

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE**  
**SCIENTIFIQUE**



N° d'ordre :44/DS/2022

Série : 02/GC/2022

**UNIVERSITE DES FRERES MENTOURI CONSTANTINE 1**

*Faculté des sciences de la technologie*

*Département de Génie Civil*

**Thèse**

Présentée pour l'Obtention du Diplôme de Doctorat en sciences

en Génie Civil

Option : Géotechnique

**Thème**

**MODELISATION NUMERIQUE DU PROBLEME DE**  
**FLAMBEMENT D'UN PIEU ISOLE DANS UN SOL**  
**HOMOGENE**

Présenté Par :

**HALIMI Ahmed**

**Devant le jury composé de :**

Président : H. Chabil	Professeur	Université des frères Mentouri Constantine 1
Rapporteur : S. Kouloughli	Professeur	Université des frères Mentouri Constantine 1
Examineur : A. Merdas	Professeur	Université Ferhat Abbas Sétif 1
Examineur : R. Benzaid	Professeur	Université Mohamed seddik Ben Yahia Jijel
Examineur : M. Khebizi	M.C. (A)	Université des frères Mentouri Constantine 1

**09/06/2022**

## ***Remerciements***

Tout d'abord, je tiens à remercier sincèrement mon directeur de thèse M<sup>r</sup> S. KOULOUGHLI, professeur à l'université des frères Mentouri Constantine 1, pour m'avoir d'abord proposé ce sujet d'étude et ensuite pour m'avoir guidé dans l'élaboration de ce travail, je le remercie également pour sa disponibilité, ses conseils et ses encouragements tout au long de la préparation de la thèse.

Comme guise de reconnaissance j'adresse mes sincères remerciements, mon grand respect à M<sup>r</sup> H. CHABIL professeur à l'université des frères Mentouri Constantine 1, pour l'honneur qu'il me fait en acceptant de présider le jury de soutenance.

J'adresse également mes remerciements aux membres de jury M<sup>r</sup> A. MERDAS professeur à l'université Ferhat Abbas Sétif 1, M<sup>r</sup>. KHEBIZI maitre de conférences à l'université des frères Mentouri Constantine 1 et M<sup>r</sup> R. BENZAID professeur à l'université Mohamed seddik Ben Yahia Jijel pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Je remercie profondément M<sup>r</sup> A. Bouafia Professeur à l'université de Blida pour ses idées contributives.

Enfin, je remercie tous les membres de Laboratoire de la Mécanique des Sols et des Structures à l'université des frère Mentouri Constantine 1, pour leurs disponibilités et leurs esprit de convivialité.

## *Dédicace*

*Je dédie le présent travail*

*A mes chers parents*

*A ma petite famille*

*A mes frères et sœurs*

*A mes amis*

## **Résumé**

Les pieux ont été utilisés d'une manière effective dans beaucoup d'application qui touchent d'une part à l'amélioration des caractéristiques du sol mou et à l'augmentation de sa capacité portante et d'autre part à la réduction des tassements, particulièrement dans le cas du renforcement des fondations déjà existantes.

Le flambement des pieux est actuellement l'un des problèmes géotechniques les plus complexes auxquels les ingénieurs et les chercheurs doivent faire face. Ce problème est devenu un sujet de recherche très intéressant. Une approche par la méthode des éléments finis (MEF) pour l'étude de ce phénomène est très prometteuse en raison des nombreuses possibilités offertes par cette méthode pour modéliser le comportement réel du pieu. Le logiciel peut être utilisé dans cette étude en raison de sa polyvalence et de sa flexibilité, Abaqus se distingue par sa capacité à résoudre des problèmes de manière réaliste, notamment le traitement du contact pour modéliser le comportement réel de ce type de structure.

La thèse consiste en une modélisation numérique de l'interaction sol-pieu sous une charge statique axiale appliquée en tête de pieu. De plus, une étude paramétrique a été réalisée. Plusieurs paramètres ont été modifiés pour évaluer leurs effets sur la charge critique de flambement du pieu totalement fiché dans le sol.

**Mots-clés :** Chargement axial, Interaction sol-pieu, Pieu isolé, Flambement des pieux, Eléments finis, Abaqus.

## **Abstract**

Piles have been used effectively in many applications that involve, on the one hand, improving the characteristics of soft soil and increasing its bearing capacity and, on the other hand, reducing settlements, especially in the case of the reinforcement of existing foundations.

Pile buckling is currently one of the more complicated geotechnical problems that engineers and researchers have to deal with. This problem has become a very interesting research topic. A Finite Element Method (FEM) to study this phenomenon is very promising because of the many possibilities offered by this method to model the actual pile behavior. The software can be used in this study because of its versatility and flexibility. Abaqus is characterized by its ability to solve problems realistically, particularly the treatment of contact in order of modeling the real behavior of this type of structure.

The thesis consists in a numerical modeling of the soil-pile interaction under an axial static load applied at the head of the pile. In addition, a parametric study was carried out. Several parameters have been modified to evaluate their effects on the critical buckling load of the fully embedded pile.

**Keywords:** Axial loading, Soil-pile interaction, Single pile, Pile buckling, Finite elements, Abaqus.

## ملخص

يتم استخدام الأسس العميقة (الأوتاد) بشكل فعال في العديد من التطبيقات كالعزل على تحسين خصائص التربة وزيادة قدرتها على التحمل، أو استعمالها كدعامات خاصة في حالة اسناد الأساسات الموجودة مسبقاً.

تعد ظاهرة انحناء أو انبعاج الأسس العميقة (الأوتاد) حالياً أحد أكثر المشكلات الجيوتقنية تعقيداً التي تواجه المهندسين والباحثين. حيث أصبحت هذه المشكلة موضوع بحث مثيراً للاهتمام. يعتبر اعتماد طريقة العناصر المحدودة (FEM) لدراسة هذه الظاهرة واعدًا للغاية بسبب الخيارات العديدة التي توفرها هذه الطريقة لنمذجة السلوك الحقيقي للوتد. يمكن استخدام البرنامج في هذه الدراسة نظراً لتعدد استخداماته وكذا مرونته، يتميز برنامج Abaqus بقدرته على حل ومحاكاة المسائل الجيوتقنية بشكل واقعي، ولا سيما معالجة التفاعل القائم ما بين التربة و الوتد من أجل نمذجة السلوك الحقيقي لهذا النوع من البنية.

تتكون الأطروحة من نمذجة عددية للتفاعل بين التربة والأسس العميقة (الأوتاد) تحت تأثير الحمل الثابت والعمودي والمطبق على رأس الوتد. بالإضافة إلى ذلك، تم إجراء دراسة تغايرية لبعض العوامل لتقييم مدى تأثيرها على حمل الانحناء الحرج للأسس العميقة (الوتد).

**الكلمات المفتاحية:** التحميل المحوري، تفاعل التربة-وتد، وتد أحادي، انحناء الاوتاد، العناصر المحدودة، Abaqus

## **Table des matières**

Remerciements.....	I
Dédicace.....	II
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
Résumé en arabe.....	V
Table des matières.....	VI
Liste des symboles.....	X
Liste des figures.....	XI
Liste des tableaux.....	XIV

### **SOMMAIRE**

#### **Chapitre I : Introduction générale**

I.1.Introduction.....	1
I.2. Contexte général.....	1
I.3. Objectifs de travail .....	2
I.4. Plan d'étude .....	3

#### **Chapitre II : Pieux isolés sous charges axiales**

II.1 Introduction.....	4
II.2 Définition.....	4
II.3 Classification des pieux.....	4
II.3.1 Classification suivant le matériau de construction.....	5
II.3.1.1 Pieux en bois.....	5
II.3.1.2 Pieux en béton.....	5
II.3.1.3 Pieux en acier.....	5
II.3.2 Classification suivant la mise en œuvre.....	5
II.3.2.1 Les pieux façonnés à l'avance.....	5
II.3.2.2 Les pieux exécutés en place.....	5
II.3.3 Classification suivant le mode de fonctionnement.....	6
II.3.3.1 Les pieux colonnes.....	6
II.3.3.2 Les pieux flottants.....	6
II.3.3.3 Les pieux frottant à la base.....	6
II.3.4 Classification suivant le mode d'exécution.....	6
II.3.4.1 les pieux mis en place par refoulement du sol.....	6

II.3.4.2 les pieux mis en place sans refoulement du sol.....	6
II.3.5 Modes opératoires de réalisation de quelques pieux.....	7
II.4 Choix du type de pieu.....	10
II.5 Comportement des pieux sous charges axiales.....	11
II.5.1 Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif.....	13
II.6 Modélisation des pieux sous charges axiales.....	14
II.6.1 Méthode des fonctions de transfert des charges t-z pour pieux isolés.....	14
II.6.2 Modélisation numérique.....	16
II.6.2.1 La méthode des éléments finis.....	16
II.6.2.2 Modélisation numérique par équations intégrales aux frontières.....	19
II.7 Conclusion.....	19
<b>Chapitre III : Généralités sur la modélisation numérique de l'interaction sol-pieu</b>	
III.1 Introduction.....	20
III.2 Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure.....	21
III.2.1 Définition de l'interface sol-structure.....	21
III.2.2 Caractérisation expérimental de l'interface sol-structure.....	22
III.3 Eléments de modélisation d'un problème d'interaction sols-structures.....	24
III.3.1 Comportement du matériau de la structure.....	24
III.3.2 Comportement des sols.....	24
III.3.3 Comportement de l'interface.....	24
III.4 Modélisation de l'interface sol-structure.....	25
III.4.1 Contact sol-structure.....	26
III.4.1.1 Eléments sans épaisseur.....	30
III.4.1.2 Eléments couche mince.....	32
III.5 Conclusion.....	34
<b>Chapitre IV : Flambement des pieux</b>	
IV.1 Introduction.....	35
IV.2 Analyse théorique du flambement des pieux.....	36
IV.3 Charge de flambement d'Euler.....	38
IV.4 La force critique d'un pieu isolé complètement fiché dans le sol.....	40
IV.4.1 Cas d'un sol homogène.....	40
IV.4.1.1 Cas d'un module de réaction constant.....	40
IV.4.1.2 Cas d'une variation linéaire du module de réaction.....	45
IV.4.2 Cas d'un sol stratifié (multicouches).....	48



