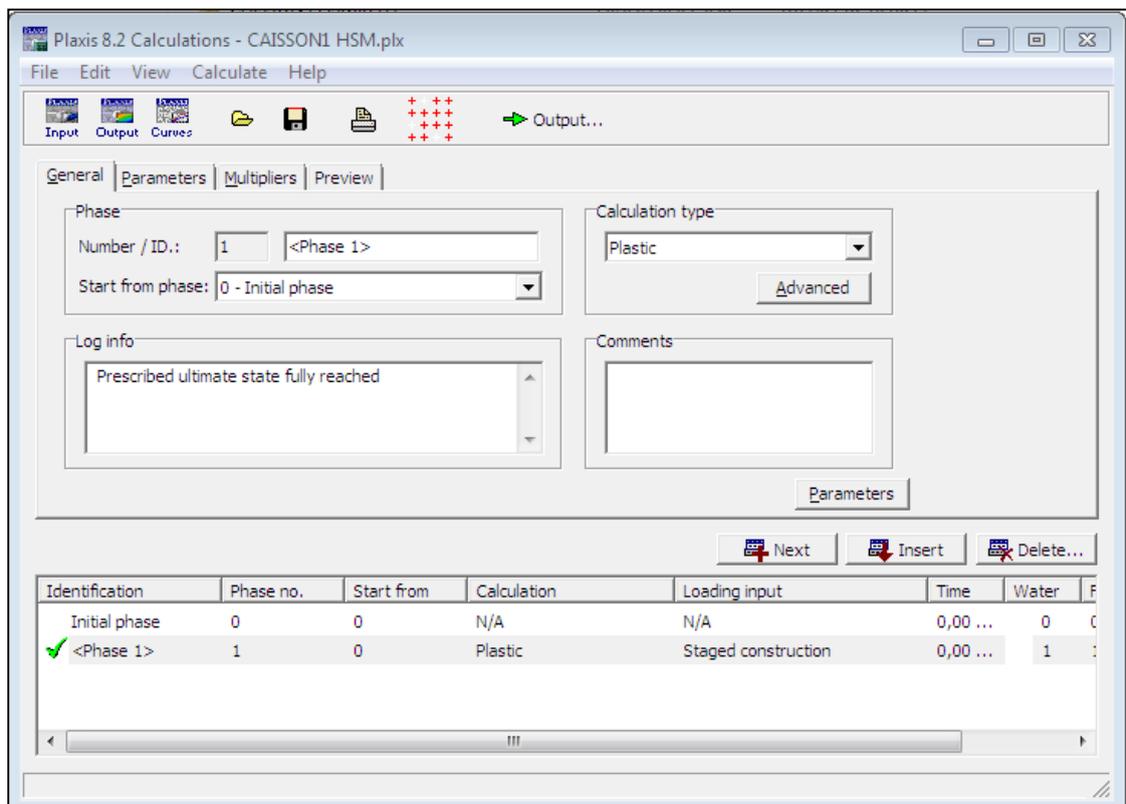


Figure III. 11 : fenêtre de calcul de résultats.

III.5.5. Déformation de maillage

La maille déformée est un graphe d'éléments finis dans une forme déformée, superposé sur un graphe de la géométrie initiale. Les mailles déformées typiques du présent modèle numérique sont présentées dans la figure suivante :

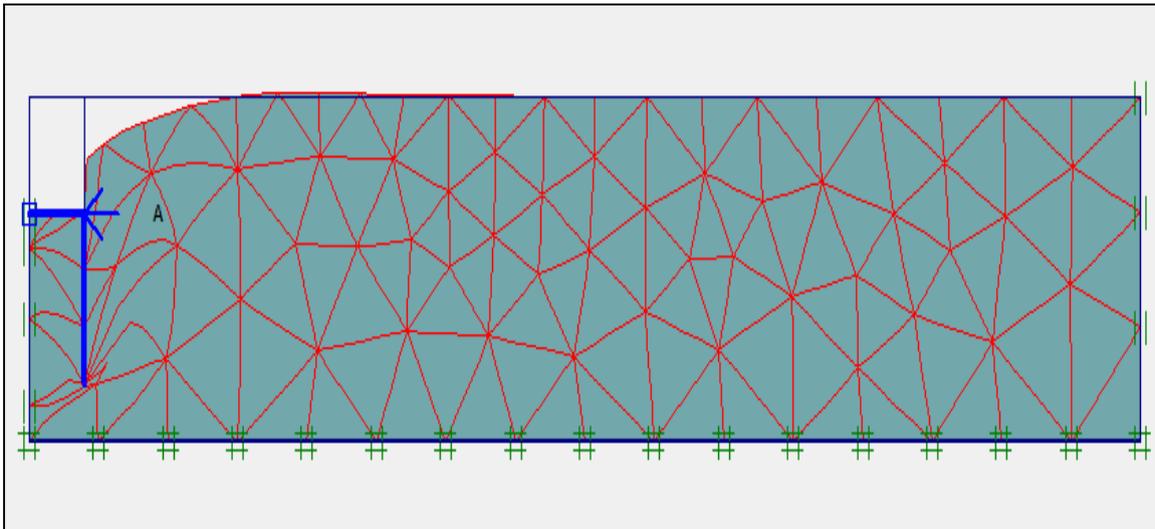


Figure III.12 : maille déformée du modèle (modèle caisson1).

III.5.6 : Déplacements horizontaux

Les déplacements horizontaux de la maille, correspondant au composant horizontal Calculé U_x .

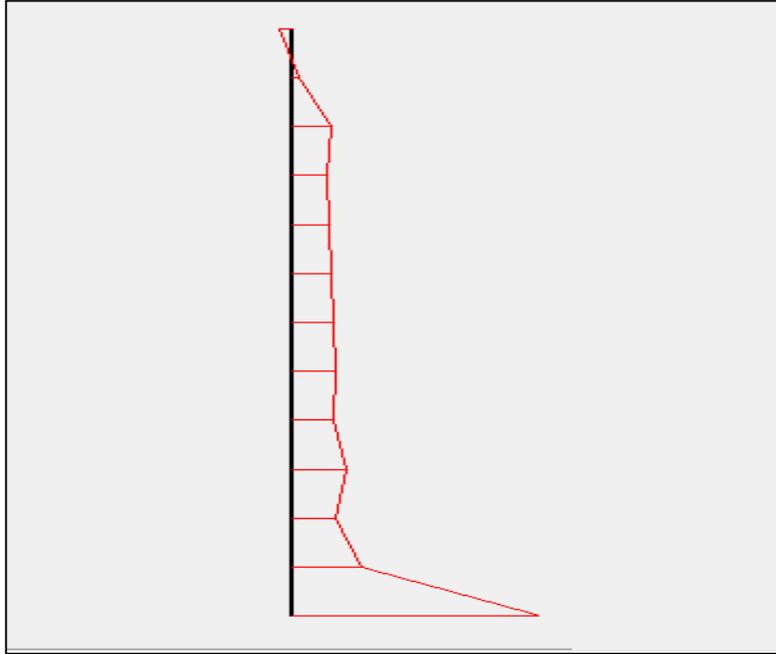


Figure III. 13 : déplacement horizontal de caisson.

III.5.6.1 : Le déplacement horizontal en fonction de chargement en tête des caissons

A la fin du calcul de déplacement U_x par PLAXIS, les résultats obtenus permettent de tracer une courbe de déplacement à partir de charge appliqué en tête des caissons.

III. 6 :Analyse et interprétation des résultats

III .6.1 : Objectif principal de la modélisation

L'objectif principal de la modélisation est de voir est de suivre les déplacements horizontaux des caissons au niveau de tête en fonction de charges, ces caissons ont été ancrés dans les argiles de Chicago et Clay, à ce stade on a utilisés deux modèles de comportement HSM et MC, les résultats obtenus sont détaillés ci-dessus :

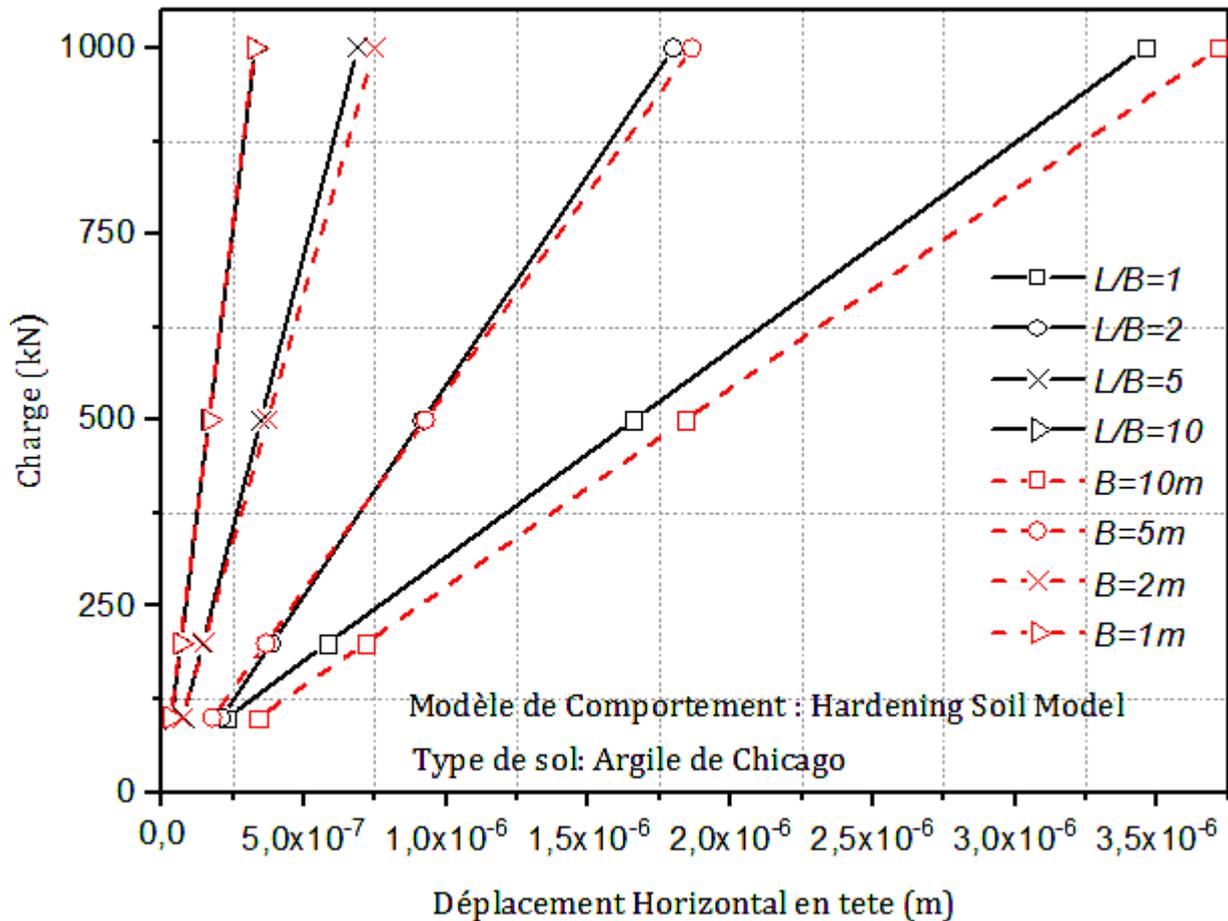


Figure III. 14 : L'évolution de déplacements horizontaux en tête de caisson (argiles de Chicago

Avec et sans jupe avec HSM) (Bryson, 2012).

III.6.2 : Analyse et observation

Pour la figure III. 14 :

La figure III.14 montre une représentation graphique de huit courbes, avec une couleur noir pour les courbes avec jupe et en rouge pour les courbes sans jupe, ancrés dans les argiles de Chicago, adoptés par modèle HSM. Les valeurs de déplacement de caissons en abscisses et charges horizontaux en ordonnées mesurés en unité de kilo newton.

Pour les courbe avec jupe : les courbes se présentent sous forme des droites croissantes, qui expriment un rapport d'élanement charge déplacement. Il a noté que la diminution du rapport L/B augmente les valeurs de déplacement par l'augmentation de charges.

Pour la courbe sans jupe : les courbes sont présentées en droites croissantes. L'augmentation des déplacements horizontaux est liée à l'augmentation des diamètres des caissons et à l'augmentation de charges appliquées.