IV.5 La force critique d'un pieu isolé partiellement fiché dans le sol.....	50
IV.5.1 Cas d'un module de réaction constant.....	50
IV.5.2 Cas d'une variation linéaire du module de réaction.....	52
IV.6 La force critique par la méthode du continuum élastique.....	53
IV.7 La force critique par la méthode des différences finies.....	54
IV.8 La force critique par la méthode des éléments finies.....	56
IV.9 Influence du frottement latéral sur la force critique.....	58
IV.10 Conclusion.....	59
<b>Chapitre V : Présentation du code de calcul ABAQUS</b>	
V.1 Introduction.....	60
V.2 Principe de la méthode des éléments finis.....	60
V.3 Présentation du code de calcul Abaqus.....	61
V.3.1 Définition du code de calcul par éléments finis Abaqus.....	61
V.3.2 Caractéristiques du code de calcul Abaqus.....	62
V.3.2.1 Types analyse.....	62
V.3.2.2 Les éléments utilisés par Abaqus.....	62
V.3.2.3 Non-linéarités.....	63
V.3.3 Système d'unités.....	64
V.3.4 Phases de mises en données.....	64
V.3.5 Structure et fonctionnement du code de calcul Abaqus.....	64
V.4 Lois constitutives.....	65
V.4.1 Modélisation des matériaux granulaires (Sols).....	65
V.4.1.1 Loi de Mohr-Coulomb (MC).....	67
V.4.2 Modélisation du pieu.....	68
V.4.2.1 Loi élastique-linéaire.....	68
V.5 Présentation succincte de l'analyse du contact d'Abaqus.....	68
V.5.1 État de la question.....	68
V.6 les capacités de contact à Abaqus.....	69
V.6.1 Approche Contact général.....	70
V.6.2 Approche les Paires de contact.....	71
V.6.2.1 Sélection de surfaces maîtresse et esclave.....	72
V.6.2.2 Représentation des surfaces de contact.....	73
V.6.3 Approche éléments de contact.....	73
V.6.4 Interactions de contact.....	74

V.6.5 Formulation de contact.....	74
V.6.5.1 Les différentes options de contact " <i>finite-sliding</i> " et " <i>small-sliding</i> " .....	74
V.6.5.2 Discrétisation des contacts.....	75
V.7 Conclusion.....	75
<b>Chapitre VI : Modélisation numérique 3D d'un pieu isolé sous charges axiales</b>	
VI.1 Introduction.....	77
VI.2 Modèle constitutif et paramètres.....	79
VI.2.1 Hypothèse de calcul.....	79
VI.2.2 Matériaux et géométrie du modèle.....	79
VI.3 Mécanisme d'interaction pieu-sol.....	79
VI.3.1 Modélisation du contact et propriétés d'interaction.....	79
VI.4 Chargement et conditions limites.....	82
VI.4.1 Conditions aux limites.....	82
VI.4.2 Conditions de chargement.....	83
VI.4.2.1 Étape géostatique " <i>Geostatic step</i> ".....	83
VI.4.2.2 Étape statique " <i>Static step</i> ".....	83
VI.5 Étude paramétrique.....	84
VI.5.1 L'effet de bord.....	84
V.5.2 Étude de convergence du maillage.....	86
VI.5.3 Effet de la rigidité du sol.....	89
VI.5.3 Effet de la géométrie du Pieu.....	90
VI.6 Vérification et validation de modèle.....	91
VI.6.1 La charge critique de flambement d'Euler.....	92
VI.6.2 Le module de réaction du sol.....	94
VI.6.3 Analyse de flambement par la méthode Davisson (1963).....	95
VI.7 Résumé et conclusions.....	97
<b>Chapitre VII : Conclusion générale</b>	
VII.1 Conclusion générale.....	99
VII.2 Limitation et recommandations.....	100
Références Bibliographiques	

## ***Liste des symboles***

- $\nu$  [-] : Coefficient de Poisson.
- $\gamma$  [KN/m<sup>3</sup>] : Poids volumique.
- $\psi$  [°] : Angle de dilatance.
- $E$  [KN/m<sup>2</sup>] : Module de déformation linéaire (Module d'Young).
- $h$  [m] : hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif.
- $R_c$  [KN/m<sup>2</sup>] : La charge ultime de compression.
- $R_b$  [KN/m<sup>2</sup>] : La charge limite de pointe
- $R_s$  [KN/m<sup>2</sup>] : La charge limite de frottement.
- $p_{le}^*$  [KN/m<sup>2</sup>] : Pression limite nette équivalente.
- $\Delta u$  [m] : le saut de déplacements.
- $\sigma_n$  [KN/m<sup>2</sup>] : La contrainte normale.
- $\tau$  [KN/m<sup>2</sup>] : La contrainte de cisaillement.
- $\delta$  [°] : l'angle de frottement de l'interface.
- $P_{cr}$  [KN] : La charge critique de flambement du pieu.
- $I$  [m<sup>4</sup>] : le moment d'inertie de la section du pieu.
- $L$  [m] : Longueur totale du pieu.
- $D$  [m] : Longueur de fiche du pieu.
- $h$  [m] : hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif.
- $k_s$  [KN/m<sup>3</sup>] : le module de réaction du sol.
- $U_{cr}$  [-] : coefficient adimensionnel de la charge critique de flambement du pieu.
- $B$  [m] : Diamètre du pieu.
- $n_h$  [-] : paramètre de variation du coefficient de réaction  $K_s$ .
- $V_{cr}$  [-] : coefficient adimensionnel de la charge critique de flambement du pieu.
- $Z_{max}$  [-] : coefficient adimensionnel de la charge critique de flambement du pieu.
- $S_R$  [m] : la longueur réduite du pieu.
- $L_u$  [m] : la longueur de la partie libre du pieu.
- $L_s$  [m] : la longueur équivalente de la fiche.

Tout autre paramètre ou symbole ne figurant pas sur cette page est déjà défini dans le texte.

## ***Liste des figures***

<b>Figure II.1</b> Méthode de réalisation des pieux forés sous boue .....	6
<b>Figure II.2</b> Pieux foré simple .....	7
<b>Figure II.3</b> Pieu foré avec une tarière creuse.....	7
<b>Figure II.4</b> Pieu vissé moulé.....	7
<b>Figure II.5</b> Pieu métallique battu injecté .....	8
<b>Figure II.6</b> Pieux forés boue .....	9
<b>Figure II.7</b> Pieux forés tubés.....	9
<b>Figure II.8</b> Pieux forés tarière creuse .....	9
<b>Figure II.9</b> Outils de battage Pieux/H/palplanches battus .....	10
<b>Figure II.10</b> Outils de vibrofonçage Pieux/H/palplanches battus .....	10
<b>Figure II.11</b> Pieux types .....	11
<b>Figure II.12</b> Charge limite de pointe et de frottement sur un pieu .....	12
<b>Figure II.13</b> Chargement axial en tête d'un pieu .....	12
<b>Figure II.14</b> Mécanisme de frottement latérale positif et négatif.....	13
<b>Figure II.15</b> Schéma de principe de la méthode de transfert de charge.....	15
<b>Figure II.16</b> Les approches dans le comportement des pieux.....	18
<b>Figure III.1</b> Schéma d'interaction sol-structure.....	21
<b>Figure III.2</b> Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface.....	23
<b>Figure III.3</b> Représentation de l'interface Sol-Fondation.....	25
<b>Figure III.4</b> Interface, définition géométrique.....	26
<b>Figure III.5</b> Différents mode de déformation de l'interface.....	28
<b>Figure III.6</b> Eléments d'interface.....	30
<b>Figure III.7</b> Élément couche mince.....	32
<b>Figure IV.1</b> Le concept de longueur effective d'une colonne/pieu élancée (Bhattacharya & Bolton, 2004).....	40
<b>Figure IV.2</b> Solutions de Mandel (1936) pour le flambement des pieux.....	42
<b>Figure IV.3</b> Déformées paire et impaire pour un pieu encastré aux deux extrémités (Hetenyi,1946).....	43
<b>Figure IV.4</b> Forces critiques pour un coefficient de réaction $K_s$ constant (Davisson,1963) ..	44
<b>Figure IV.5</b> Forces critiques pour un coefficient de réaction constant (Francis ét al.,1965)...	45
<b>Figure IV.6</b> Forces critiques pour un coefficient de réaction $K_s = n_p z / B$ (Davisson ,1963) ...	46

<b>Figure IV.7</b> Variation des propriétés du sol selon la profondeur de pieu .....	46
<b>Figure IV.8</b> La Charge critique des cas b et d , $K_0 = 100t / m^2$ , (pinned-pinned end pile, Prakash, 1987) .....	47
<b>Figure IV.9</b> La Charge critique des cas c et d, $n_b = 100t / m^3$ , (pinned-pinned end pile, Prakash, 1987).....	48
<b>Figure IV.10</b> La Charge critique de cas d pour un pieu avec des conditions limites différentes lorsque $k_0 = 100$ et $n_b = 100t / m^3$ , (Prakash, 1987).....	48
<b>Figure IV.11</b> La modélisation d'un sol stratifié (fenu l. serra m., 1990).....	49
<b>Figure IV.12</b> pieu isolé partiellement fiché dans le sol avec la poutre équivalente (Davisson et Robinson, 1965).....	50
<b>Figure IV.13</b> Longueur réduite $s_r$ pour un pieu partiellement fiché dans le sol ( $K_s = cte$ ), (Davisson et Robinson, 1965).....	50
<b>Figure IV.14</b> Pieu partiellement enterré (Souche 1984).....	51
<b>Figure IV.15</b> Exemple d'abaque proposé par Souche (1984).....	52
<b>Figure IV.16</b> Longueur réduite $s_r$ pour un pieu partiellement fiché dans le sol ( $K_s = n_b z / B$ ) (Davisson et Robinson, 1965).....	53
<b>Figure IV.17</b> Comparaison entre les théories de Winkler et du continuum élastique (Madhav et Davis, 1974).....	54
<b>Figure IV.18</b> Division de la longueur de la pile en $N$ segments pour l'analyse des différences finies.....	55
<b>Figure IV.19</b> Idéalisations par éléments finis du pieu et du sol .....	57
<b>Figure V.1</b> Éléments utilisés dans la simulation par le code de calcul Abaqus.....	63
<b>Figure V.2</b> Structure d'une analyse Abaqus.....	64
<b>Figure V.3</b> La dilatation du sol.....	66
<b>Figure V.4</b> Critère de Mohr-Coulomb.....	67
<b>Figure V.5</b> Algorithme de contact Abaqus.....	70
<b>Figure V.6</b> Approche contact général à Abaqus.....	71
<b>Figure V.7</b> Approche paires de contact à Abaqus.....	72
<b>Figure V.8</b> Définition de la surface maitresse et la surface esclave.....	73
<b>Figure VI.1</b> Approche de modélisation numérique d'un pieu isolé totalement fiché dans le sol .....	78
<b>Figure VI.2</b> Schéma de "Hard contact" dans Abaqus.....	80
<b>Figure VI.3</b> Schéma de la paire de contact dans Abaqus.....	81

<b>Figure VI.4</b> Les surfaces maîtresse et esclave (Abaqus).....	82
<b>Figure VI.5</b> Maillage 3D du système pieu-sol (Abaqus).....	82
<b>Figure VI.6</b> Système pieu-sol.....	84
<b>Figure VI.7</b> Les formes des trois premiers modes de flambement-Augmentation de la charge critique.....	85
<b>Figure VI.8</b> Les charges critiques de flambement pour des sols de dimensions radiales différentes (Abaqus).....	85
<b>Figure VI.9</b> La charge critique de flambement du pieu pour une dimension radiale égale à $14D+R$ $\lambda = 85.897 * 10^3 kn$ (Abaqus) .....	86
<b>Figure VI.10</b> Les charges critiques de flambement pour différentes densités de maillage.....	87
<b>Figure VI.11</b> Type d'élément du maillage –Abaqus.....	88
<b>Figure VI.12</b> Flambement du pieu $\lambda = 77.000 * 10^3 kn$ (Abaqus).....	89
<b>Figure VI.13</b> La charges critique de flambement du pieu en fonction de module d'élasticité du sol.....	89
<b>Figure VI.14</b> La charges critique de flambement en fonction de diamètre du pieu.....	90
<b>Figure VI.15</b> Les charges critiques de flambement du pieu en fonction de module d'élasticité du sol.....	91
<b>Figure VI.16</b> Les formules de base de la charge du flambement d'Euler et l'effet des conditions aux limites.....	92
<b>Figure VI.17</b> Comparaison des charges critique de flambement, cas : Articulé-Encastrée ( $E_s = 12MPa$ ).....	93
<b>Figure VI.18</b> les charges critique de flambement selon la théorie de flambement d'Euler et la théorie de flambement d'Euler modifiée par Davisson, 1963.....	96
<b>Figure VI.19</b> Comparaison des charges critique de flambement selon la méthode de Davisson (1963) et la méthode des éléments finis-Abaqus ( $E_s = 12MPa$ ).....	97

## ***Liste des tableaux***

<b>Tableau II.1</b>	Classification des types de pieux selon l’Eurocode 7.....	8
<b>Tableau VI.1</b>	Éléments utilisés dans la modélisation du système pieu-sol - Abaqus.....	82
<b>Tableau VI.2</b>	Définition des contraintes initiales - Abaqus.....	83
<b>Tableau VI.3</b>	Les éléments discrétisés de système pieu-sol - Abaqus.....	86
<b>Tableau VI.4</b>	Les charges critiques de flambement pour différents éléments du maillage....	87
<b>Tableau VI.5</b>	Les charges critiques de flambement pour différentes longueurs du pieu.....	90
<b>Tableau VI.6</b>	Variation de la $P_{cr}$ pour différentes conditions limites de la tête de pieu.....	92

**CHAPITRE I :**  
**INTRODUCTION GENERALE**



## **I.1 Introduction**

La sécurité structurelle est la marque du génie civil et l'ambiguïté dans tous les domaines du génie civil n'aide pas cette cause. Toutefois, en cas d'ambiguïté, il convient uniquement de résoudre un type de problème particulier et de rendre explicite une définition de la solution fournie afin de remédier à toute ambiguïté de ce type par rapport à celles qui ont existé. C'est dans cette optique que la présente thèse doit en quelque sorte examiner le problème de l'analyse numérique du flambement des pieux entièrement enterrés.

## **I.2 Contexte général**

Dans le domaine du génie civil, on utilise les pieux pour un sol de fondation en surface qui n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges, soit par ce que sa résistance est faible, soit que les tassements résultants sont préjudiciables à la construction. Le pieu comme toute autre fondation, il est destiné à transmettre la charge structurelle dans le sol sans rupture de cisaillement ou tassement excessif, les pieux sont utilisés lorsque :

- 1- une couche de sol ayant une capacité portante fiable ne peut être trouvée qu'à une plus grande profondeur.
- 2- pour la construction où la superstructure transmet de grandes charges concentrées à la fondation.
- 3- pour les structures transmettant des charges verticales et / ou horizontales inhabituellement élevées.
- 4- pour beaucoup d'ouvrages importants tels que les ponts, les centrales nucléaires, les structures off-shore, les tours à grandes hauteurs... etc.

La construction de structures sur des sols mous est un problème majeur. Cela conduit à la recherche de solutions de fondations adaptées à ce type de terrain. Les recherches récentes sont orientées vers les fondations sur pieux et/ou le renforcement du sol par inclusion rigide. Les fondations sur pieux sont un moyen bien établi de transférer les charges axiales appliquées par une superstructure à des couches de sol rigides. Cependant, les caractéristiques géométriques des pieux peuvent induire l'apparition du phénomène de flambement lors de l'utilisation de ce type de fondation. En outre, le flambement est un facteur très important dans la conception des pieux, en particulier lorsque les couches supérieures sont des sols mous ou peu résistants. Le

flambement des pieux est actuellement l'un des problèmes géotechniques les plus complexes auxquels les ingénieurs et les chercheurs doivent faire face.

Les fondations sur pieux ont été étudiées par un grand nombre d'auteurs que ce soit du point de vue de la modélisation numérique ou du calcul analytique. Dans le passé, les chercheurs ont présenté différentes littératures issues d'études sur le problème du flambement des pieux (Davisson M. T., 1963), (Davisson M. T., Gill, H. L 1963), (Hetenyi M., 1946), (Prakash S., 1962) ... etc [1-5]. Cependant, là où plus d'une majorité de chercheurs sont d'accord avec ces définitions pour les pieux complètement enterrés, des écarts ont été constatés dans les méthodes d'analyse.

Aujourd'hui, grâce à l'apparition des nouvelles techniques numériques comme la méthode des éléments finis, à la puissance des outils informatiques et au développement de lois de comportement plus réalistes, on peut analyser de façon beaucoup plus précise ces mécanismes. Dans cette étude, l'analyse numérique du flambement est étudiée en utilisant l'analyse tridimensionnelle par éléments finis. La charge de flambement a été étudiée pour un pieu en béton armé, tandis que le module de réaction du sol est adopté de manière constante avec la profondeur. Les simulations numériques ont été effectuées en supposant un comportement élastoplastique type Mohr-Coulomb pour le sol et un comportement linéaire élastique pour l'élément pieu.

En génie civil, le problème de l'interaction sol-pieu est une partie importante de la conception et de l'analyse de la structure. De manière générale, le flambement de la sous-structure joue un rôle important dans le comportement du génie civil.

### **I.3 Objectifs de travail**

Les objectifs de la présente thèse sont les suivants :

- Présenter une approche théorique cohérente de la prédiction de la capacité des pieux et des charges.
- Compréhension approfondie du comportement sol-pieu sous chargement axial.
- La modélisation par la méthode des éléments finis est présentée et une étude paramétrique a été faite.
- Déterminer la charge critique de flambement pour le système couplé pieu-sol ci-

dessous.

- Présenter des solutions paramétriques pour un large éventail de cas et comment ces solutions peuvent être utilisées à des fins de conception des pieux.
- Aussi, analysez de manière critique et discutez des résultats

## **I.4 Plan d'étude**

Le travail, de cette thèse se divise comme suit :

Le premier chapitre est consacré à une introduction générale présentant le contexte de la thématique, son importance ainsi que sa mise en œuvre.

Le deuxième chapitre est consacré à des notions générales qui concernent les fondations sur les pieux pour les charges axiales et pour les charges latérales.

Le troisième chapitre porte également sur la caractérisation du contact entre le sol et l'élément structural, le pieu, et de leur rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage.

Le quatrième chapitre récapitule l'état de l'art sur le comportement d'un pieu isolé sous chargements axial statique. On s'intéresse particulièrement à la charge critique de flambement des pieux entièrement fichés dans le sol.

Le cinquième chapitre a pour objet de présenter le code d'éléments finis Abaqus 6.14, les options par défaut et les méthodes de comportement utilisé dans ce logiciel.

Le sixième chapitre présente une modélisation numérique de l'Interaction sol-pieu sous un chargement statique axial appliqué en tête du pieu. Aussi, une étude paramétrique a été effectuée. Plusieurs paramètres géotechniques et géométriques ont été modifiées individuellement afin d'estimer l'influence de tel paramètre sur la charge critique de flambement, suivi d'une étude comparative afin de valider le model.

Ces chapitres sont terminés par une conclusion générale, avec des perspectives de recherches concernant le thème étudié.

**CHAPITRE II :**  
**PIEUX ISOLES SOUS CHARGES**  
**AXIALES**

## II.1 Introduction

On présente dans ce chapitre quelques connaissances générales sur les fondations sur pieux. Ce chapitre explique brièvement ce que sont les pieux et parle de leurs classifications. Il décrit également les principales méthodes d'analyse des pieux. À la fin du chapitre, le lecteur doit savoir ce que sont les pieux et être capable de les classer et de les analyser.

## II.2 Définition

Les fondations font partie intégrante d'une structure qui maintient et transmet la superstructure et d'autres charges à des couches de sol fermes à un tassement acceptable. Il y a deux types de base : fondation peu profonde et fondation profonde. Lors de la conception des fondations, il y a souvent des situations où l'utilisation de fondations peu profondes n'est pas rentable ou pratique, lorsque les charges nominales sont importantes, les sols proches de la surface ont une faible rigidité, les couches de sol sont inclinées, des structures sensibles au tassement doivent être construites, dans des environnements marins où l'on prévoit des actions de marées, de vagues ou de flux. Dans de telles situations, une fondation profonde devient nécessaire pour avoir une sous-structure stable et sûre (Knappett & Craig, 2012) [6].