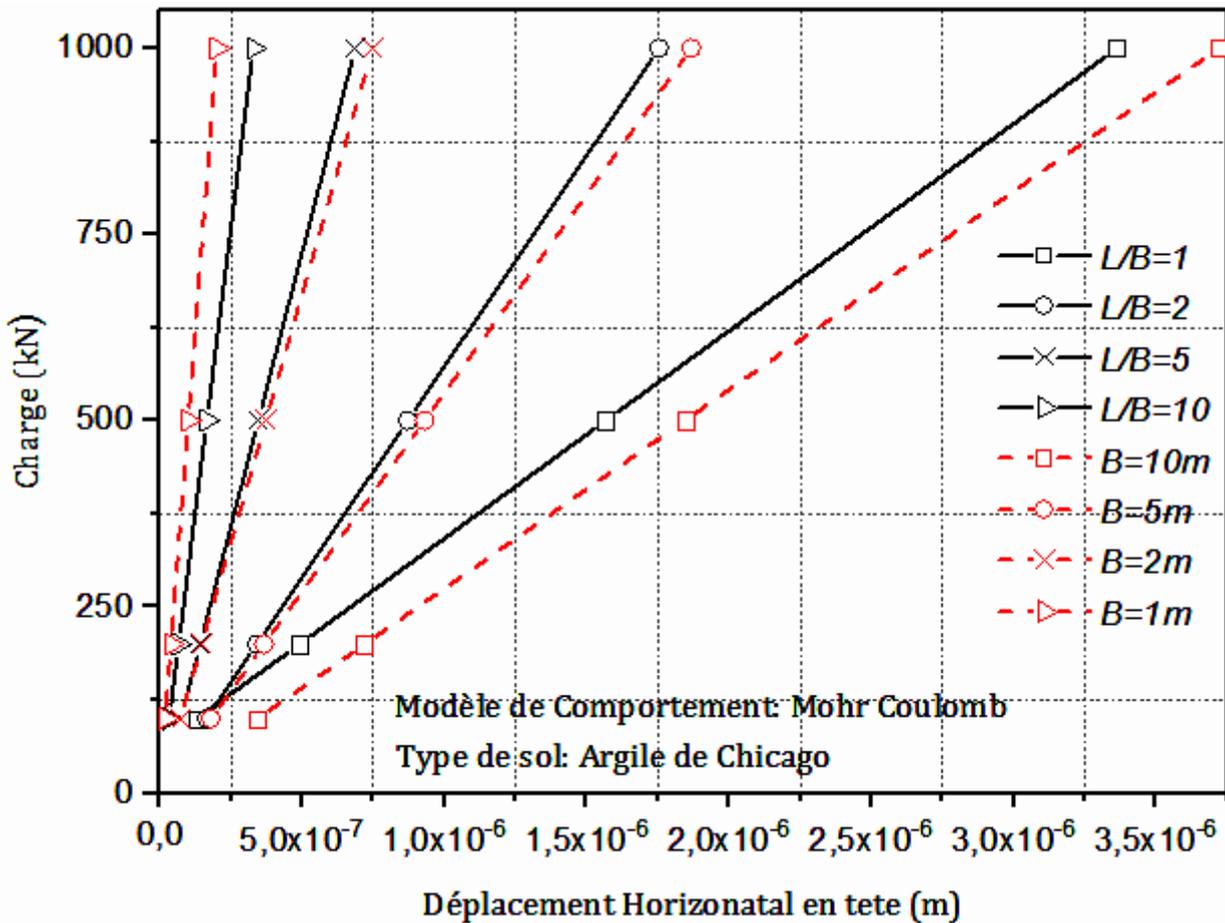


Figure III. 15 : l'évolution de déplacements horizontaux en tête de caisson (argile de Chicago avec et sans jupe avec MC) (Bryson, 2012) .

Pour la figure III. 15 :

la figure III.15 présente des courbes des caissons ancrés dans les argiles de Chicago adoptés par modèle de comportement Mohr Coulomb avec jupe en couleur noir et son jupe en rouge.

Pour les courbes avec jupe : les courbes sont présentées sous formes des droites croissantes. On a observé que la diminution de diamètre L/B de caissons augmente les valeurs de déplacements avec l'augmentation de charges horizontaux. La valeur maximale atteint 3.4×10^{-6} m.

Pour la courbe sans jupe ; ce sont des droites croissantes. L'augmentation de diamètre B et des charges augmente les valeurs des déplacements. La valeur maximale atteint 4×10^{-6} m.

Aussi ont remarqué que les valeurs de déplacements des caissons en MC sans jupes sont plus grandes par rapport aux valeurs de déplacements avec jupes. Les résultats des valeurs sont résumés dans le tableau suivant : Les résultats sont résumés dont le tableau ci-dessus :

Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontal

Tableau III.4 : Déplacements horizontaux d'argiles de Chicago avec MC et HSM.

Caisson	Charge horizontale [kN/m ³]	déplacement avec jupe U _x (m) (MC)	déplacement sans jupe U _x (m) (MC)	déplacement avec jupe U _x (m) (HSM)	déplacement sans jupe U _x (m) (HSM)
1	100	1,30 x10 ⁻⁷	3,45 x10 ⁻⁷	2,28 x10 ⁻⁷	3,38 x10 ⁻⁷
	200	4,90 x10 ⁻⁷	7,20 x10 ⁻⁷	5,81 x10 ⁻⁷	7,14 x10 ⁻⁷
	500	1,56 x10 ⁻⁶	1,84 x10 ⁻⁶	1,65 x10 ⁻⁶	1,83 x10 ⁻⁶
	1000	3,36 x10 ⁻⁶	3,72 x10 ⁻⁶	3,45 x10 ⁻⁶	3,71 x10 ⁻⁶
2	100	1,65 x10 ⁻⁷	1,79 x10 ⁻⁷	2,09 x10 ⁻⁷	1,77 x10 ⁻⁷
	200	3,41 x10 ⁻⁷	3,67 x10 ⁻⁷	3,85 x10 ⁻⁷	3,65 x10 ⁻⁷
	500	8,71 x10 ⁻⁷	9,29 x10 ⁻⁷	9,15 x10 ⁻⁷	9,26 x10 ⁻⁷
	1000	1,75 x10 ⁻⁶	1,8 x10 ⁻⁶	1,79 x10 ⁻⁶	1,86 x10 ⁻⁶
5	100	7,39 x10 ⁻⁸	1,47 x10 ⁻⁷	1,43 x10 ⁻⁷	1,47 x10 ⁻⁸
	200	1,42 x10 ⁻⁷	3,72 x10 ⁻⁷	3,47 x10 ⁻⁷	3,72 x10 ⁻⁷
	500	3,46 x10 ⁻⁷	7,47 x10 ⁻⁷	6,88 x10 ⁻⁷	7,47 x10 ⁻⁷
	1000	6,87 x10 ⁻⁷			

Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontal

10	100	$3,38 \times 10^{-8}$		$3,38 \times 10^{-8}$	$3,14 \times 10^{-8}$
	200	$6,65 \times 10^{-8}$	$1,93 \times 10^{-8}$	$6,66 \times 10^{-8}$	$6,43 \times 10^{-8}$
	500	$1,64 \times 10^{-7}$	$3,94 \times 10^{-8}$	$1,64 \times 10^{-7}$	$1,67 \times 10^{-7}$
	1000	$3,28 \times 10^{-7}$	$9,97 \times 10^{-8}$	$3,28 \times 10^{-7}$	$3,25 \times 10^{-7}$
			$2,00 \times 10^{-7}$		

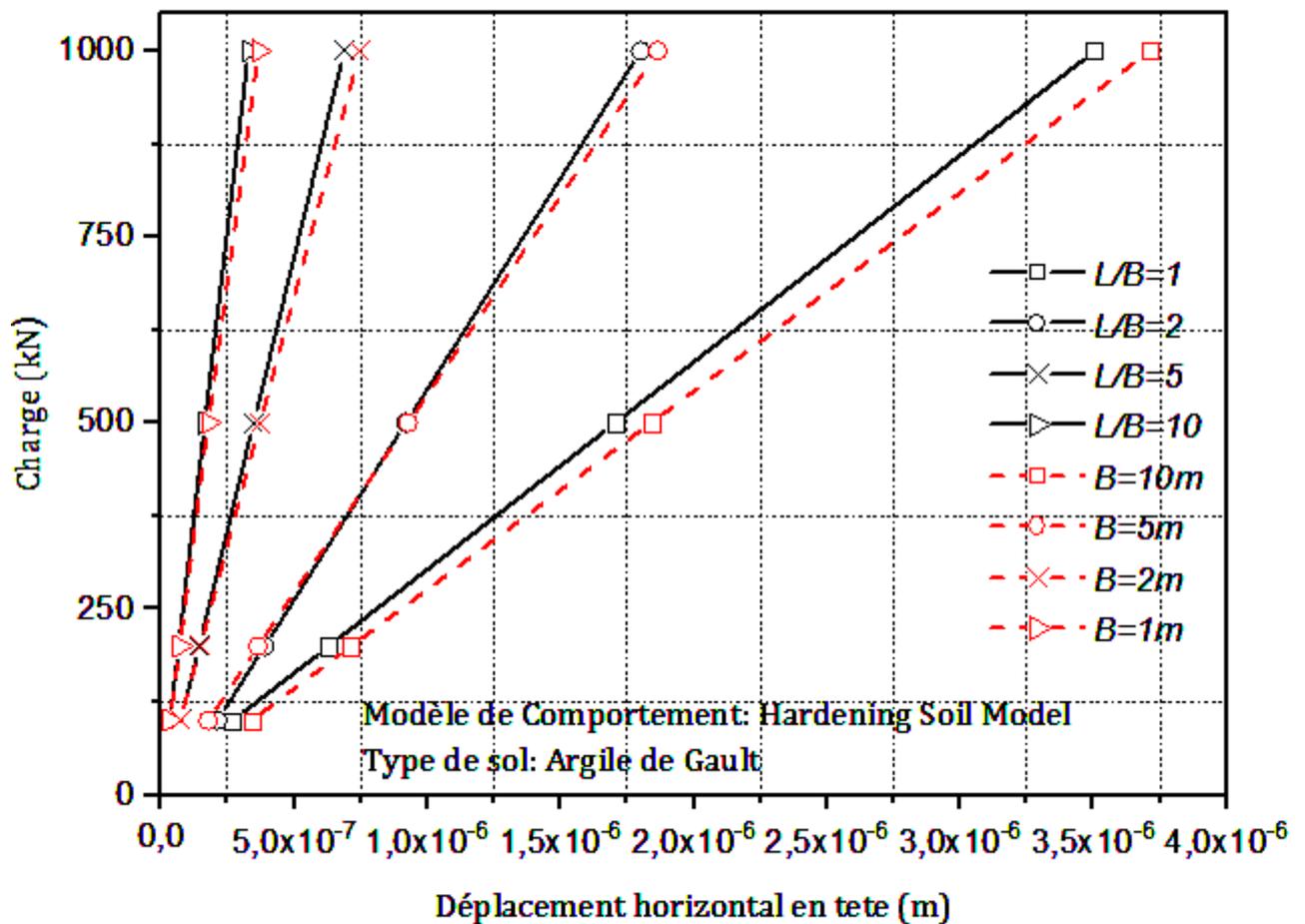


Figure III.16 : évolution de déplacements horizontaux en tête de caisson (argiles de Gault avec et sans jupe avec HSM (Bryson, 2012)).

Pour la figure III.16 :

La figure III .16 représente huit courbes graphiques dont quatre en noir et quatre en rouge.

Pour les courbes en noir :

Ce sont des courbes avec jupes sous formes des droites croissantes qui expriment l'évolution

Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontal

des déplacements de quatre caissons en têtes ancrés dans les argiles de Gault adoptés par modèle HSM. Les courbes expriment les valeurs de déplacement de chaque caisson varies en fonction de charge horizontale appliquée.

Pour les courbes en rouges :

Ce sont des courbes son jupe présentés en droites croissantes, qui résumant les valeurs de déplacement en têtes de caissons ancrés dans les argiles de Gault adoptés par modèle HSM.

e) Remarque :

On a remarqué que La diminution du rapport L/B et l'augmentation de charges appliquées en tête des caissons inclue l'augmentation des déplacements horizontaux

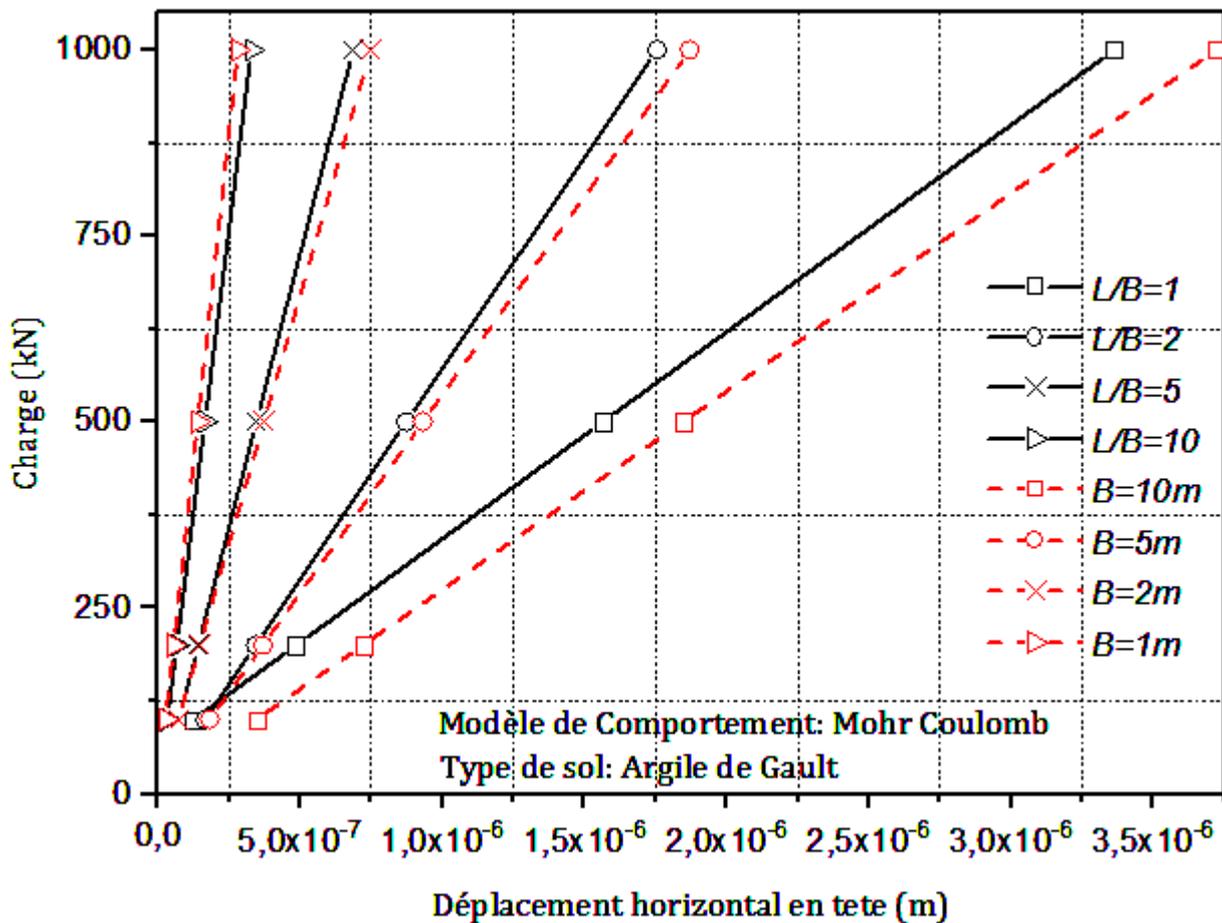


Figure III. 17 : L'évolution de déplacements horizontaux en tête de caisson (argile de Gault par Mohr-Coulomb avec et sans jupe) (Bryson, 2012) .