Les pieux sont des fondations utilisées lorsqu'une structure ne peut pas être soutenue en toute sécurité sur une fondation peu profonde. Un pieu isolé peut être défini comme un long élément structural qui est utilisé pour transmettre les charges appliquées à son sommet à travers la base vers les sols inférieurs (University of Bolton, 2010) [7]. Un pieu est une pièce de bois, d'acier ou de béton de forme allongée qui est installée dans la terre ou la roche. Son rôle est de fournir une résistance à une poussée verticale et/ou latérale ou de fournir une résistance à la traction selon la conception de l'ancrage.

Dans un pieu, on distingue essentiellement 03 parties : '*la tête*' qui reçoit directement les charges par le biais de la semelle de liaison, '*la pointe*' qui assure la transmission des charges entre la base du pieu et le sol et enfin '*le fût*' qui se localise entre la tête et la pointe ; cette zone a pour fonction la transmission des efforts.

## II.3 Classification des pieux

Au sein de la famille des pieux, il existe plusieurs sous familles qui se distinguent en fonction du processus et des outils mis en œuvre lors de la réalisation des pieux.

Selon (Knappett & Craig, 2012) [6], les pieux sont classés en différents types en fonction de :

- Matériau des éléments de pieu : acier, béton préfabriqué, béton coulé in situ ou pieux en bois.
- Méthode d'installation et effet de l'installation - pieux battus / déplacés et forés.
- Type de sol dans lequel les pieux sont installés - Frottement / Cohésion / Pieu flottant.
- Mode de chargement des pieux - Pieux chargés axialement (compression ou traction) et chargés transversalement.

On distingue quatre grandes classes des pieux selon le matériau de construction, la mise en œuvre, le mode de fonctionnement et la méthode d'exécution.

### **II.3.1 Classification suivant le matériau de construction**

#### **II.3.1.1 Pieux en bois**

Ce sont des pieux préfabriqués mis en place par battage, Ils travaillent généralement par effort de pointe et frottement latéral. Ils sont à l'heure actuelle très peu utilisés.

#### **II.3.1.2 Pieux en béton**

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibro-fonçage.

#### **II.3.1.3 Pieux en acier**

Ces pieux, entièrement métalliques, sont fichés dans le sol par battage ou par vibration. Leurs sections sont :

- en forme de H
- en forme d'anneau (tube),
- en forme quelconque, obtenue par soudage de palplanche par exemple.

### **II.3.2 Classification suivant la mise en œuvre**

#### **II.3.2.1 Les pieux façonnés à l'avance**

- Pieux battus préfabriqués en béton armé
- Pieux en métal battus
- Pieux métalliques battus ou vibrofoncés injectés haute pression
- Pieux en bois

#### **II.3.2.2 Les pieux exécutés en place**

Cette catégorie est décomposée en deux classes :

- Les pieux en béton exécutés à tube fermé battu ou vibro-foncé ou vériné, (Pieux refoulant le sol à la mise en place)
- Les pieux en béton, mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens

mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage benthonique ou avec polymères. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage, (figure II.1).

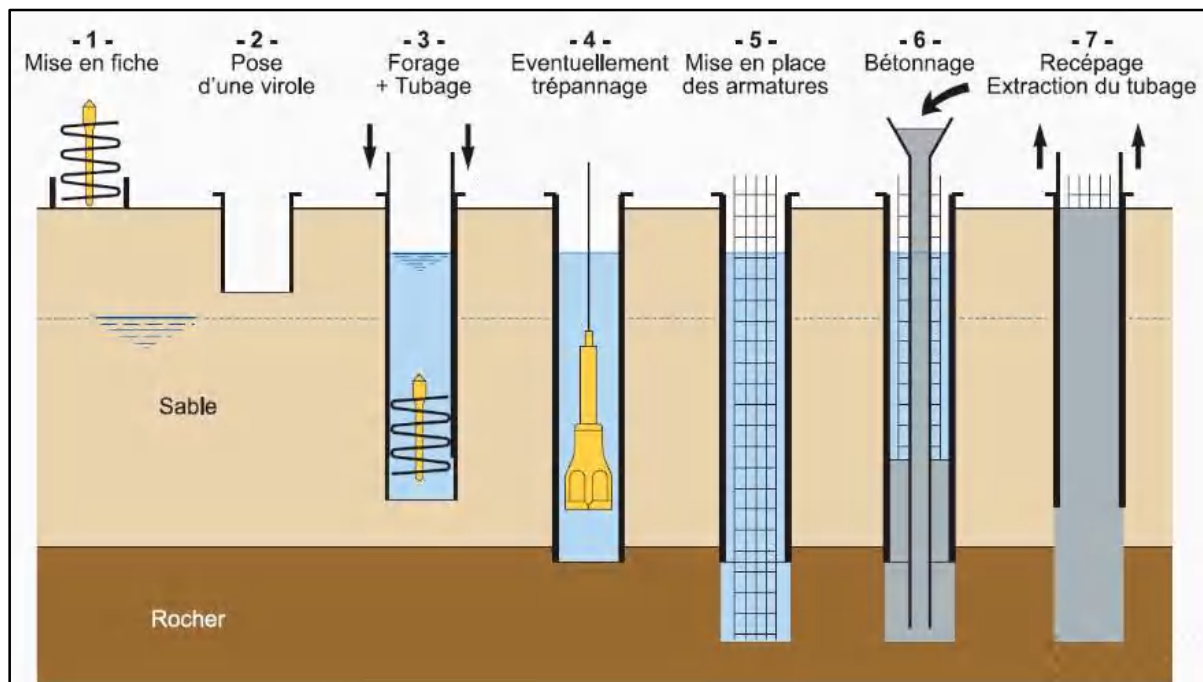


Figure II.1 Méthode de réalisation des pieux forés sous boue [8]

### II.3.3 Classification suivant le mode de fonctionnement

**II.3.3.1 Les pieux colonnes :** reposant sur une couche très dure (Effet de pointe)

**II.3.3.2 Les pieux flottants :** transmettent essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposent pas sur une couche résistante (Effet de frottement latéral)

**II.3.3.3 Les pieux frottant à la base :** frottement latéral à la partie inférieure du fut qui doit s'ajouter à la résistance de pointe (Effet de pointe et frottement latéral)

### II.3.4 Classification suivant le mode d'exécution

**II.3.4.1 les pieux mis en place par refoulement du sol :** Ils concernent les pieux battus et les pieux foncés. Leur installation se fait par vérin, par battage ou par vibrofonçage. Ils refoulent le sol et le compriment, ce qui génère un bon frottement latéral.

**II.3.4.2 les pieux mis en place sans refoulement du sol :** Ils visent les pieux et les puits forés. L'installation de ces derniers se fait par substitution. Cela a pour effet de remanier le sol et de le décompresser. Le frottement latéral est donc réduit, sauf pour certains types de mise en œuvre (pieux exécutés avec une tarière creuse, ou vissés et coulés). Les pieux sont réalisés par moulages, par exemple, après l'extraction du sol par forage.

### II.3.5 Modes opératoires de réalisation de quelques pieux

- Les pieux forés simples, (figure II.2) (Lionel F. 2019) [8] :

- 1- Mise enfiche, réglage, préforage.
- 2- Mise en place de la virole.
- 3- Forage à la tarière.
- 4- Ancrage de carottier.
- 5- Installation d'armatures et bétonnage à la colonne.
- 6- Contrôle de l'arase béton.

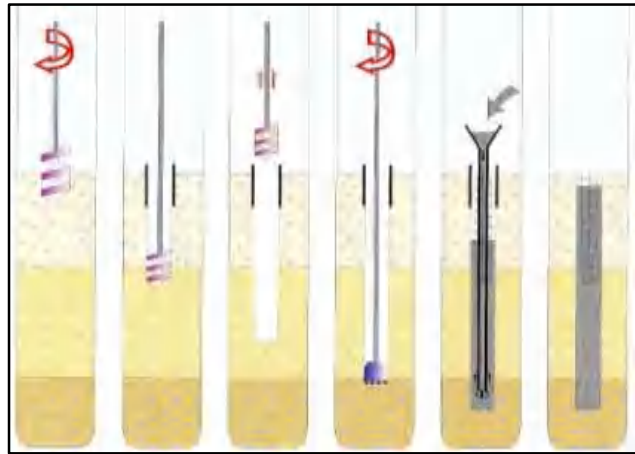


Figure II.2 Pieu foré simple [8]

- Les Pieux forés avec une tarière creuse, (figure II.3) (Luc S. 2018) [9] :

- 1- Positionnement de la tête de forage.
- 2- Vissage de la tarière.
- 3- Vissage de la tarière.
4. Injection sous pression de béton dans l'axe creux de la tarière au fur et à mesure du retrait de la tarière (sans rotation).
- 5- Mise en place de l'armatures.
- 6- Pieu foré achevé.

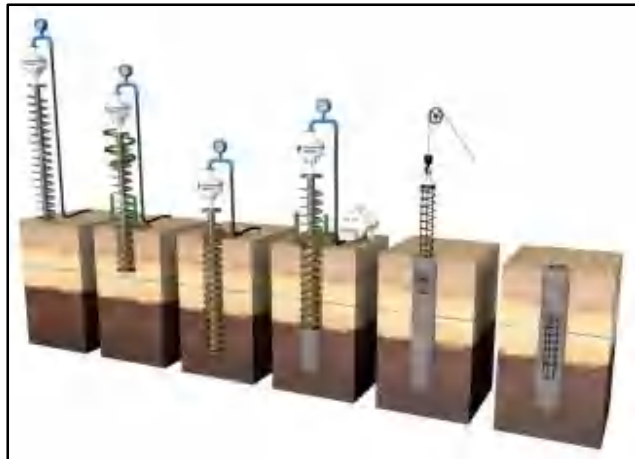


Figure II.3 Pieu foré avec une tarière creuse [9]

- Les pieux vissés moulés (figure II.4), (Lionel F. 2019) [8] :

- 1- Réglage et pose d'une pointe perdue.
- 2- L'outil est foncé par combinaison du vissage et du vérinage dans le sol refoulé.
- 3- Mise en place d'armatures.
4. En dévissant le vérinage augmente par refoulement du sol l'épaisseur de l'empreinte laissée par l'outil, la charge de béton garantissant un parfait moulage de celle-ci.
- 5- Pieu exécuté.

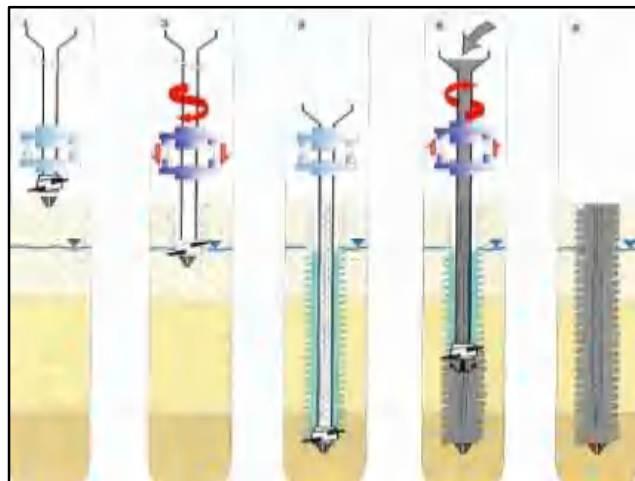


Figure II.4 Pieu vissé moulé [8]



- Les pieux métalliques battus injectés, (figure II.5) (Lionel F. 2019) [8] :

- 1- Mise enfiche, réglage.
- 2- Battage du tube par mouton hydraulique ou diesel et injection simultanée de mortier.
- 3- Refoulement des sols, maintenus et expansés par l'injection de mortier.
4. Pieu terminé.
- 5- Recépage et soudage d'une plaque.

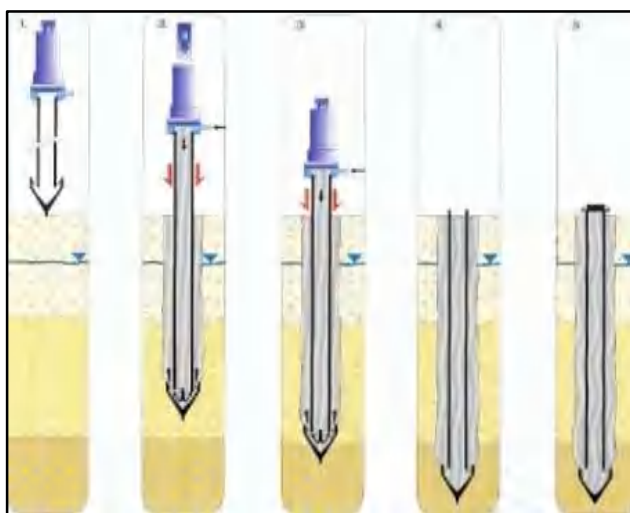


Figure II.5 Pieu métallique battu injecté [8]

A noter qu'entre ces deux types extrêmes de pieux, il existe toute une gamme de pieux intermédiaires qui sont à la fois des pieux coulés et des pieux battus. La classification des types de pieux selon l'Eurocode 7 est présentée dans le tableau II.1 (Luc, S. 2018) [9].

Tableau II.1 – Classification des types de pieux selon l'Eurocode 7. [9]

Classe	Catégorie	Technique de mise en œuvre	Abréviation	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdue)	FTP	
	4	Foré tubé (virole récupérée)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	FSR, FBR, PU	
2	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC, FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tubé	VT	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (Béton – mortier – coulis)	BE	
	11	Battu moulé	BM	
	12	Battu acier fermé	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBi	
7	16	Palplanches Battues	PP	NF EN 12699
1 bis	17	Micropieu type I	M1	NF EN 12699
	18	Micropieu type II	M2	
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIGU	
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	PIRS, MIRS	

Selon le méthode d'exécution, on peut citer les avantages et les inconvénients de certains types de pieux :

✓ **Pieux forés**, (figure II.6, figure II.7)

[Classe : 1]

**Avantages :**

- Adaptabilité aux conditions de terrain (sols durs / sols mous).
- Diamètre de 20 cm à plus de 2 m : optimisation du béton.
- Possibilité d'atteindre de grandes profondeurs (>50 m).



**Figure II.6** Pieux forés boue [Classe : 1 ; Cat : 2] [8]

**Inconvénients :**

- Matériel et personnel très spécialisé.
- Qualité et contrôle de la boue de forage.
- Evacuation et mise en décharge des déblais.
- Très sensible aux erreurs d'exécution.
- Cadences faibles.



**Figure II.7** Pieux forés tubés [Classe : 1 ; Cat : 3/4] [8]

✓ **Pieux forés tarière creuse**, (figure II.8) [Classe : 2]

**Avantages :**

- Productivité (Technique très répandue).
- Adaptée à une large gamme de terrains
- Cadences plus élevées que foré simple

**Inconvénients :**

- Limité en terrains résistants
- Installation de la cage d'armatures (longueur limitée).
- Formule de béton spécifique et maîtrisée.



**Figure II.8** Pieux forés tarière creuse [Classe : 2] [8]

✓ **Pieux battus/H/palplanches battus**, (figure II.9, figure II.10) [Classe : 4/5/6/7]



**Figure II.9** Outils de battage Pieux/H/palplanches battus [Classe : 4/5/6/7] [8]

**Spécificité :**

- Nécessité d'une énergie importante et contrôlée
- Domaine privilégié : maritime et portuaire, soutènements.

**Avantages :**

- Rapide à réaliser
- Bonne pénétrabilité des pieux H

**Inconvénients :**

- Technique bruyante : gêne des riverains
- Limité en terrains résistants
- Mise en place difficile (défaut de verticalité)



**Figure II.10** Outils de vibrofonçage  
Pieux/H/palplanches battus [Classe : 4/5/6/7] [8]

## II.4 Choix du type de pieu

Le choix du type de pieu à réaliser sur un chantier dépend de nombreux critères :

- Le pieu sera-t-il soumis à des efforts latéraux ?
- Traversera-t-il une couche d'eau ?
- Est-il réalisé à proximité des fondations d'un bâtiment voisin ?
- Quel est le délai d'exécution ?
- Quelles sont les contraintes sonores ? Vibratoires ?

Il est recommandé de contacter des entreprises spécialisées pour déterminer le type de pieu à installer et la mise en œuvre à adopter sur le site.

## II.5 Comportement des pieux sous charges axiales

Les pieux sont construits pour transmettre l'effort au sol entourant une profondeur considérable qui dépasse généralement dix fois son diamètre. Le problème d'un pieu isolé, qui est simple à première vue, est également compliqué car, d'une part, des effets de la mise en place du pieu qu'il est très difficile de simuler théoriquement et, d'autre part, des phénomènes d'interactions entre le fût et le sol. Selon le type de pieu et la nature du sol, l'interaction et la réponse charge-déplacement peut être très différente (Bouafia A. 2009), (Nasib F. & Nuseibeh B. S. 1980), (Atkinson J. 2007), (Khelifi Z. 2010) ... etc [10-15].

On définit  $B$  comme la largeur, ou le diamètre du pieu,  $D$  comme sa hauteur d'encastrement dans le sol et  $h$  comme la hauteur d'ancrage du pieu dans la couche d'ancrage (figure II.11). Le pieu traverse différentes couches de sol de plus ou moins bonne qualité pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables. Cette couche s'appelle couche d'ancrage ou substratum résistant.

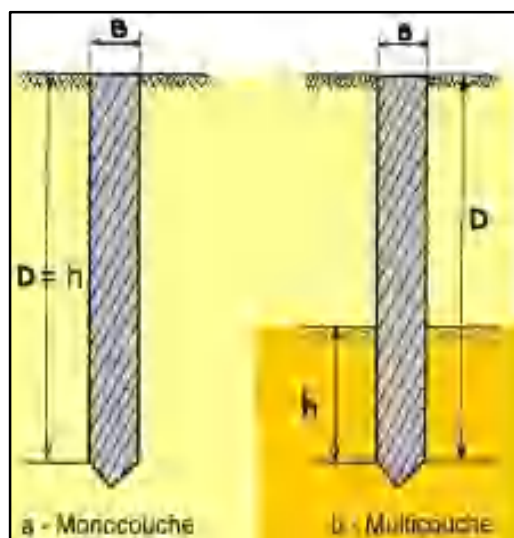


Figure II.11 Pieux types [9]

Les pieux se particularisent des fondations superficielles par la prise en compte d'un frottement sur leur paroi. Ce frottement latéral peut se produire sur la totalité de la paroi, ou seulement sur une partie si les couches de sol n'ont pas assez de résistance pour provoquer ce frottement (Mestat P. & Prat M. 1999) [20]. En effet, la charge de la construction est reprise par le pieu grâce à la somme de deux forces qui exercent une action opposée à celle de la construction (Bakkour AZ. 2008) [22] :

- Un effort de **pointe** qui s'exerce à l'extrémité basse du pieux, au contact du bon sol, dur.
- Les efforts de **frottement latéral** qui s'exercent tout le long du pieu qui sont dûs au contact entre le pieu et le sol.

Les études de l'interaction sol-pieu permettent de définir la répartition de la charge totale entre la charge de pointe et la charge de frottement latérale. Dans ce contexte, la charge de pointe est proportionnelle à :

- section de la base du pieu.
- à la résistance du substratum.

La force de frottement latérale est en revanche proportionnelle à :

- la surface de contact entre le pieu et le sol.
- au coefficient de frottement pieu-sol (pression latérale, rugosité du pieu, coefficient de frottement interne du sol).

En présence d'une charge axiale verticale, monotone et quasi-statiquement croissante (figure II.12), l'allure de la courbe d'enfoncement de la tête du pieu en fonction de l'intensité de la charge appliquée est celle présentée dans la figure II.13.

La courbe représentant la charge appliquée au pieu en fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire se limitant une  $Q_c$  appelée **charge du fluage**.

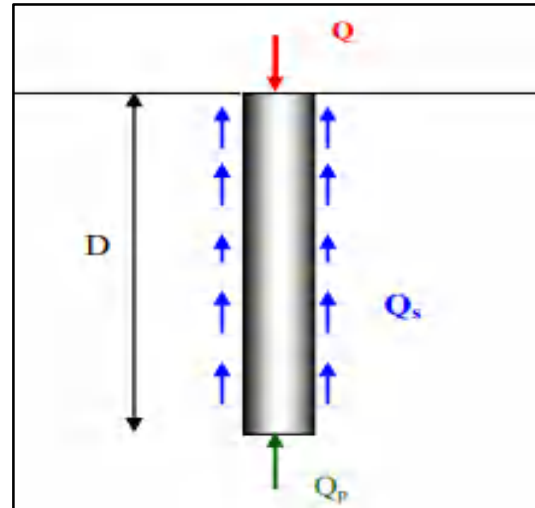


Figure II.12 Charge limite de pointe et de frottement sur un pieu

Pour les charges supérieures à  $Q_c$ , l'enfoncement ne se stabilise plus dans le temps à charge constante. On définit la **charge limite**  $Q_l$  correspondant à la rupture du sol.