Pour la figure III. 17 :

La figure III.17 se présente sous forme de huit courbes croissantes dont quatre en noir et quatre autres en rouges.

Pour les courbes noir : présentent les valeurs de déplacement en têtes de caissons avec jupes ancrés dans les argiles de Gault adoptés par Mohr Coulomb

Les valeurs de déplacements de caissons sont présentées en abscisses et valeurs de charges horizontales en ordonner mesurés en kilo newton.

Le déplacement horizontal augmente avec l'augmentation de rapport L/B et par l'augmentation de la charge.

Pour les courbes rouges : se présentent sous forme des droites croissantes. On a remarqué que les valeurs de déplacements horizontaux augmentent avec l'augmentation de charge et diamètre.

Et aussi le déplacement du caisson sans jupe est remarquable augmente déplacement avec jupe. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontal

Tableau III.5 : Déplacements horizontaux d'argiles de Gault avec MC et HSM.

Caisson	Rapport L/B (m)	Charge horizontale [kN/m ³]	déplacement avec jupe UX (m) (MC)	Déplacement sans jupe UX (m) (MC)	déplacement avec jupe UX (m) (HSM)	déplacement sans jupe UX (m) (HSM)
1	1	100	$1,27 \times 10^{-7}$	$3,46 \times 10^{-7}$	$2,70 \times 10^{-7}$	
		200	$4,86 \times 10^{-7}$	$7,21 \times 10^{-7}$	$6,29 \times 10^{-7}$	$3,39 \times 10^{-7}$
		500	$1,56 \times 10^{-6}$	$1,84 \times 10^{-6}$	$1,70 \times 10^{-6}$	$7,14 \times 10^{-7}$
		1000	$3,36 \times 10^{-6}$	$3,72 \times 10^{-6}$	$3,50 \times 10^{-6}$	$1,83 \times 10^{-6}$ $3,714 \times 10^{-6}$
2	2	100	$1,67 \times 10^{-7}$	$1,82 \times 10^{-7}$	$2,13 \times 10^{-7}$	$1,78 \times 10^{-7}$
		200	$3,43 \times 10^{-7}$	$3,69 \times 10^{-7}$	$3,90 \times 10^{-7}$	$3,65 \times 10^{-7}$
		500	$8,73 \times 10^{-7}$	$9,32 \times 10^{-7}$	$9,19 \times 10^{-7}$	$9,28 \times 10^{-7}$
		1000	$1,75 \times 10^{-6}$	$1,86 \times 10^{-6}$	$1,80 \times 10^{-6}$	$1,86 \times 10^{-6}$
3	5	100	$7,39 \times 10^{-8}$	$7,33 \times 10^{-8}$	$7,52 \times 10^{-8}$	$7,28 \times 10^{-7}$
		200	$1,42 \times 10^{-7}$	$1,48 \times 10^{-7}$	$1,43 \times 10^{-7}$	$1,47 \times 10^{-7}$
		500	$3,46 \times 10^{-7}$	$3,73 \times 10^{-7}$	$3,47 \times 10^{-7}$	$3,72 \times 10^{-7}$
		1000	$6,87 \times 10^{-7}$	$7,48 \times 10^{-7}$	$6,88 \times 10^{-7}$	$7,478 \times 10^{-7}$

Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontal

4	10	100	$3,38 \times 10^{-8}$	$2,72 \times 10^{-8}$	$3,38 \times 10^{-8}$	$3,46 \times 10^{-8}$
		200	$6,65 \times 10^{-8}$	$5,55 \times 10^{-8}$	$6,66 \times 10^{-8}$	$7,11 \times 10^{-8}$
		500	$1,64 \times 10^{-7}$	$1,40 \times 10^{-7}$	$1,64 \times 10^{-7}$	$1,77 \times 10^{-7}$
		1000	$3,28 \times 10^{-7}$	$2,81 \times 10^{-7}$	$3,28 \times 10^{-7}$	$3,67 \times 10^{-7}$

i). Comparaison entre les courbes HSM et MC

On voit que les courbes par modèle MC pour les deux argiles (Chicago et Gault) montrent que les caissons sans jupes ont un déplacement évident par rapport aux courbes avec jupe. Par contre, les courbes HSM des deux argiles montrent que le déplacement horizontal en tête est presque le même avec jupe et sans jupe.

III.6.3 : La deuxième étape de calcul

La figure suivante représente les courbes de déplacements horizontaux d'argiles de Chicago avec HSM à une profondeur de 2.5 m et 5m.

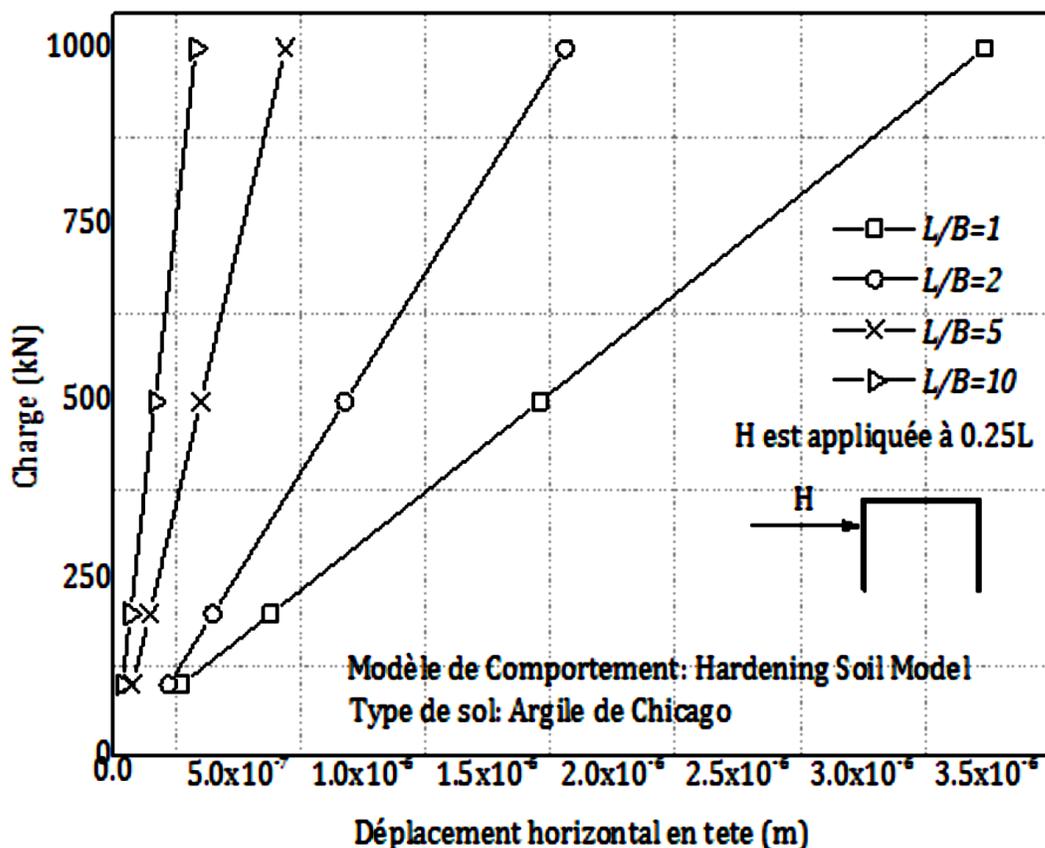


Figure III.18 : L'évolution de déplacements horizontaux en tête de caisson

(Argiles de Chicago en profondeur de 2.5m) (Bryson, 2012).

III.6.3 .1: Objectif principal de la modélisation

L'objectif principal de cette modélisation est de voir les déplacements des caissons en tête mais cette fois en profondeur de 2.5m et 5m, et toujours avec application de même charge horizontale.

III.6.3.2 : Analyse et observation

On voit que le déplacement horizontal augmente avec l'augmentation de charge et avec la diminution de longueur en profondeur de 2.5m

La valeur maximale de déplacement atteint 3.75×10^{-6} m

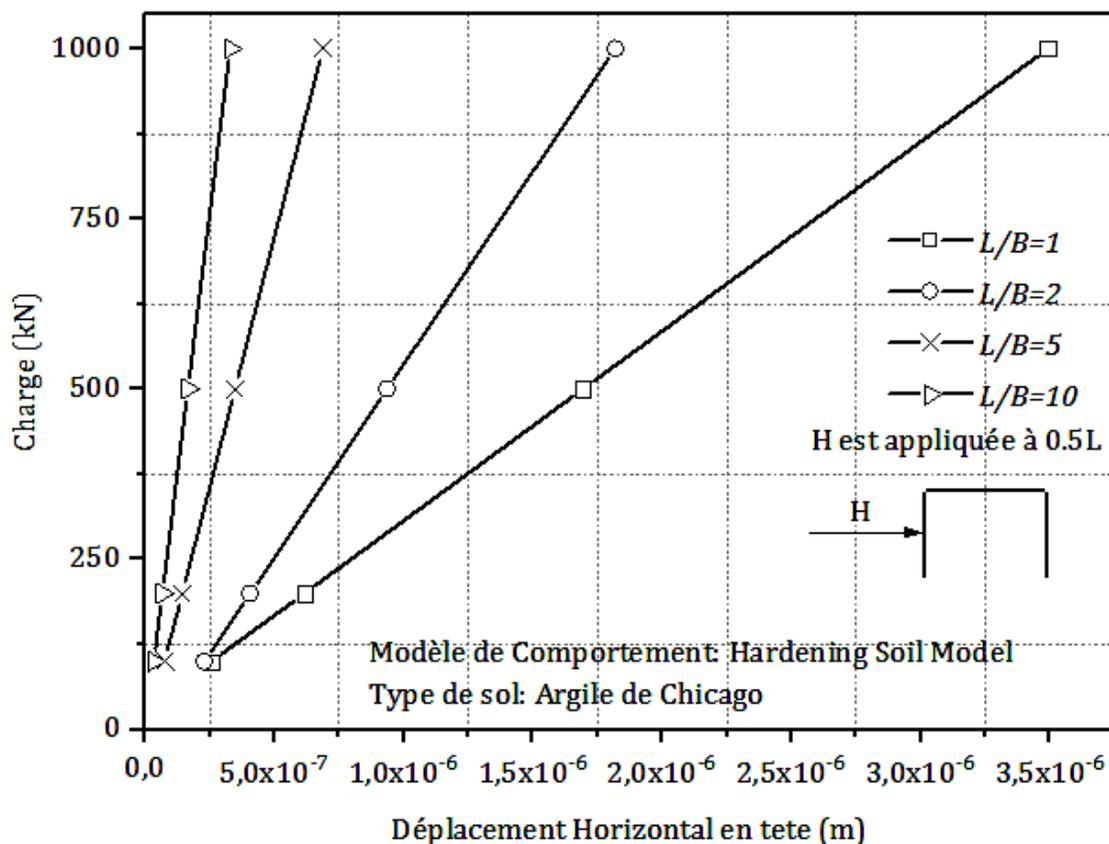


Figure III.19 :L'évolution de déplacements horizontaux en tête de caisson (argile de Chicago en profondeur de 5m) (Bryson, 2012) .

g).Remarque

On voit que le déplacement horizontal des caissons ancrés dans les argiles de Chicago avec HSM augmente avec l'augmentation de charge et de longueur B en profondeur de 5m.

La valeur maximale atteint 3.75×10^{-6} .Les autres valeurs sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Déplacements horizontaux d'argiles de Chicago en profondeur 2.5m

Caisson avec $h=0.25L$	Rapport L/B	Charge [KN]	Profondeur (m)	Déplacement avec sans jupe(m)

Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontal

1	1	100	2,5	$2,72 \times 10^{-7}$
		200		$6,28 \times 10^{-7}$
		500		$1,70 \times 10^{-6}$
		1000		$3,49 \times 10^{-6}$
2	2	100	2,5	$2,20 \times 10^{-7}$
		200		$3,96 \times 10^{-7}$
		500		$9,26 \times 10^{-7}$
		1000		$1,80 \times 10^{-6}$
3	5	100	2,5	$7,51 \times 10^{-8}$
		200		$1,43 \times 10^{-7}$
		500		$3,47 \times 10^{-7}$
		1000		$6,88 \times 10^{-7}$
4	10	100	2,5	$3,38 \times 10^{-8}$
		200		$6,66 \times 10^{-8}$
		500		$1,64 \times 10^{-7}$
		1000		$3,28 \times 10^{-7}$

Tableau III.7 : Déplacements horizontaux d'argiles de Chicago en profondeur 5m

Caisson avec h=0.5L	Rapport L/B	Charge [KN]	Profondeur (m)	Déplacement horizontal sans jupe(m)
1	1	100	5	$2,56 \times 10^{-7}$

Chapitre III : Modélisation d'un caisson sous chargement horizontal

		200		$6,15 \times 10^{-7}$
		500		$1,69 \times 10^{-6}$
		1000		$3,49 \times 10^{-6}$
2	2	100	5	$2,29 \times 10^{-7}$
		200		$4,06 \times 10^{-7}$
		500		$9,35 \times 10^{-7}$
		1000		$1,81 \times 10^{-6}$
3	5	100	5	$7,52 \times 10^{-8}$
		200		$1,43 \times 10^{-7}$
		500		$3,47 \times 10^{-7}$
		1000		$6,88 \times 10^{-7}$
4	10	100	5	$3,38 \times 10^{-8}$
		200		$6,66 \times 10^{-8}$
		500		$1,64 \times 10^{-7}$
		1000		$3,28 \times 10^{-7}$

f) Remarque

On a remarqué que les deux courbes de Chicago avec HSM et Mc en profondeur 2.5m et 5m sont pareilles.