Conventionnellement  $Q_l$  est la charge correspondant à l'enfoncement  $s=B/10$  (avec B diamètre du pieu) ou à une vitesse d'enfoncement de 1 à 5 mm/min.

Au moment de la rupture, la charge  $Q_l$  est équilibré par les réactions limites du sol telle que :

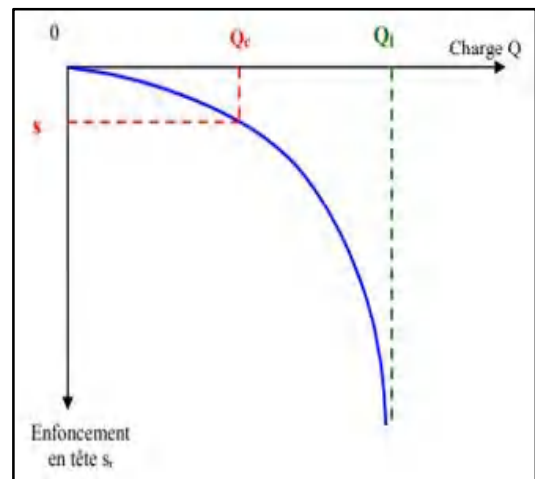


Figure II.13 Chargement axial en tête d'un pieu

$$Q_l = Q_p + Q_s \tag{II.1}$$

Avec :

- Charge limite de pointe :  $Q_p = q_p \cdot A_p$  (II.2)

- Charge limite par frottement latérale :  $Q_s = q_s \cdot A_s$  (II.3)

- $A_p$  et  $A_s$  : sont respectivement la section droite de la pointe et la surface latérale du pieu.
- $q_s$  : Frottement latéral du pieu.

De nombreux essais de chargement de pieux en vraie grandeur ont permis établir des corrélations entre la charge de fluage  $Q_c$  et les charges limites de la pointe  $Q_p$  et de frottement latéral  $Q_s$ .

### II.5.1 Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif

L'effort de frottement latéral présenté dans la figure II.14 est proportionnel à (Bouafia A. 2009), (Nasib F. & Nuseibeh B. S. 1980) [10-11] :

- la surface de contact entre le pieu et le sol.
- au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latéral, coefficient de frottement interne du sol).

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

- Si le pieu se déplace (tasse) plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral dit « positif », c'est-à-dire dirigé vers le haut qui contribue à la capacité portante du pieu.

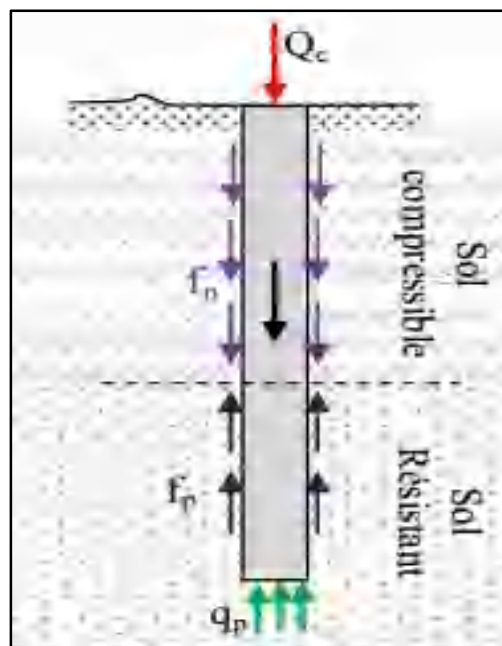


Figure II.14 Mécanisme de frottement latérale positif et négatif [10,11].

- Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif. Ce dernier conduit à une surcharge sur le pieu au lieu de contribuer à sa capacité portante.

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années) (Lionel F. 2019), (Luc S. 2018), (Bouafia A. 2009) [8-10].

Le principal effet du frottement négatif est donc d'augmenter la charge axiale dans le pieu et d'accroître le tassement du pieu. En effet, ce phénomène peut provoquer des problèmes et de graves désordres dans les structures supportées par les pieux. Pour résoudre ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif (Bouafia A. 2009), (Nasib F. & Nuseibeh B. S. 1980), (Atkinson J. 2007) ... etc [10-15,22].

Pour le même pieu, la partie supérieure peut être soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point où le déplacement de pieu est égal à celui du sol.

## II.6 Modélisation des pieux sous charges axiales

Une modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui permet de se rapprocher le plus possible du comportement réel d'un problème physique, en tenant compte le plus correctement possible de toutes les propriétés mécaniques et géométriques du système à étudier. Le comportement des pieux dépend des facteurs suivants (Nasib F. & Nuseibeh B. S., 1980), (Atkinson J., 2007) (Khelifi Z., 2010) ... etc [11-16,22] :

- caractéristiques géométriques de chaque pieu (élancement, section, surface latérale, rugosité, inclinaison).
- technique de mise en place des pieux (battage, vibrofonçage, vissage, fonçage).
- forces, moments ou pressions appliqués et transmis aux pieux (compression, traction, sollicitations inclinées ou excentrées, sollicitations transversales, monotones ou cycliques, dynamiques).
- état de l'interface entre le sol et chaque pieu (frottement et glissement du sol le long du fût).
- comportement non linéaire du sol au voisinage immédiat du fût des pieux.
- comportement non linéaire du sol près de la pointe des pieux.
- éventuellement, comportement non linéaire de chaque pieu (compression, allongement, flexion, torsion, flambement).

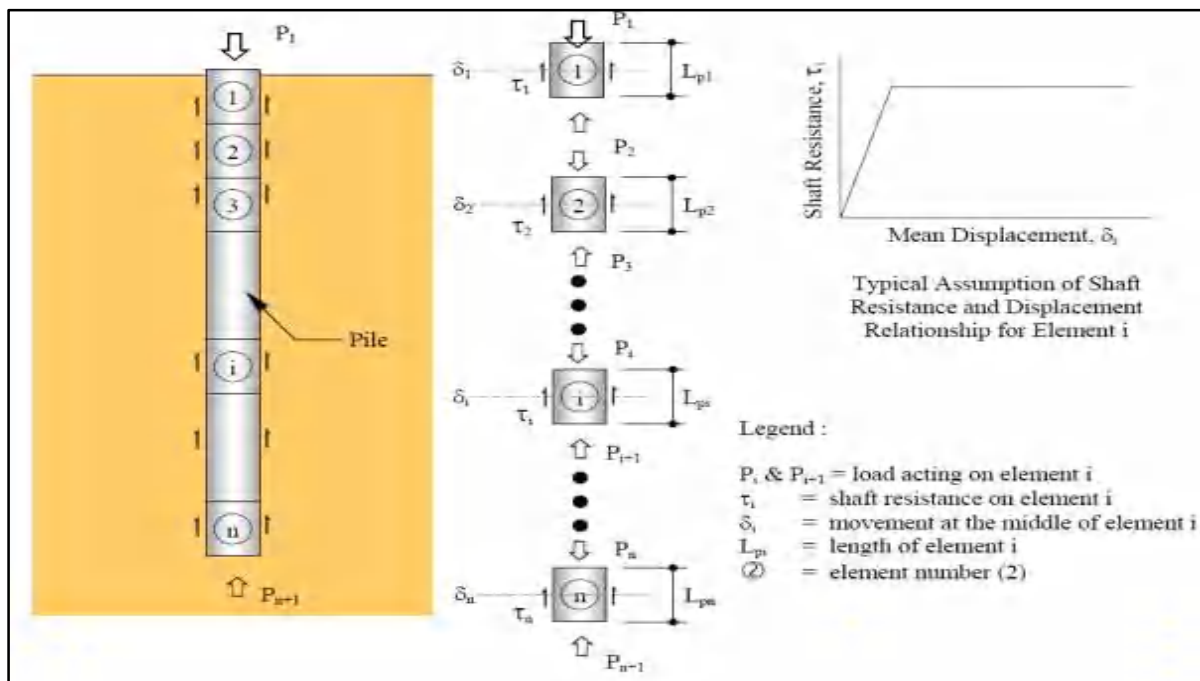
Trois non-linéarités distinctes, liées respectivement au sol, au pieu et à leur interaction, doivent donc en théorie être considérées afin de modéliser le comportement de pieu dans un massif de sol. De plus, une modélisation rigoureuse des états de contraintes et de déformations générés dans le sol par la pénétration d'un pieu est difficile à mettre en œuvre, car celle-ci doit faire intervenir les grands déplacements, les grandes déformations, les rotations et les glissements à l'interface sol-pieu. En outre, cette modélisation doit également simuler avec une grande exactitude les zones de contact, les frottements, les glissements et les décollements qui peuvent apparaître aux différentes interfaces, Ainsi que le comportement spécifique de la zone du sol qui est immédiatement en contact avec le pieu (Khelifi Z., 2010), (Benzaria O., 2012), (Estéphan R., 2003) ... etc [13-22].

### II.6.1 Méthode des fonctions de transfert des charges t-z pour pieux isolés :

La méthode (t-z) de transfert de charge est probablement la technique la plus largement utilisée pour étudier le problème des pieux isolés chargés axialement. Cette méthode permet de

mesurer le déplacement vertical d'un pieu due à une charge axiale. Elle est surtout utile quand le comportement du sol est clairement non linéaire, et/ou quand le sol autour de pieu est stratifié. La méthode consiste à spécifier la relation entre les contraintes de cisaillement sur la surface latérale ( $\tau$ ) et le déplacement vertical du pieu ( $z$ ) à différentes profondeurs (courbes de modélisation du frottement latéral), sur la base des données des essais in situ.

La méthode t-z modélise le sol comme une série de ressorts élastiques non-linéaires pour tenir en compte le comportement non-linéaire des sols. C'est un modèle à 1-D dans lequel le pieu est idéalisé comme une série d'éléments discrets élastiques, tandis que l'interaction avec le sol est modélisée par la loi de cisaillement « élasto-plastique ». La réponse charge-déplacement à la tête du pieu, ainsi que la distribution de la charge et du déplacement en bas du pieu, peut être calculée en utilisant une approche itérative comme récapitulée sur la figure II.15.