III. 7 : Conclusion

En guise de conclusion, on dit que ce chapitre est considéré comme la base du mémoire .Il consiste à une modélisation numérique des caissons chargés latéralement ,la manipulation nous a donné des résultats convergents en terme de déplacements horizontaux à travers les deux modèles de comportement Mohr-Coulomb et Hardening soil model pour les deux types argiles Chicago et Gault nous ont donnés des courbes linéaires.

L'interprétation des courbes représente une diverse approche. Cependant, les courbes d'argile de Chicago sans jupe par HSM et MC nous a montré une évolution progressive par rapport à celles avec jupe et presque la même chose pour l'argile de Gault avec et sans jupe par HSM et MC .Mais autre chose c'est que dans l'argile de Chicago avec HSM en profondeur de 5 m le déplacement horizontal de l'argile augmente quand la charge et la longueur augmentent. Par contre lorsque la profondeur est de 7.5m, le déplacement de l'argile augmente en conséquence. On peut dire que dans ce cas .le déplacement dépend de la charge, la profondeur et la présence de la jupe.

Enfin la méthode numérique est un choix très important pour résoudre les problèmes géotechnique d'une façon parfaite.

CHAPITRE IV

Etude de cas: Site de Bothkennar (Scotland)

IV. 1 : Introduction

L'industrie offshore est un secteur en expansion très rapide et d'une importance économique vitale, et les couts de fondation représentent une part importante des couts d'installations. Cependant, avec l'expansion actuelle de l'industrie offshore, la fondation des caissons d'aspiration ont été largement utilisés comme ancrés, principalement dans les argiles, et ont également été utilisées comme fondations pour un petit nombre de plates-formes offshore en mer du Nord. Ils sont actuellement considérés comme des fondations possibles pour offshore. Alors dans ce chapitre on va présenter les résultats des travaux pratiques et théoriques de l'étude de la région Bothkennar en Scotland qui a consisté à l'installation des caissons d'aspiration ancrés dans le sol. Cette région a été choisie spécifiquement à cause de sa particularité de l'uniformité de l'argile molle.

Enfin, nous avons lancé une analyse par les éléments finis à l'aide du programme PLAXIS 2D adopté par la loi de comportement de HSM pour prédire le déplacement d'un caisson sous chargement latérale.

IV. 2 : La situation géographique de site Bothkennar

Le site est situé dans la paroisse de Bothkennar sur la rive sud de la rivière Forth, à peu près à mi-chemin entre Édimbourg et Glasgow. Il est situé à OS NS921861, à environ un kilomètre au sud du pont du chemin Kincardine qui porte l'A876 sur le Forth. Le site est un champ de basse altitude (élévation de 2,5 m à 3,0 m OD) d'environ 11 ha qui est délimité sur trois côtés par des digues d'inondation. Elle est adjacente à l'estuaire moderne sur un terrain qui a été récupéré sur les appartements aux alentours de 1784 (Cadell 1929). La marge ouest du site est marquée par une très petite falaise qui formait le littoral du XVIIIe siècle. L'amplitude des marées dans l'estuaire est actuellement de 5,0 m, la marée moyenne des hautes eaux de source étant de 2,86 m OD et la plus haute marée astronomique étant de 3,46 m OD (Hight et al, 2003).

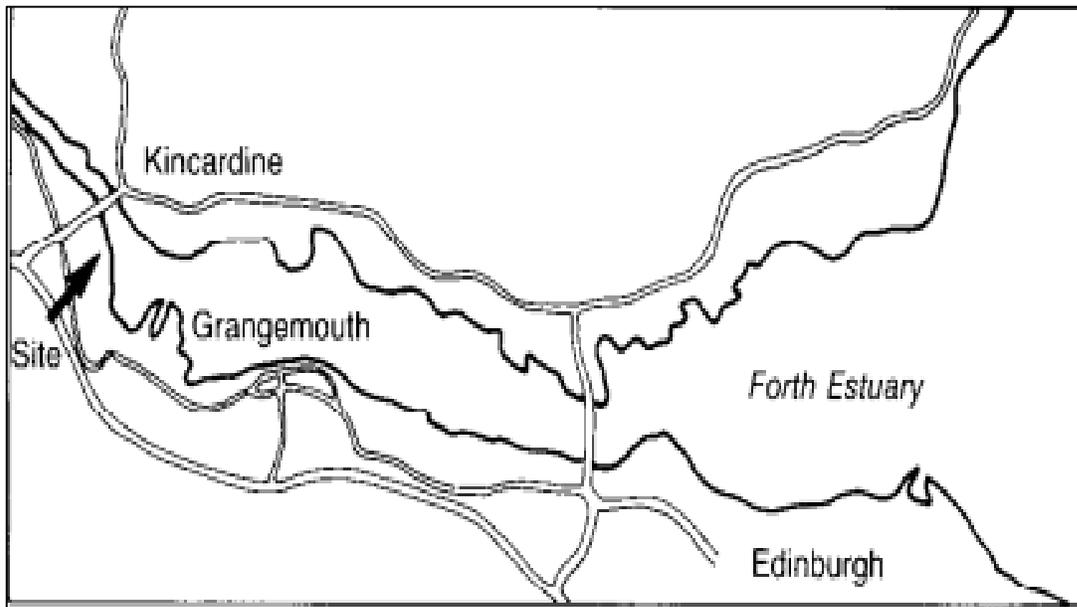


Figure IV.1 : Carte géographique représente la situation géographique de site Bothkennar (Nash, 1992).

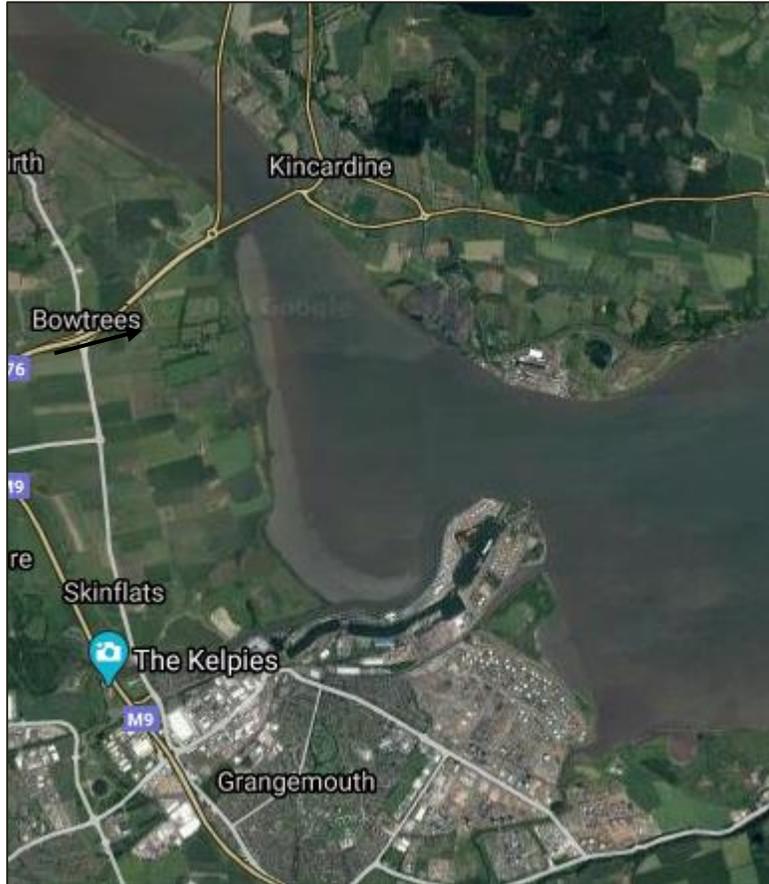


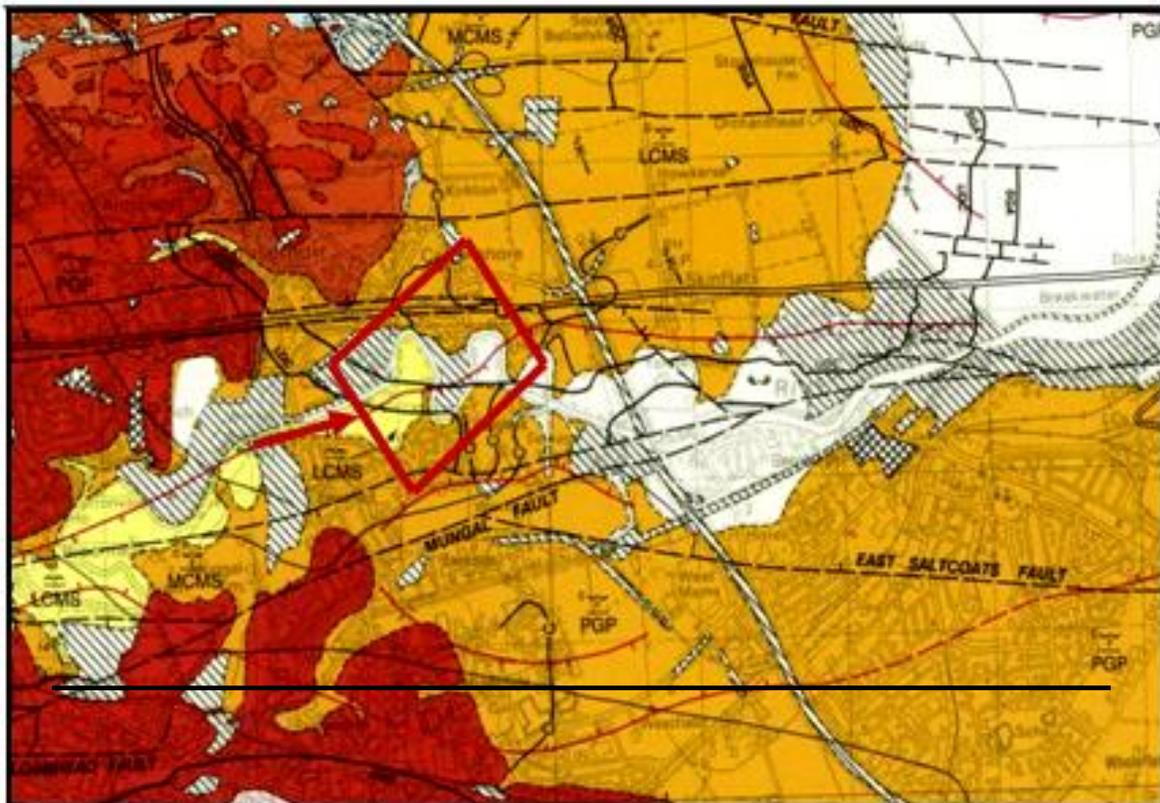
Figure IV.2 : Image par Google Earth représente la situation géographique de site Bothkennar.

IV.3 : La géologie régionale de Bothkennar

La section est tirée en grande partie de Barras Le sol bas autour de la tête de l'estuaire du Forth est sous-tendu par des sédiments généralement à grains fins ('carse argiles') déposés pendant et après le Niveau de la mer flandrienne maximum. Leur dépôt a commencé vers 8000 à 6500 BP à la tête de l'estuaire du Forth et près de Grangemouth a été en grande partie terminé à environ 3000 BP. La formation de gravier du Dévonien tardif de Bothkennar, qui est présenté dans toute cette zone, se trouve sous le site à environ 12 m à 19 m OD. Il est suivi localement par environ 10 m à 20 m d'argiles limoneuses micacées que placent dans la Formation de Claret anciennement les Lits Claret sur la base de la lithologie, de l'âge au radiocarbone et de la position stratigraphique par rapport à la formation de Bothkennar Gravel. La Formation de Claret se termine par une importante surface d'érosion, colonisée par un lit de coquillages contenant principalement la coque commune (*Cerastoderma edule*), qui apparaît largement répandue sur une grande partie de la zone d'étude ,

Chapitre IV : Etude de cas : Site de Bothkennar (Scotland)

limons argileux stratifiés contenant des lentilles de matériau de coquille détritique qui a été attribué au Skinflats Membre de Grangemouth .Ils représentent la plage intertidale à supra tidale qui s'est formée au-dessus de la surface d'érosion et s'est inclinée contre la ligne de falaise locale . Au-dessus de ceux-ci, à leur tour, se trouvent des sédiments non stratifiés qui auraient été accumulés sous forme de dépôts lagunaires à la suite des travaux de remise en état de la fin du 18e siècle, qui ont été attribués au membre de sel vert de la formation de Grangemouth. Leur épaisseur actuelle est environ un mètre Ils ont ainsi subi un compactage post-dépôt important, probablement dû, en grande partie, à l'introduction d'un drainage artificiel. La dessiccation et l'oxydation près de la surface ont ensuite formé une croûte durcie qui s'étend maintenant presque jusqu'à la profondeur du lit de coquille et implique ainsi à la fois les membres Saltgreen et Skinflats (Hight et al, 2003).



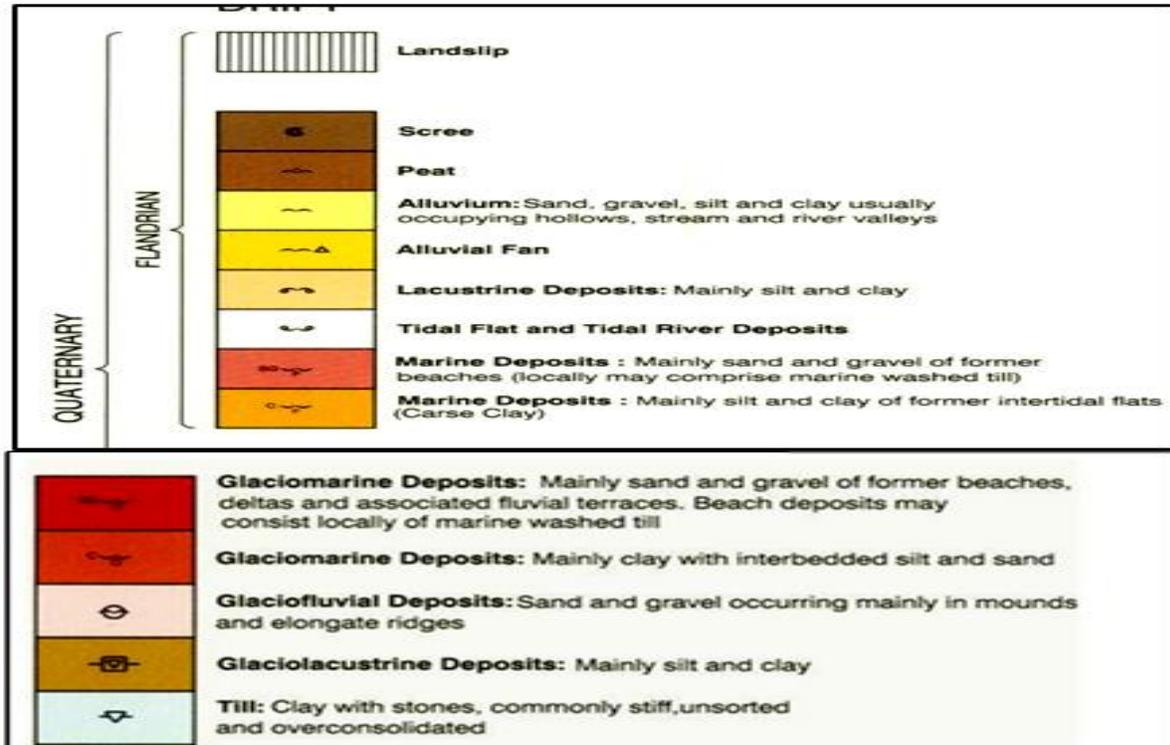


Figure IV.3 : La carte géologique représente le site de Bothkennar en Scotland (Hight et al, 2003).

❖ Description de la légende

Till : argile avec des pierres, généralement raides, non triées et sur consolidé

Dépôts glaciolacustres : principalement limoneux et argileux

Dépôts glaciofluviaux : sable et gravier se trouvant principalement dans des monticules et des crêtes allongées

Dépôts glaciomarins : principalement sable et gravier d'anciennes plages, deltas et terrasses fluviales associées.

Les dépôts de plage peuvent être constitués localement de dépôts de glaciomarins de

Till marin lavés : principalement d'argile avec limon et sable intercalés.

IV.3.1 : Les unités géologiques de Bothkennar

La région Scotaise de Bouthkennar comprend cinq unités géologiques dont (Hight et al, 2003):

- Hebridean Terrane (unité des Hébrides)

Chapitre IV : Etude de cas : Site de Bothkennar (Scotland)

- Northern Highland (nord des hautes terres)
- Grampian Highland Terrane (unité Grampian highland)
- Midland Valley Terrane (unité de la vallée du Midland)
- Southern Uplands Terrane (unité des hautes terres du sud)



Figure IV.4 : Les principales unités géologiques de Scotland (Hight et al, 2003).

IV.3 .2: Les faciès géologique de Bouthkennar

L'argile Bothkennar est un limon argileux avec un contenu organique important de 3 à 8%, qui comprend les résidus d'organismes marins. L'argile est structurée. Il a une sensibilité, qui varie selon le type de faciès mesuré avec le cône de chute : dans le faciès marbré St est 5–8, dans les faciès stratifiés St varie entre 7 et 13, et St est élevé aux limites entre les unités lithologiques. L'argile a un indice de vide, Iv_0 , supérieurs aux points correspondants sur la ligne de compression intrinsèque (ICL) de l'argile, et la séparation entre Iv_0 et ICL reflète la variation de sensibilité. En dessous de 3,5 m, l'argile a une sur consolidation apparente de 1,4-1,6, dont seul un maximum de 1,25 peut être attribué à sur consolidation par érosion ou abaissement des eaux souterraines. Il que les effets de la mécanique La consolidation se sont superposés aux effets de structure. Au-dessus est probable de

3,5 m, ce qui est le plus bas niveau précédent des eaux souterraines, l'OCR de l'argile augmente et I_v0 tombe en dessous de l'ICL. Que la cimentation organique peut être responsable du vide in situ élevé. L'indice et le coefficient d'élasticité dans tout le gisement étant systématiquement plus élevés que prévu de son historique de consolidation connu. La liaison locale par les aluminosilicates et les composés de fer a également été notée entre les particules de limon (Hight, David, 2003). L'argile de Bothkennar est remarquablement uniforme dans sa composition et sa minéralogie, mais présente des variabilités de la structure, du tissu et de l'état. Les variations du niveau de structure se rapportent au type de faciès, étant le plus élevé dans le faciès marbré et le moins dans le faciès laminé, dans lequel les conditions de dépôt ont été les plus énergiques. Les variations de la teneur en eau sont probablement liées aux variations de contenu. Les résistances de pointe non drainées et la limite d'élasticité verticale reflètent les variations de la structure, mais pas les variations de la teneur en eau. Cependant, le profil de la perméabilité verticale reflète la variation globale de teneur en eau avec profondeur. Chaque type de faciès a un macro-tissu et un micro-tissu distinctifs qui semblent influencer la réponse à l'échantillonnage. La petite rigidité de déformation dépend du faciès et du type de tissu, étant la plus élevée dans le faciès marbré et moins dans les faciès stratifiés, mais cela peut être un effet induit par l'échantillonnage. Malgré la présentation des couches de limon dans les faciès stratifiés, la perméabilité horizontale in situ est inférieure à deux fois la perméabilité verticale, indiquant que les lamelles ne sont généralement pas persistantes latéralement. Petite spécimens donnent une impression trompeuse d'anisotropie de perméabilité. Aucun effet de la taille de l'échantillon sur la résistance n'a été détecté pour le faciès marbré (Hight et al, 2003).

IV.3 .2.1 : Faciès sédimentaires

Vue d'ensemble Les sédiments d'argile limoneuse et de limon argileux qui composent la Formation de Claret dans la région de Bothkennar peuvent être divisés en faciès stratifié, marbré et stratifié sur la base des structures sédimentaires primaires, de la fréquence des lamelles limoneuses et de la nature et de l'étendue de la bioturbation. Les faciès sont très similaires dans l'ensemble de la distribution granulométrique et de la minéralogie. Grâce à la séquence, il y a des preuves de l'activité biogénique, dont une grande partie est analogue à celle produite par l'actuelle infaune de l'estuaire du Forth. Le journal du forage HW3 montre comment la partie inférieure de la succession est dominée par le faciès lattés et la partie supérieure par les faciès marbrés. Le log indique

également l'existence d'une tendance à l'amincissement vers le haut dans la partie inférieure, suivie d'un grossissement vers le haut qui est particulièrement évident près du haut de la séquence. Le faciès feuilleté est développé localement à une profondeur de 7,75 à 9,40 m dans HW3. Les faciès sont décrits en détail ci-dessous (Hight et al, 2003) :

IV.3.2.2 : Faciès incrustés

Ce faciès comprend des argiles limoneuses noires à gris très foncé dont les lits individuels sont bien définis sur les radiographies X et varient en épaisseur de quelques millimètres à une dizaine. Centimètres, souvent séparés par des séparations limoneuses sur lesquelles des ondulations à petite échelle sont parfois visibles. Les surfaces supérieures des ondulations sont fréquemment recouvertes d'un drap de limon micacé qui se termine par une limite supérieure nette. Les contacts inférieurs sont généralement nets, avec des preuves limitées d'érosion de l'unité sous-jacente. Il y a parfois des couches plus épaisses (3 mm à 10 mm) de limon moyen à grossier qui peuvent avoir été déposées dans des conditions temporairement plus énergétiques. Près de la base de la formation Claret, les lits individuels sont fréquemment séparés par des lamelles de limon grossier ou de sable fin et le sédiment contient à la fois des valves entières et des fragments disséminés d'espèces telles que *Spisulasubtruncata* et *Turretella communis* (Hight, David, 2003).

Dans les lits individuels, la structure de densité peut être résolue par densimétrie aux rayons X. Une comparaison détaillée du profil de densité avec la radiographie X montre les contacts individuels entre les lits, les lamelles de limon. Les observations MEB ont montré que dans la zone inférieure et plus dense, de nombreuses particules sont des grains minéraux individuels de taille de limon fine à moyenne, tandis que dans la zone supérieure, moins dense, de nombreuses "particules" sont des agrégations de la taille du limon de plaquettes d'argile (flocs ou agrégats biogéniques) qui sont probablement hydrauliquement équivalents aux grains de limon de la zone inférieure. Près du sommet de la Formation de Claret, le faciès stratifié est peu fréquent. Cependant, ici, il contient des flocons d'argile déchirée et des couches de granulés (probablement biogènes) de quelques millimètres de taille et localement abondants, se trouvant le long d'horizons distincts au-dessus de limites pointues, transversales et érosives. Les lits individuels sont constitués d'une couche limoneuse plus légère composée de grains minéraux individuels, recouverte d'une couche hydrauliquement similaire d'agrégats de particules d'argile moins denses. Les sédiments légèrement

plus grossiers à la base de la Formation de Claret suggèrent une succession de couches principalement peu profondes et marines au large qui ont subi une activité actuelle plus importante que les dépôts ultérieurs. Les sédiments les plus élevés du faciès stratifié (au-dessus d'environ 3 m OD) montrent des signes de conditions très peu profondes sous-marines à intertidales. Cela comprend les flocons et les granulés décrits ci-dessus, la présence de terriers probablement associés à des espèces intertidales à subtiradales faibles et l'achèvement de la séquence par une surface d'érosion colonisée par des espèces intertidales telles que *Cerastoderma* (Hight et al, 2003).

IV.3.2.3 : Faciès marbrés

Le faciès marbré est composé d'argile limoneuse noire à gris très foncé dans laquelle la litière primaire et les stratifications sont mal définies ou absentes en raison de la bioturbation, qui semble être localement supprimée par des lits ou des lamelles plus limoneux. L'expression de cette bioturbation (Nash, 1992) (Houliosby, 2005) (Ng, 2014) (Guy T.Houliosby, 2005) (Comité Française de Mécanique de sols et de Géotechnique, 2018) est une marbrure plus claire (gris à gris olive), facilement visible sur une surface fraîchement coupée. Lors de l'exposition à l'atmosphère, l'oxydation du mono sulfure dans le matériau environnant, plus sombre se produit rapidement et dans les 30 minutes environ, les marbrures ne sont plus visibles. L'étendue du remaniement est indiquée par le tracé densimétrique. Le changement de la signature de densité en litière à la signature de densité marbrée se produit sur une courte distance qui correspond à l'augmentation visible de la densité de marbrure. Quelques groupes sont connus pour être communs dans les vasières du Forth à l'heure actuelle. Bien que les terriers poly-chaètes puissent varier considérablement en forme, taille et configuration, ils ont généralement des parois très lisses avec une muqueuse (Hight et al, 2003).

IV.3.2.4 : Faciès feuilletés Au sud-est du site

La partie supérieure de la formation de Claret est découpée par une unité comprenant en grande partie des sédiments du faciès feuilleté. Cette unité occupe un chenal à parois abruptes et repose sur les sédiments sous-jacents avec un contact fortement érosif. Ailleurs à Bothkennar, des sédiments similaires se produisent à certains endroits de la Formation de Claret en tant qu'unité mineure d'épaisseur limitée (1 m). La limite inférieure a un contact inférieur fortement érosif avec les sédiments sous-jacents (marbrures) mais passe vers le haut dans les sédiments des marbrures.

Chapitre IV : Etude de cas : Site de Bothkennar (Scotland)

Faciès avec un contact graduel. On pense que l'unité représente un remplissage de chenal d'étendue limitée. Le faciès comprend de très nombreuses couches d'argiles et silt noir à gris foncé, généralement autour 5 mm à 10 mm d'épaisseur, séparés par de fines lamelles (généralement de 1 mm à 4 mm d'épaisseur) de limon propre, moyen à fin. Les couches de limon ont des bases pointues avec des signes d'érosion de la couche d'argile sous-jacente. Les lamelles individuelles sont souvent de forme lenticulaire et peuvent contenir de petites ondulations symétriques de hauteur 3 mm et de longueur 30 mm. Chaque lit argilo-limoneux suivant a généralement une base graduée et des fines vers le haut pour se terminer par un contact supérieur ondulé et érodé. Dans l'unité, il y a deux couches sporadiques (20 mm) de sable fin qui reposent sur les lits sous-jacents avec un contact fortement érosif. Les horizons argilo-limoneux plus épais montrent parfois des preuves locales de bioturbation. Le degré de perturbation de la structure sédimentaire primaire varie : là où la marbrure est relativement clairsemée, la perturbation est minime (Hight et al, 2003).

Les magnitudes des pics sont généralement plus élevées que dans le faciès stratifié et la majorité des plus grands pics sont plus presque symétriques, ce qui suggère que la densité est uniforme à travers une lamine individuelle. Inversement, des dents typiques des unités graduées comme celles observées dans les faciès stratifiés. Barras et Paul (1999) suggèrent que l'alternance limon-argile finement laminée, ainsi que les ondulations symétriques et la forme lenticulaire des lits, indiquent que les sédiments du Les faciès stratifiés ont été déposés dans un contexte de marée impliquant des transitions de la charge de lit au transport de la charge de sédiments au cours du cycle métidal (Reineck & Wunderlich 1968; Klein 1971). Ils suggèrent également que les contacts érosifs et la forme souterraine apparemment linéaire de l'unité indiquent le remplissage d'un canal de marée analogue aux contre-parties modernes à proximité (Hight et al, 2003).