Dans chaque segment, la force de frottement unitaire mobilisée le long du fût est uniquement fonction du déplacement vertical. Cette fonction est appelée t-z. Dans cette stratégie l'interface sol-pieu est discrétisé en une infinité de ressort indépendants qui reprennent les contraintes de frottement latéral ( $\tau$ ) et les pressions verticales ( $q_p$ ) à la base de pieu on ignorant la continuité du sol. Le transfert de charges du pieu au sol se fait par le biais de ces ressorts, les courbes de transfert de charge décrivent alors la relation entre la résistance unitaire transférée au sol qui entoure le pieu et le déplacement relative du pieu par rapport au sol dans chaque couche. La méthode de transfert de charge fournit un cadre cohérent pour simuler les mobilisations



progressives du frottement latéral et de la résistance en pointe du pieu, ainsi que la réponse globale charge-tassement (Ngoc-Thanh N., 2008), (Said I., 2006) [18,22].

Cette méthode a été développée par de nombreux chercheurs sur le plan scientifique et théorique (Poulos & Davis 1980, Frank & Zhao 1982, Boulon & Foray 1986, Maleki 1995, Frank, 1999, Castelli & Maugeri 2002, Estephan 2003). Récemment, (Liu & al. 2006) ont proposé un modèle plastique trilinéaire t-z avec radoucissement. Au-delà, il existe plusieurs logiciels basés sur cette méthode dont : GOUPEG (un logiciel produit par LCPC, Paris), PIGLET et RATZ (Randolph, 2003), PIVER-LCPC (Ngoc-Thanh N., 2008), (Said I., 2006) [18,22].

Il est clair que ces méthodes de transfert de charge ne tiennent pas compte de la continuité de l'environnement du sol et ne peuvent pas être adaptées aux groupes de pieux. De plus, pour obtenir la courbe de transfert de charge sur l'emplacement, il faut beaucoup plus d'instruments que pour un essai de charge normal de pieux. De même, à mesure que les états du sol changent, horizontalement aussi bien que verticalement. L'extrapolation des essais d'un emplacement à l'autre ne pouvait pas encore être entièrement convaincante (Terfaya N., 2019) [23].

## **II.6.2 Modélisation numérique :**

### **II.6.2.1 La méthode des éléments finis :**

En effet, cette méthode est relativement peu utilisée pour la conception des pieux en raison de son apparition tardive par rapport aux autres méthodes. L'outil en question permet de modéliser le chargement des pieux et leur installation dans le sol par forage ou battage (Ngoc-Thanh N., 2008), (Khouaouci M., 2009), (Mestat P., Prat M., 1999) ... etc [18-22].

L'approche de la méthode des éléments finis est utilisée pour déterminer le comportement du pieu ainsi que la masse du sol environnant. Pour modéliser le comportement des pieux, il faut connaître les caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que choisir un bon modèle d'interface sol-pieu et une loi de comportement du sol adéquate. Une modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis est possible par une symétrie de révolution ou une schématisation tridimensionnelle. On utilise souvent la condition de symétrie de révolution (ou "axisymétrie") lorsqu'il s'agit d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu. Le modèle tridimensionnel est l'approche la plus réaliste ; il nécessite en revanche des moyens importants pour la mise en place du maillage autour des pieux. (Said I., 2006) [22].

Les pieux utilisés en génie civil sont généralement fabriqués en bois, en béton ou en acier. Les caractéristiques mécaniques de ces matériaux sont donc en général beaucoup plus élevées que

celles des sols ou des roches meubles, dans lesquels les pieux sont mis en place. Pour cette raison, le comportement des pieux est considéré comme élastique (Khouaouci M., 2009) [19].

### 1. Modélisation numérique en 2D déformation plane :

La modélisation numérique en déformation plane est l'approche la plus conviviale consiste à faire des calculs en 2D. C'est aussi la méthode la plus utilisée dans la pratique. (figure II.16a) illustre la modélisation d'un groupe de pieux en déformations planes : les calculs étant effectués par mètre linéaire : les pieux sont en fait assimilés à un « mur » continu. Cela implique qu'il faut leur donner une rigidité égale à celle de l'ensemble d'une rangée de pieux. (Desai, 1974). Notamment, nous pouvons prendre en compte des frottements équivalents (Pradoso et Kulhawy, 2001), (Ngoc-Thanh N., 2008) [18].

Cette méthode est simple et prend peu de temps de calcul. Par contre la mobilisation du frottement le long des "Murs" est éventuellement différente de celle qu'on aurait le long des pieux dans le groupe surtout lorsqu'on a un fort entraxe selon l'axe d'une rangée et un faible entraxe de pieux suivant l'autre direction (Ngoc-Thanh N., 2008) [18].

### 2. Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF :

Lors d'une modélisation axisymétrique (figure II.16b), le pieu est considéré comme isolé, cylindrique et plein. Il faut savoir qu'à part quelques pieux en acier, les pieux sont rarement des cylindres parfaits. Leur section peut varier en fonction de la profondeur et n'est pas toujours circulaire et pleine ; des pieux carrés, tubulaires ou en forme de H ont été utilisés. Pour cette raison, il convient alors de trouver des caractéristiques équivalentes pour les surfaces, les modules et les densités des pieux non circulaires ou de section non complète, tout en gardant les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ainsi que les longueurs des pieux réels. (Mestat, 1998), (Ellison et al. 1971) ont été les premiers à utiliser une analyse axisymétrique par éléments finis pour étudier le comportement de pieux isolés sous charge axiale (Khouaouci M., 2009), (Said I., 2006) [19,22].

### 3. Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF:

La croissance progressive des capacités de calcul des ordinateurs a permis le développement de codes tridimensionnels. Les temps de calcul des simulations numériques tridimensionnelles sont désormais acceptables. L'avantage décisif des modèles 3D (figure II.16c) est qu'ils prennent en compte tous les interactions (pieu-pieu, pieu-sol, radier-sol), de nombreux types de chargements sont possibles et les lois de comportement des matériaux sont très diverses. (Ottaviani, 1975) a réalisé la première modélisation 3D des éléments finis. Il a effectué le calcul d'une fondation mixte de 3 x 3 et de 3 x 5 pieux pour étudier le rôle de la semelle en contact avec le sol (Ngoc-Thanh N., 2008) [18].

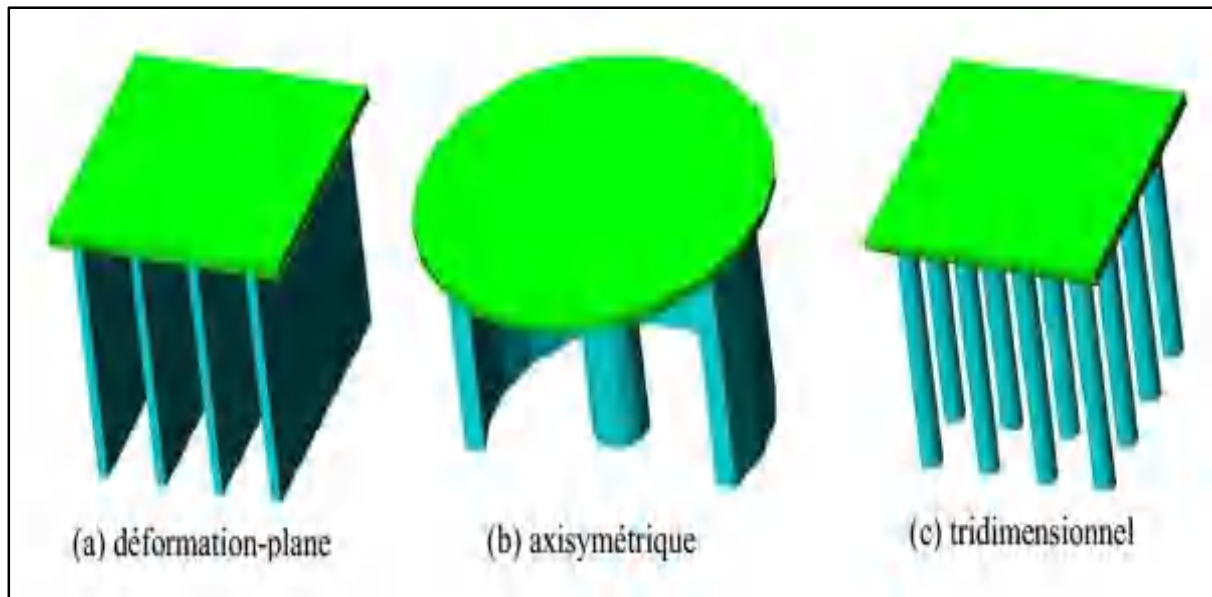


Figure II.16 Les approches dans le comportement des pieux [18]

Au cours des dix dernières années, la modélisation tridimensionnelle s'est considérablement développée, comme le montrent les exemples suivants (Ngoc-Thanh N., 2008), (Said I., 2006) [18,22] :

(Jeong et al., 1997) ont utilisé le logiciel Abaqus pour modéliser en 3D un pieu isolé puis différentes configurations de groupes de pieux dans un sol élastique ou élasto-plastique. Ils ont étudié les différents comportements de pieux « chargés en pointe » et « flottants », et ont analysés le facteur d'interaction des pieux au sein du groupe. (Katzenbach et al., 1998, 2001) ont effectué des analyses de modélisation numérique 3D des groupes dans des argiles raides avec Flac3D. (Poulos, 2000) a présenté des comparaisons de courbes charge-tassement d'un groupe de 9 pieux, dans un sol avec une cohésion non-drainée de 50 kPa, obtenues selon différentes méthodes : une modélisation 3D avec Flac 3D et la modélisation équivalente 2D avec Flac 2D, la méthode de PDR, et les calculs approchés par GASP (Geotechnical Analysis of Raft with Pile). (Reul, Randolph 2003) ont effectué des modélisations en 3D à l'aide de logiciel Abaqus, mettant en œuvre des configurations de fondations mixtes dans l'argile raide de Frankfort. L'une de ces configurations consiste en une fondation mixte comportant 169 pieux avec un entraxe de 3D et des charges uniformes. Le pieu fait 1 mètre de diamètre et 50 mètres de long. Le module d'Young du sol varie de 47 à 161 MPa. Ils ont étudié des coefficients d'efficacité de capacité portante, le tassement et le tassement différentiel de cette fondation mixte. En effet, en modélisant l'interface entre le pieu et le sol avec des éléments appropriés, le nombre de nœuds du maillage est également augmenté. Ceci est relativement important pour le temps de calcul. Par conséquent, les utilisateurs de cette approche visent souvent à réduire leur

maillage, mais cela risque au détriment de la précision des résultats. Afin d'éviter cette modélisation grossière, la section du pieu (circulaire ou non, creuse ou non) est souvent remplacée par une section polygonale pleine équivalente (Ngoc-Thanh N., 2008), (Said I., 2006) [18,22].