IV.3.2.5 : Faciès altérés à environ 4 m de la surface

Les sédiments subissent un changement graduel de couleur du gris très foncé caractéristique au noir en passant par le gris foncé et le brun grisâtre. Ce changement est associé à l'élimination progressive des structures sédimentaires primaires, qui sont remplacées par des fissures et d'autres caractéristiques pédogéniques. Ce matériau altéré a été appelé faciès altéré (grosso modo équivalent à la croûte de surface, mais comprenant également une zone de transition sous-croûte). Les faibles profondeurs à une structure ouverte basée sur des domaines de particules minérales d'argile

disposées selon un motif général en nid d'abeille. Des particules d'argile sont également observées dans des agrégats de taille limoneuse. De nombreuses particules de limon flottent dans la matrice argileuse, bien que des agrégats occasionnels de grains de limon soient également observés. Il existe une large gamme de tailles de pores de 10 à 20 microns vers le bas. Une liaison locale occasionnelle entre des particules de limon se produit également, impliquant des aluminosilicates, des composés de fer ou de la silice (Hight et al, 2003).

Le faciès marbré a une structure en caisson ajouré avec des vides jusqu'à 50 microns de diamètre, les cellules sont formées par des agrégats face à face ou par des plaques simples en contact bord à face ou bord à bord et présentent une taille de pore régulière de 5 à 10 microns. Le microfabric montre des signes de perturbation par une activité biogénique présumée. Des terriers individuels ont été observés avec un revêtement cimenté et une muqueuse interne apparente. Les particules de limon sont moins fréquentes dans les faciès marbrés et flottent dans la matrice argileuse. Le faciès stratifié montre une structure plus serrée que le faciès marbré. Dans les deux faciès, il y a des signes d'altération post-dépôt. Les grains de limon individuels peuvent apparaître corrodés avec des signes de croissance minérale secondaire. Les débris biogènes font partie de la structure (Hight et al, 2003).

IV.3.3 : Historique de dépôt du site

Bothkennar a été choisi comme emplacement du banc d'essai en raison de l'uniformité relative des dépôts meubles à cet endroit par rapport aux autres endroits des îles britanniques. Cette uniformité résulte de l'histoire postglaciaire de la région. La séquence des sédiments postglaciaires dans l'estuaire du Forth a été fortement influencée par les changements du niveau relatif de la mer au cours des 13 000 dernières années. Ces changements résultent de l'élévation eustatique mondiale du niveau de la mer superposée aux mouvements isostatiques de la masse terrestre résultant des cycles glaciaires de chargement-déchargement. Cette combinaison de mouvements eustatiques et isostatiques d'amplitudes et de taux différents a entraîné la présence de plusieurs rives surélevées dont l'élévation actuelle varie en fonction de l'ampleur de l'élévation isostatique à l'endroit considéré. Par exemple, le littoral principal de Perth (formé vers 13000 BP) s'élève de 10 m au-dessus du niveau actuel de la mer juste à l'est d'Édimbourg à 30 m près de Bothkennar (Jardine, 1982). Le gravier de Bothkennar a été déposé à environ 10 000 BP à une profondeur d'eau de 10 à 20 m sous le site du

Chapitre IV : Etude de cas : Site de Bothkennar (Scotland)

banc d'essai, formant une surface irrégulière à 60-70 m sous le zéro des munitions , le gravier a été soulevé de manière isostatique et que sa surface se trouve à une moyenne d'environ 15 m au-dessous du point de référence des munitions. Les lits de Letham ont été déposés sur cette surface irrégulière jusqu'à une épaisseur allant jusqu'à 1,5 m et sont généralement de nature sableuse. Le dépôt des lits Claret, qui forment la plupart des argiles de Carse sus-jacentes sur le site du banc d'essai, s'est produit après 8500 BP lorsque le niveau relatif de la mer a commencé à augmenter lorsque la glace de l'Arctique a fondu. Ces sols sont décrits sous forme de limons argileux fossilifères riches en sulfures et d'argiles limoneuses avec du sable fin. Les assemblages de foraminifères et d'ostracodes suggèrent un dépôt dans un environnement estuarien stable dans un climat tempéré. Vers 6500 BP, il y avait une stase comparative du niveau relatif de la mer + 12-15 m OD, le dépôt postulé des lits Claret sont présents jusqu'à + 1,2 m OD sur le site du banc d'essai, Bien que le niveau du sol dans l'arrière-pays immédiatement à l'intérieur du site d'essai soit à environ +4,5 m OD (Nash, 1992).

classification stratigraphique	nom de l'unité
alluvions récentes	lits de bouche grange
dépôts postglaciaires (carse) argiles, limons, sables et tourbes	lits bordeaux
dépôts glaciaires tardifs gravier	lits Letham
limons, argiles, argiles stratifiées	gravier de Bothkennar
till glaciaire	lits prêtés
lits rock	

Tableau IV.1 : le dépôt de Bothkennar (Nash, 1992).

IV.3.3.1 La Description du site

Un site national de recherche sur l'argile molle a été établi à Bothkennar en Écosse à la fin des années 80 par la Science and Engineering Research Council (Geotechnical Consulting Groupe, 1992). Le Dr Hight a été nommé pour concevoir, coordonner, superviser et interpréter une étude de pointe au sol sur le site, qui a utilisé les meilleures techniques disponibles dans le monde entier.

l'équipement d'échantillonnage des universités de Laval et de Sherbrooke dans l'est du Canada a été utilisé, ainsi que l'échantillonneur à piston classique britannique. Les tests in situ comprenaient une palette, un piézocone, un pressiomètre auto-alésant, un dilatomètre et une perméamétrie auto-alésant. Des tests en laboratoire ont été effectués dans sept universités britanniques et à l'université Laval. Le numéro de juin 1992 de géotechnique était consacré à une présentation des résultats de l'étude de caractérisation Bothkennar, pour laquelle le Dr Hight a reçu le prix de la société de géotechnique britannique (Houlsby, G., 2014). D'autres études sur l'échantillonneur à piston modifié et l'échantillonneur à piston standard japonais. Les résultats ont été décrits dans la conférence Rankine du Dr Rankine en 1998. Dans l'ensemble, les conclusions suivantes ont été tirées :

1- Lors du prélèvement d'échantillons de haute qualité, le Bothkennar Clay s'est avéré cimenté. Les ciments, qui donnent lieu à une résistance et à une capacité portante presque deux fois supérieure à celles des argiles molles de l'estuaire de la Tamise, sont détruits lors du prélèvement d'échantillon de pistons britanniques conventionnels.

La qualité de l'échantillon, similaire à celle des blocs, peut être obtenue par une modification simple d'un tube d'échantillonnage à piston conventionnel, impliquant l'affûtage de l'arête de coupe de 30 à 5 degrés. L'argile Bothkennar combine une compressibilité élevée et des angles élevés de résistance au cisaillement. L'argile a une teneur organique importante qui entraîne une augmentation de la plasticité qui n'est pas compatible avec sa rigidité et sa résistance. Échantillonnage de Sherbrooke sur l'argile Bothkennar.

IV.3.3.2 : Test sur le terrain et en laboratoire

Le site d'argile était à Bothkennar, près de Stirling (Houlsby, G., 2014), et une description complète des essais sur le terrain est donnée par Houlsby et al. (2005). Bothkennar était le site d'essai géotechnique de LEPSRC, et Nash et al. (1992) ont décrit de manière exhaustive les propriétés de l'argile limoneuse à haute plasticité sur ce site. Un essai a été creusé, 20m de long sur 10m de large sur 1 à 75m de profondeur. La base de la fosse se trouvait juste sous une couche de coquille décrite par Nash et al. (1992). La résistance au cisaillement non drainée de l'argile limoneuse à ce niveau, comme déduite de Nash et al. (1992), était de 11-4kPa/m. La fosse a été

inondée d'eau à une profondeur de 200mm. Un caisson de 3m de diamètre ayant une jupe de 1 à 5m de long et une épaisseur de paroi de 8mm a été installé à deux endroits dans la fosse par succion. Un bloc de béton 1m a été placé sur le couvercle du caisson pour fournir une charge verticale constante en plus du poids propre du caisson. Des charges horizontales cycliques ont été appliquées de 4 à 23m au-dessus du couvercle du caisson à l'aide d'un vérin hydraulique monté entre un cadre de réaction séparé et une structure à double cadre en a fixée au caisson. Les charges appliquées au caisson ont été mesurés à l'aide de capteurs à fil tendu fixés à un cadre de référence installé autour du caisson. Des charges horizontales cycliques, avec une amplitude de charge augmentant, ont été appliquées au caisson à son premier emplacement. Des tests similaires ont été effectués au deuxième emplacement, mais un paquet de 10 cycles avec une amplitude de charge horizontale a été inclus dans le programme de test. Le site de sable était à Luce Bay, près de Stranraer, et une description complète des essais sur le terrain est donnée par Houlsby et al. (2006). Un remblai de sable construit à partir de déblais dans une carrière de sable et de gravier en activité à Luce Bay. Les déblais se composaient de 85% de sable de silice à grains fins à moyen, 15% de gravier à grain fin à grossier avec des inclusions occasionnelles de galets et de tourbe. Le remblai a été construit dans une zone travaillée ou le sable pacté a été déduit des données des pénétromètres) cône comme étant de 80 à 85, la densité étant donné 10-3kn/m. Les essais sur le terrain ont été menés en hiver, lorsque la nappe phréatique s'était élevée au-dessus du sommet du remblai (Houlsby, G, 2014).

IV.3.4 : Les strates rencontrées sous le site du banc d'essai

Le principal littoral postglaciaire est maintenant à +12 m OD. Le niveau de +4,5 m OD représente probablement la limite supérieure de dépôt à proximité du site du banc d'essai, et il se peut qu'il y ait eu une érosion limitée sur le site du banc d'essai lui-même au cours de la régression subséquente

Une telle érosion pourrait être importante du point de vue géotechnique, la profondeur de l'eau pendant le dépôt des lits Claret aurait varié de 7 à 22 m. Le dépôt ultérieur des sols de surface au-dessus des lits Claret aurait été dans des conditions sub-marées ou intertidales. Dans la partie sud-est du site du banc d'essai, il y a une zone fortement stratifiée avec de nombreux signes de remaniement et d'affaissement, recouvrant les lits Claret et s'étendant du dessous de la croûte jusqu'à -4,3 m OD. Ces sols peuvent représenter les lits de Grangemouth ou un remplissage ultérieur. L'exposition

intertidale des lits Claret avant le dépôt de ce matériel a été confirmée par la présence de *Cardium edule* (la coque commune) dans un terrier à leur surface (Nash, 1992).

IV.4 : La reconnaissance géotechnique

Les études de terrain doivent fournir toutes les données nécessaires à un dimensionnement détaillé. Elles sont généralement divisées en études pratique et théorique. Plusieurs étapes sont nécessaires pour parvenir à une connaissance suffisante des conditions géologiques et géotechniques de ce site.

Les géotechniciens réalisent des opérations de reconnaissance de terrain doit en outre avoir à disposition un descriptif complet des conditions de site, notamment : bathymétrie, morphologie des fonds, géologie anticipée, conditions météocéaniques

.Les études de terrain doivent fournir des informations pertinentes sur les sols jusqu'à une profondeur telle qu'il soit possible de détecter l'existence de formations de faibles caractéristiques susceptibles. .Ces études seront réalisées en différentes phases selon les besoins et l'avancement du projet.

Les études géologiques doivent permettre d'identifier les aléas majeurs et les risques qui en découlent.

Chaque étape doit se conclure par la proposition d'un modèle de site et la description exhaustive de la géologie sur l'ensemble du site et la stratigraphie fine des différentes unités et la proposition de profils de paramètres géotechniques pour le dimensionnement des fondations.

IV.4.1 : Le profile géotechnique

Les conditions du sol trouvées sur le site du banc d'essai sont similaires à celles que l'on trouve généralement dans la région. L'argile molle trouvée dans le forage D1 et à proximité et résumé des strates rencontrées dans les forages profonds. L'échantillon continu provenant de six forages de Delft. Lors de la première exposition, les argiles silteuses douces gris foncé / noir jusqu'à 14 m de profondeur sont souvent marbrées, ce qui est considéré comme biogène. Quelques petits trous étaient présents dans l'argile et ceux-ci étaient fréquemment associés à la marbrure et sont probablement les restes de terriers et de racines occasionnelles. Généralement, les stratifications de limon étaient relativement rares, mais chaque forage contenait des zones avec quelques feuillages

Chapitre IV : Etude de cas : Site de Bothkennar (Scotland)

importants. Les faciès décrits visuellement sont très similaires.). D'après les descriptions des sols, les variations latérales à travers le site ont été notées, mais aucune corrélation définitive n'a pu être établie entre les forages.

Les forages étant projetés sur un transept parallèle à la rivière Forth. Alors que les argiles molles présentes sont globalement cohérentes sous la majeure partie du site

Les faciès trouvés ils contiennent plus de feuillages en dessous de 9 m de profondeur, il y a une lentille d'argile limoneuse fortement stratifiée dans le coin sud-est du site qui s'étend jusqu'à une profondeur maximale d'environ 7 m (- 4,3 m OD). L'épaisseur du matériau mou sur le gravier varie de 14 à 22 m, il y a eu des éruptions de gaz provenant de la couche de gravier. La variation de stratigraphie sous le gravier n'a pas été établie.

Le profil piézométrique du site est approximativement hydrostatique, les piézomètres indiquant un niveau piézométrique dans toute l'argile et dans le gravier de 0,5 à 1,0 m sous le niveau du sol avec de petites fluctuations. Le profil de la contrainte effective verticale est calculé en utilisant le profil des poids unitaires en vrac mesurés dans les échantillons de piston et suppose un niveau piézométrique moyen de 0,8 m au-dessous du niveau du sol (Nash, 1992). Ce profil a été utilisé dans le traitement de toutes les données et très similaire au profil déterminé lors de l'étude de caractérisation.

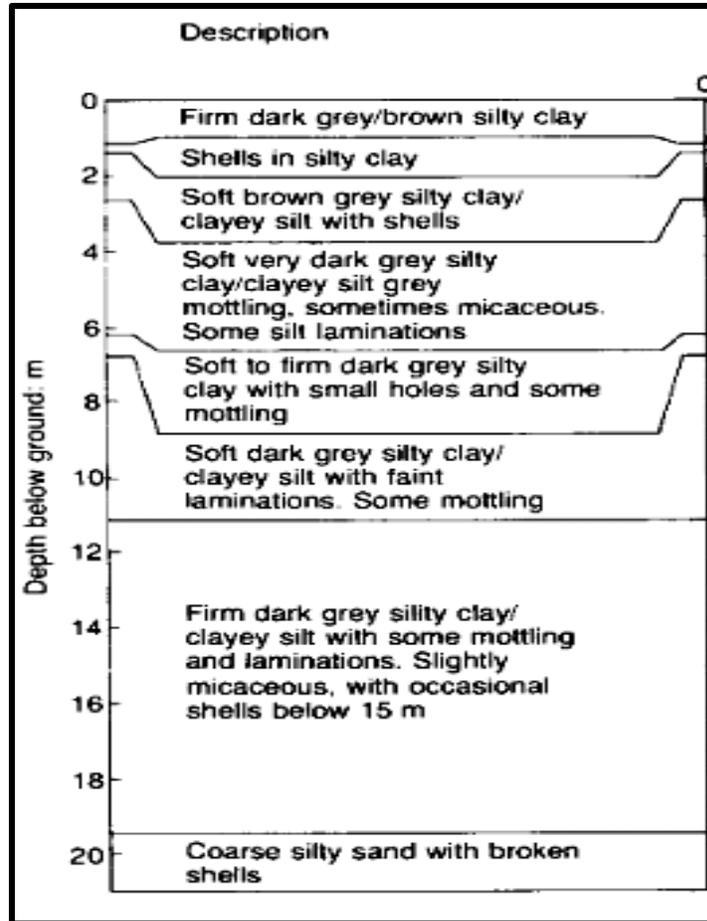


Figure IV.5 : le profil géotechnique pour l'argile molle de Bothkennar (Nash, 1992).

IV.4.2 : La description du sol

Les caissons d'aspiration peuvent être installés dans une variété de sols, mais nous considérerons ici : un caisson installé en argile molle non drainés avec épaisseur de sol globale varie entre 12 m et 22 m. Les argiles molles de Bothkennar sont spéciales car elles sont remarquablement uniformes avec de nombreuses propriétés s'accroissant linéairement avec la profondeur.

L'argile de Bothkennar a des paramètres en contraintes effectives élevés et une cohésion non-drainé importante. Le site semble être idéal pour des recherches étendues et la présence d'une zone très feuilletée ne fait qu'accroître son intérêt.

IV.4.3 : Description d'un caisson d'aspiration

Les caissons d'aspiration sont parfois appelés fondations à godets, pieux aspirants ou ancrés d'aspiration. Ces termes font référence à une fondation qui a été construite en fixant une jupe à une

Chapitre IV : Etude de cas : Site de Bothkennar (Scotland)

semelle plate, créant un caisson. La semelle est installée à l'aide de l'aspiration. Les caissons de petit diamètre sont souvent utilisés pour les ancrages, car ils peuvent résister à la tension et être enlevés rapidement avec un minimum de frais. Des caissons de grand diamètre ont été utilisés pour des structures permanentes

Notre étude consiste à l'installation d'un caisson de type monopode avec des dimensions de 3m de diamètre et 1,5 m pour la jupe en acier ancré dans les argile molles de Bothkennar en une profondeur de 10 à 20 mètres.

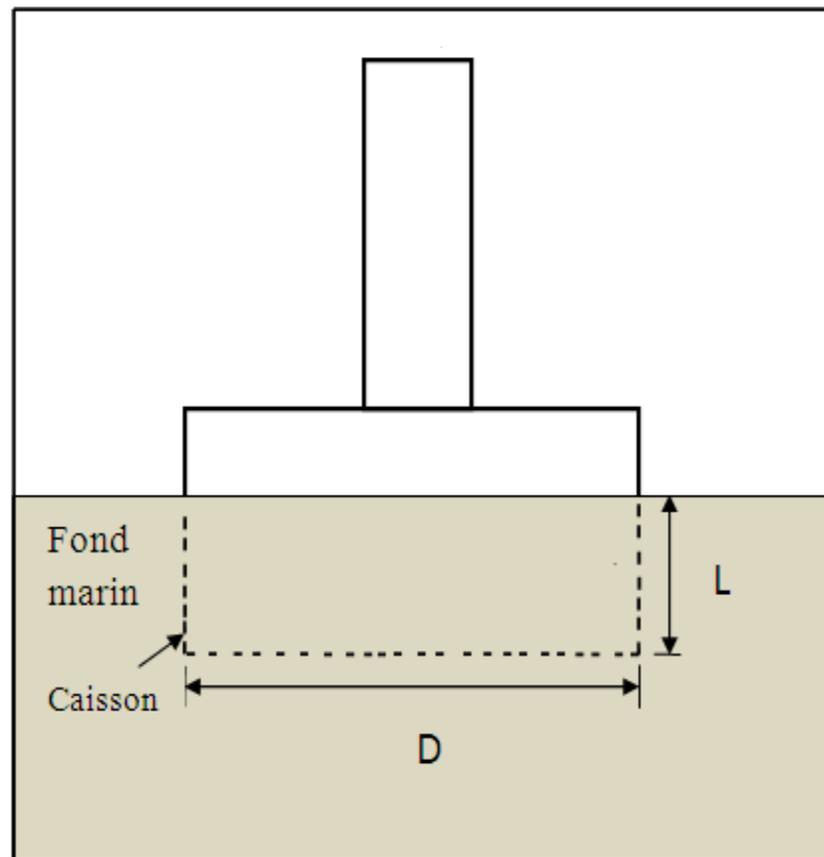


Figure IV.6 : représente la géométrie de caisson de type monopode réalisé dans cette étude (Houlosby, 2005)

IV.4.4 :L'installation de caisson dans l'argile

L'installation d'un caisson dans un sol homogène, notamment argileux, a fait l'objet de nombreuses investigations. Les deux principaux problèmes qui doivent être étudiés dans la conception d'un caisson d'aspiration en tant que fondation sont :

- l'installation.
- la performance de service.

Dans notre étude l'installation des caissons a été réalisée par aspiration. Les charges latérales sur le caisson ont montré que la réponse était affectée par des déplacements horizontaux (Houlosby, 2005).

Les caissons ont été installés selon la procédure suivante :

(a) Le caisson a été abaissé à la surface du sol et autorisé à pénétrer sous son propre poids, avec l'intérieur ventilé à l'atmosphère.

(b) L'eau a été pompée dans le caisson jusqu'à ce qu'il soit plein.

(c) L'évent a été fermé et de l'eau a été pompée hors du caisson pour l'installer à pleine profondeur.

Au cours de la phase (c) des poids morts ont été ajoutés au caisson pour corriger (dans la mesure du possible) les erreurs de nivellement du caisson. Tous les essais ultérieurs (sauf indication contraire) ont été effectués avec les événements du caisson scellés. (Houlosby, 2005)

IV.6 : La modélisation

IV.6.1 : Principe de la modélisation

Cette partie comprend des simulations numériques du caisson d'aspiration en mer dans la région de Bothkennar en Scotland. Le caisson d'aspiration de type monopode ancré dans des argiles limoneuses. Avec des caractéristiques spécifiques, et le niveau de la nappe phréatique est à 1,5m sous la surface.

L'objectif de cette opération numérique consiste à calculer la réponse de caisson sous chargement horizontal en fonction de la variation de cohésion pour chaque profondeur.

a) Géométrie de caisson

Cette modélisation est intégrée par le logiciel PLAXIS 2D adopté par le modèle de comportement de HSM .et modèle élastique linéaire pour le caisson qui est caractérisé par des propriétés qu'on discute dans le tableau suivant :

Chapitre IV : Etude de cas : Site de Bothkennar (Scotland)

matériel	Diamètre D (m)	Longueur de skirt (m)	Épaisseur (m)
Model	Hardening soil model		
Caisson en acier	3	1.5	0.1

Tableau IV.2 : la géométrie des caissons

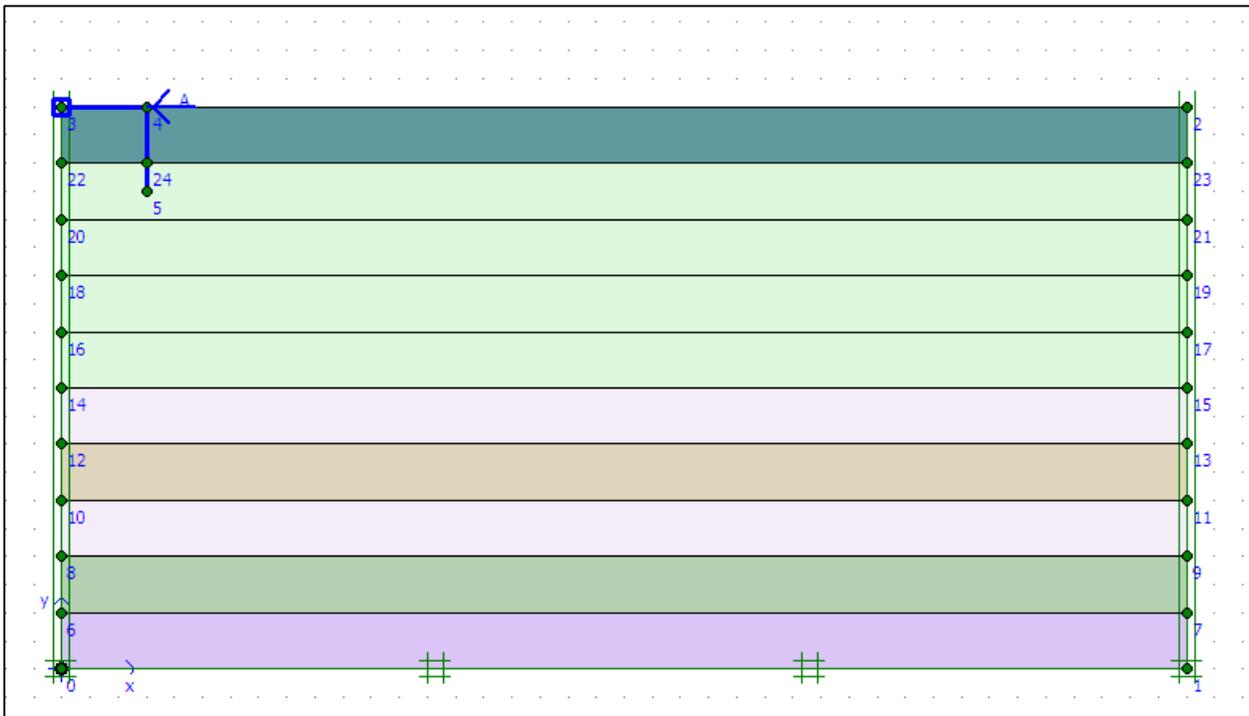


Figure IV.7 : le modèle numérique utilisé dans la simulation (Nash, 1992)

b) Paramètre du sol de Bothkennar

La modélisation du sol est l'un des points clés qui influent sur la conception de fondation, et la modélisation nécessite en première étape l'analyse et l'évaluation des charges agissant sur la

Chapitre IV : Etude de cas : Site de Bothkennar (Scotland)

fondation et le sol. L'analyse de déplacement nécessite une modélisation de sol de la manière la plus réaliste possible dans les limites supérieures et inférieures.

Tableau IV. 3 : paramètres du sol de Bothkennar

paramètre	Sol			Unité
Matériel modèle	HARDENNING SOIL MODEL			
Type de matériel	Argile non drainé			
La profondeur	0-1,5	1,5-2,5	2,5-14	(m)
γ	18	16,5	16,5	KN/m³
γ_{sat}	18	16,5	16,5	KN/m³
E_{ref50}	1068	506	231	KN/m²
E_{oed}	1068	506	231	KN/m²
E_{refur}	5382	3036	1164	KN/m²
m	1	1	1	(-)
P_{ref}	13	20	30	KN/m²
ϕ	37	37	37	(°)
ψ	0	05	0	(°)
OCR	1	1	1,5	-
POP	15	15	0	KN/m²
K_0	0,5	0,5	0,5	-

c)La cohésion du sol

Chapitre IV : Etude de cas : Site de Bothkennar (Scotland)

En raison du changement de cohésion à chaque profondeur, nous avons ameubli le sol de dix couches. Car la cohésion dans le site de Bothkennar varie en fonction de la profondeur Nash en 1992 proposée la formule suivante permet de calculer la cohésion :

$$C_u = 11.4 + 1.9 \times Z$$

Z : La profondeur du sol

11.4 : La valeur saliente à la surface du sol

14.4 : La valeur saliente à la base du sol

Profondeur (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Cohésion KN /m ²	13.3	15.2	17.1	19	20.9	22.8	24.7	26.6	9	33.4

Tableau IV.4 : Variétés de valeurs de cohésion avec la profondeur

d) Les charges appliquées

Les interactions entre le sol et le caisson d'aspiration sont généralement étudiées sous chargement appliqué sur la tête de fondation (caisson d'aspiration).

Le but principal de cette modélisation est de calculer les déplacements horizontaux du caisson en fonction de l'évolution des charges appliquées latéralement et la réponse du sol sous chargements permet d'obtenir les paramètres d'ajustement de courbe.

Tableau IV.5 : valeurs de déplacements de caisson en tête en fonction des charges horizontales

Charge (KN)	100	200	500	1000
Déplacement horizontal en tête (m)	$-9,8283 \times 10^{-8}$	$-2,0231 \times 10^{-7}$	$-5,1437 \times 10^{-7}$	$-1,0345 \times 10^{-6}$

e) Le déplacement horizontal

Les calculs des efforts de déplacements des éléments de fondations peuvent être calculés par la modélisation de la réponse de la fondation (caisson d'aspiration) à partir du chargement latéral appliqué.

La réponse du sol sous chargement latéral a été utilisé pour représenter la capacité du sol à supporter les différentes structures et différentes charges.

❖ L'interprétation de résultat

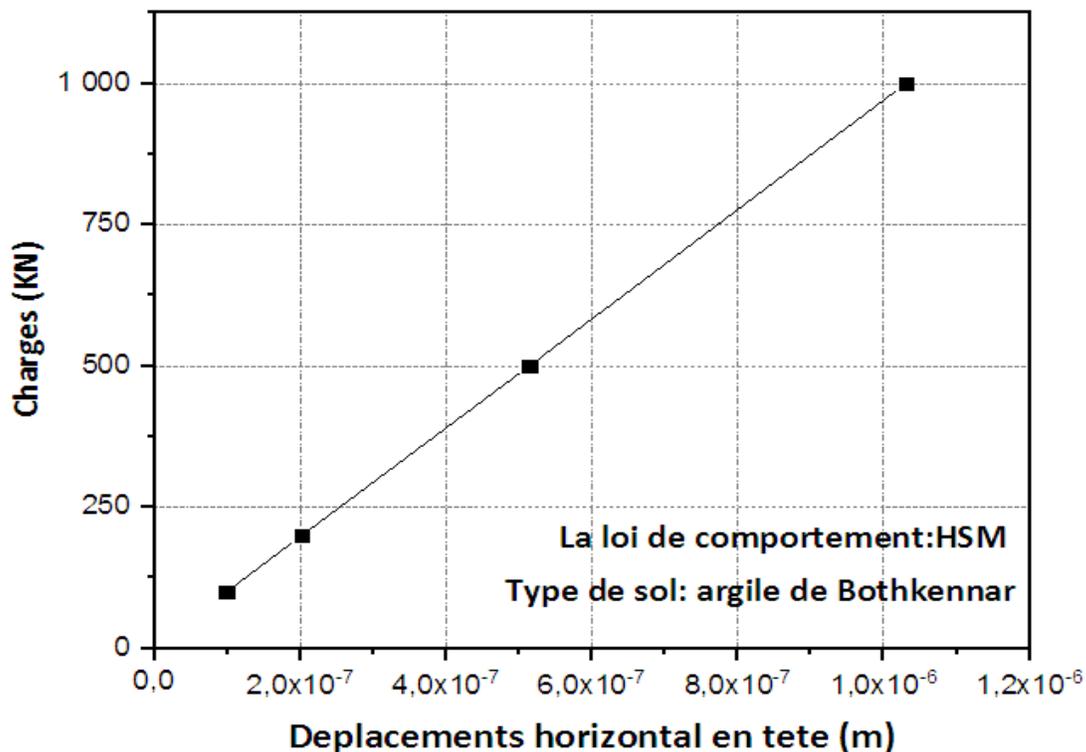


Figure IV.8 : L'évolution de déplacement horizontal de caisson (Nash, 1992) .

- **Commentaire**

La courbe présente l'évolution de déplacements horizontaux en tête de caisson en fonction de charges horizontales variées entre 100kn, 200kn, 500 kn et 1000kn .pour les argiles de Bothkennar multicouches adopte par la loi HSM avec une profondeur de 1.5m fixe.

Chapitre IV : Etude de cas : Site de Bothkennar (Scotland)

Les déplacements horizontaux en charges de 100 kn et 200 kn sont peu proches [1×10^{-7} m, 2×10^{-7} m] respectivement.

Le déplacement horizontal en charge 500kn est remarquable de 5×10^{-7} m.

Et enfin on note que la valeur de déplacement en charge de 1000kn qui est très important avec $1,5 \times 10^{-6}$ m.

- **Remarque**

Le déplacement augmente à mesure que la charge horizontale augmente. Par conséquent, la simulation numérique par HSM est un outil bien défini pour résoudre le problème à l'ingénieur et les propriétés du sol jouent un rôle très important dans cette simulation, ce qui nous d'étudier l'influence des différents paramètres structurels et géotechniques sur le comportement du caisson aussi l'augmentation du diamètre de caisson induit un croisement de la rigidité ,mais n'induit pas forcément un diminution des déplacements et des déformations

Par conséquent, la modélisation numérique est un outil qui peut être utilisé pour comprendre les problèmes de sol et aussi les risques du site pour favoriser l'avancement du projet.

IV. 7 : Conclusion

Les fondations à jupe installées par aspiration, souvent appelées caissons d'aspiration, sont de plus en plus utilisées pour une variété d'applications offshore. Le but de ce chapitre est de présenter une procédure numérique à l'aide de PLAXIS 2D pour but de calculer les déplacements horizontaux en tête d'un caisson de type monopode ancré dans des couches d'argiles en utilisant données réel de site de Bothkennar. Le rapport d'élanement L/B nous a permis par la suite de donner une synthèse général sur l'évolution de charge déplacement, mais cette fois avec plusieurs couches d'argiles et avec une cohésion qui augmente en fonction de la profondeur. Le modèle HSM adopté nous a indiqué une augmentation remarquable de déplacements horizontaux.

Ainsi, il est encore nécessaire de procéder à une vérification plus approfondie des résultats obtenus afin d'atteindre notre objectif.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion Générale

Dans ce travail, notre objectif est de contribuer à la modélisation de caissons ancrés dans un sol multicouche sous sollicitation horizontale. Dans ce cadre de cette étude nous avons fournis des recherches théoriques et pratiques bien précisées. Pour ce faire, La simulation numérique par La méthode des éléments finis représentée dans le chapitre II, intégré par logiciel PLAXIS 2D V8.2 discuté aussi dans le chapitre II a été utilisé pour des types d'argiles précis, dans ces argiles quatre caissons de géométries différentes chargés latéralement ont été ancrés . Ensuite, une autre modélisation réalisée toujours par PLAXIS 2D sur le site de Bothkennar en Scotland, à partir des données réelles mesurées par des essais de laboratoire et sur site, notamment l'installation des caissons ancrés dans une argile molle avec des caractéristiques géotechniques bien définis. Les résultats obtenus peuvent apporter des réponses pour telles fondations sur le terrain. À l'aide du logiciel Origine Lab 2019, nous avons montré les résultats des calculs de PLAXIS sous forme des courbes linéaires pour faciliter l'interprétation et la discussion des résultats obtenus.

Ainsi, la méthode numérique est une solution idéale pour permettre aux ingénieurs de comprendre la situation réelle.

Cette type de fondation sur caisson est un bon choix pour supporter n'importe qu'elle structure surtout cas des argiles car elle est facile à adapter du côté de l'installation et le durée de vie.

Bibliographie

Aouati, Y., M. Rahim. (2015).«Modélisation des essais géotechniques par le logiciel PLAXIS» ,université de Guelma, Faculté des Sciences et de la Technologie, Département de Génie Civil et Hydraulique.

Al.,Houlosby, G.T.,,KELLY R,B.,HUXLABLE, J.,BYRNE B,W .(2005).«Field trials of Suction Caisson Clay for Offshore Wind Turbine foundation». Géotechnique.55 (4):287-296.

BAKOUR, A. (2008). «Comportement des fondations profondes sous charges : Aspects structuraux et Géotechniques». École de technologie supérieure. Université du Québec.

Bassem Fetni.(2012).« Etude par modelisation numerique de la stabilite aux glissements des ouvrages Poids:Application aux cas des digues verticales».mémoire de master .université de tbessa.faculté des sciences et de la technologie.département de génie civil - p. 208.

Bendali, A.(2013). «Méthode des éléments finis». Département de génie mathématique. Orientation

MMN.Toulouse - france .

Bouafia, A. , Laouedj., Ali . (2017). «Pieux isolés sous charges latérales -Construction des courbes» . EDP .Geotech.2017,152,4./10.51.

Boulon., Luisa ,N., E,Anguano ., Marc .(2008) .«Simulation numérique des ancrés à succion en deux- et trois Dimensions». France Laboratoire 3S-R, (Sols,Solides, Structures - Risques). - 38041 Grenoble cedex 9.domaine universitaire B.P No .53.

Boygue Construction .(2000).Caisson en Projet de Beirut.228275.

Byrne, B,W.(2000)« Investigation of suction caisson in dense sand ».university of Oxford Magdalen College.

Byrson,L,S., Z,Medina.,G,David.(2012).« Method for Estimating System Stiffness for Exavation Support Walls.Journal og Geotechnical and Geoenvirenmental Engenering» .138(9):1104-1115.

Chatzivasileiou, L, G .(2014).«Installation OF Suction Caisson IN Layerd Sand » .mémoire de master,faculty of civil engenering and geosciences,delft university of technology.

Comité Francais de Mécanique des Sols et de Géotechnique. (2018).«Rocommandations pour la conception et le calcul des fondations d'éoliennes offshore» .

Denis, B, F., E, G, M.(2011).«A Semi-Analytical Finite Element Approach in Machine Design of Axisymmetric Structures» .10,5772-24215.

DOHERTY,J.,G,HOULOSBY.,A.DEEKS.(2005).« Stiffness of Flexible Caisson Foundations Embedded IN Nonhomogenous Elastic Soil» . Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ,131,1498-1508. pp. 1-25.

Durow,Bp.pile and caisson.

Eoliennes en mer. «LLes d'YEU et de Noirmoutier les differents type de fondations et leurs caracteristiques techniques ». - Vol. 4.

Grange, S.(2008). «Modélisation simplifiée 3D de l'interaction sol-structure» .thèse de doctorat de l'institut polytechnique de Grenoble laboratoire Sols, Solides, Structures .

Guettafi,N .(2012). «Comportement des sols mous lors d'un essai préssiométrique».mémoire de magister, université lhadj lakhdar Batna.

GUIRAUD PATRICK.(2016).« Les ouvrages en béton en site maritimes» . SB OA.

Guy, T., Houlsby1. L,B,O.,W, Byron., Byrne. (2005). «Suction caissons for wind turbines». Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG 2005 – Gourvenec & Cassidy (eds).

HealthNationalInstitutes.(2015).<https://openi.nlm.nih.gov/detailedresult.php?img=PMC4621356> TSWJ2015.

Henia ,M. «Analyse Numérique de la Reponse non Lineaire d'un pieu» . thèse de doctorat .Université mentouri ,constantine

Houssam, K.(2017) «Stabilités des Qais Portuaires en Caisson (application aux terminal conteneur du Port de Djen-Djen)»,JIJEL,algerie .Algerian Scientific Resarch Association (ASRA).321051250.

Colliat,J.(1995).« caisson à succion pour l'ancrage d'une plateforme pétrolière en mer profonde» .ELF exploration production llaribau64018. -88. - 64018.

Jadhav ,S, A ., Nilesh.(2012). «Stress Solutions of some Axisymmetric and Non-Axisymmetric Cases with the Principles of Elasticity ». 10,4028.

Jardine, D, F, T ,Nash .,Rachid .(2003).«The characterisation of the Bothkennar clay» . P 543 .ISBN 90 5809 537 1.

Jaya., Lekshmi, R .,Sanju, M ,S, M.K., Sundaresan, R., Marimuthu.(2016)« Axisymmetric Solid with Non-Axisymmetric Load Using Matlab» . Volume 7. - ISSN 2229-5518.

ZHANG,J .(2019).«Numérical Investigation of Caisson Foundations in Under Combined Monotonic Loading for Offshore Wind Turbine».NNT:2019ECDN0002.

Kerner , L .(2017).«Interaction sol-structure sous sollicitations cycliques dynamiques. Application aux éoliennes offshore fondées sur monopieu ». univ de Paris-Est.

Nash ,D, F, T., Powell, J. J. M., Lloyd, I,M.(1992).« Initial investigations of the soft clay test site».Géotechnique42,No.163-181.

Nasir ,A, M.(2002).« Axisymmetric Shell Structures» . Brisbane Australia . School of Civil Engineering Queensland .University of Technology.brisbane australia.

Ng KoK Shien.(2014). «A New Approach to the Estimation of Settlement and Ultimate Bearing Capacity of Stone Columns Supported Shallow Foundation» . Conference: The

8th European on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. 10.1201/b17017-97).

Nul,Jan, D.(2015).« extension en mer de monaco , projet d'urbanisation en mer de l'anse du portie»r. monaco : bougie travaux publics.

Omrane, R. (2017).«modelisation et dimensionnement d'un tronçon routier »,mémoire de master . univ de Djilali bounaama.

Carter² Weiminn¹,P ,D., John,C ,P.(2006). «UPLIFT CAPACITY OF SUCTION CAISSONS IN UNIFORM SOIL» .Departement of civil engeineeeering ,The University of sydney,NSW 2006,Australia.

Penzes, P.,M,R., Zania,V. (2016).« Succion caissons subjected to monotonic combined loading».

AJDOR,P ,J. «TRAVAUX MARITIMES ».

Said ,I.(2006). «Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale». Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES, Institut Navier).

Thanh, N.(2008) .«Modélisation du comportement des fondations profondes dans les argiles molles . Laboratoire Sols, Solides, Structures - Risques», Grenoble Français.

Tondon, G. «caisson modules3» .

Xiao, H. (2015). « Etude de comportement de la fondation offshore du type mono-pieu. Mémoire de master, université de Liège».