### **II.6.2.2 Modélisation numérique par équations intégrales aux frontières :**

Cette méthode suppose un matériau élastique linéaire qui subit de petites déformations. Le problème d'équilibre se réduit à la solution d'un système d'équations intégrales qui est fonction des conditions aux limites que l'on pose (en déplacement, en contraintes ou mixtes). Comme le contact étant considéré entre deux solides élastiques, les non-linéarités du comportement sont alors concentrées à l'interface. La méthode est basée sur l'équation de Mindlin, deux approches principales peuvent être utilisées : une où les frontières du pieu et du sol sont discrétisés, et l'autre simplifiée où seul le pieu est discrétisé (Ngoc-Thanh N., 2008), (Said I., 2006), (Terfaya N., 2019) [18,22,23].

## **II.7 Conclusion**

Les fondations profondes sont présentées dans ce chapitre. Nous avons exhibé les différentes classes de pieux selon leurs matériaux de construction, leurs mises en œuvre, ainsi que le mode de fonctionnement et la méthode d'exécution.

Dans ce chapitre, on a pu fournir une synthèse bibliographique sur le principe de fonctionnement de fondations profondes et les différentes méthodes de calcul des pieux isolés chargés axialement. Les études présentées dans la littérature ont mis en évidence que la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui permet de se rapprocher le plus possible du comportement réel d'un problème physique, en tenant compte le plus correctement possible de toutes les propriétés mécaniques et géométriques du système à étudier. L'analyse du comportement des pieux isolés sous charge axiale par les méthodes de fonctions de transfert de charge et la méthode éléments finis, permet d'avoir une idée globale sur le comportement d'une fondation profonde et montre que l'interface joue un rôle considérable dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage.

**CHAPITRE III :**

**GENERALITES SUR LA  
MODELISATION NUMERIQUE DE  
L'INTERACTION SOL-PIEU**

### III.1 Introduction

L'univers est constitué par une série de corps matériels qui interagissent en permanence les uns avec les autres. Ces interactions sont responsables des différents états de la matière, et de ses propriétés. Elles permettent également de créer les forces que nous rencontrons dans la vie de tous les jours : traction, poussée, frottement entre les surfaces... etc. Dans le domaine de la conception du génie civil, la plupart des structures peuvent être assimilées à un mélange de solides déformables par contact. La stabilité globale de ces structures dépend fortement du comportement des surfaces de contact (ou interfaces). En effet, la plupart des ruptures observées dans ces structures se produisent le long des surfaces de discontinuité. Le dimensionnement des ouvrages en Génie Civil nécessite souvent la prise en compte des conditions de contact et d'interface sols-structures. Les recherches en cours visent à améliorer les méthodes de calcul des ouvrages par une meilleure connaissance du comportement des matériaux et des interfaces. La compréhension de l'aspect complexe de l'interaction sol-structure et des déformations du sol qui en résultent permet de maîtriser les nouvelles techniques de modélisation et de construction de structures où le problème de l'interaction sol-structure est très souvent rencontré (Said I., 2006), (Bencheikh B., 1991), (Frank R., Mestat P., 2000) [22,24,29].

Le comportement des fondations profondes est un problème d'interaction sol-structure. En effet, la transmission des efforts de la superstructure vers le sol se fait par l'intermédiaire de l'interface (sol-structure). Par conséquent, l'étude des problèmes d'interaction sol-structure vise à localiser les zones d'interface et à évaluer la distribution des contraintes et des déplacements relatifs. Les surfaces de contact au niveau de l'interface changent brusquement pendant le chargement et sont a priori inconnues, ce qui rend la formulation de ces problèmes très difficile (Bakkour AZ., 2008) [21].

Dans les fondations profondes la caractérisation du contact entre le sol et l'élément structural, le pieu, joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage. L'interaction entre le pieu et le sol met en jeu une zone de transmission des contraintes et des déformations. Cette zone est définie comme une fine couche de sol, communément appelée "interface". Nous présentons dans ce chapitre une étude bibliographique du problème de l'interaction sol-structure qui concerne de vastes sujets qui ont été discutés depuis longtemps. Ensuite une analyse numérique par la méthode des éléments finis du comportement mécanique de fondations profondes isolées sous charge axiale.

## III.2 Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure

### III.2.1 Définition de l'interface sol-structure

Dans la littérature plusieurs auteurs ont donné des définitions pour l'interface assez générales. Pour Plytas (1985), L'interface est la zone de sol fine où des perturbations structurelles majeures et une restructuration des grains se produisent lors d'un cisaillement localisé intervenant au contact d'une inclusion dans le sol, sollicitée axialement (Mestat P., Prat M. 1999), (Said I., 2006) ... etc [20,22-25]. Boulon (1988) définit les interfaces sol-structure comme étant des couches en contact avec la structure, constituées essentiellement d'une partie du sol avec la possibilité de la présence de quelques particules arrachées à la structure (Said I., 2006), (Terfaya N., 2019) ... etc [22,23,26,27]. (Hoteit, 1990), (Hassan, 1995), (Desai et Rigby, 1995) considèrent l'interface comme une limite (discontinuité), ou frontière commune de deux matériaux permettant des échanges entre eux. En terme géométrique (De Gennaro, 1999), (Cai et Ugai, 2002) considèrent l'interface sol-structure comme la fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant (Said I., 2006) [22].

La figure III.1 illustre l'interaction sol-structure. Supposons qu'un corps "A" (structure) interagisse avec un corps "B" (sol). Pendant le chargement, un point "P1" de la surface de la structure peut se déformer différemment du point adjacent "P2" dans le sol, provoquant un glissement relatif (figure III.1 (a)). De plus, certaines parties de l'interface peuvent s'ouvrir (se décoller) et créer des espaces, ou les espaces existants peuvent se refermer (se recoller) pendant les déformations (figure III.1(b)). (Said I., 2006), (Terfaya N., 2019), (Bencheikh B., 1991) [22-24]. En effet, au point de vue mécanique, le comportement de l'interaction sol-structure conduit à une perturbation du champ de contraintes initial dans le sol par des phénomènes localisés aux interfaces. L'interface est une couche d'épaisseur différente entre la fondation et le sol qui permet la transmission des efforts de la fondation au sol et vice versa. (Said I., 2006), (Terfaya N., 2019) [22,23].

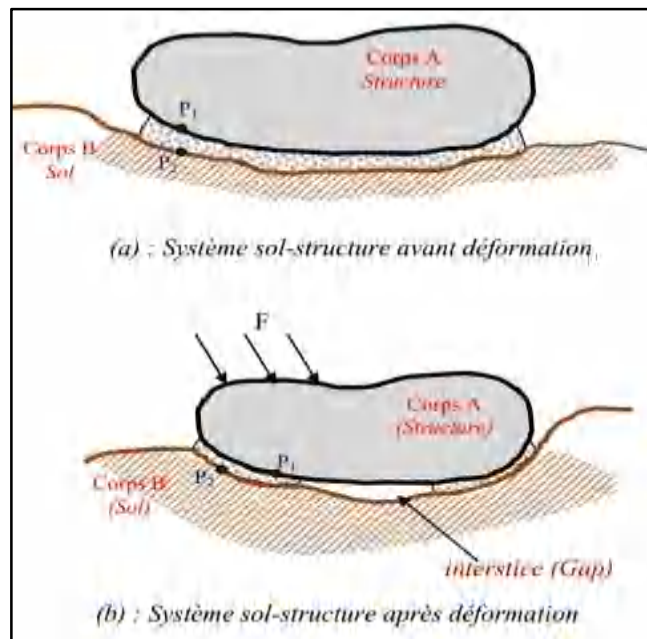


Figure III.1 Schéma d'interaction sol-structure [23]

Le comportement mécanique de l'interface joue un rôle significatif dans le dimensionnement des structures de génie civil et dans la prédiction de leur comportement dans le temps.

Les approches actuelles visent à résoudre le problème de l'interaction sol-structure en simulant les mécanismes élémentaires qui se produisent dans les zones d'interface (Bencheikh B., 1991) [24]. Ces approches sont basées sur :

- Le développement d'outils de calcul permettant de prendre en compte les conditions de contact et les modes de déformation de l'interface [adhérence, glissement et décollement].
- Le développement et la validation de modèles de comportement pour les sols et les interfaces.

Pour améliorer les méthodes de dimensionnement de certaines structures, en particulier les pieux. En outre, il constitue une contribution à la modélisation théorique et numérique du problème de l'interaction sol-structure.

### **III.2.2 Caractérisation expérimentale de l'interface sol-structure**

L'adaptation des systèmes sol-structure aux différents chargements est également liée aux caractéristiques des interfaces sol-structure. L'interface sol-structure est un aspect important des interactions entre le sol et la structure car elle permet d'assurer en grande partie la stabilité de la structure concernée. La recherche d'un concept précis de la réponse mécanique des interfaces a été jusqu'à présent étudiée de manière alternative en utilisant des tests appropriés en laboratoire ou sur le terrain pour expliquer de manière réaliste le comportement des interfaces. L'interface représente une zone d'épaisseur finis de matériaux soumis à une forte contrainte de cisaillement. En fait, les problèmes d'interaction sol-structure ainsi que les problèmes liés à la mécanique des joints dans les roches sont principalement basés sur le comportement de cette interface. Pour résoudre les problèmes pratiques d'interaction sol-structure, il faut connaître la résistance au cisaillement entre le sol et les autres matériaux de construction. En effet l'application de l'interface peut être trouvée dans plusieurs problèmes géotechniques comme les fondations profondes, les murs de soutènement et les pipes enterrés (Said I., 2006), (Boulon M., 1991) ... etc [22,23,26,27].

La recherche d'une meilleure explication du comportement des interfaces et de la détermination des caractéristiques de cette couche mince a donné lieu à la mise au point de dispositifs plus ou moins sophistiqués et à la réalisation de plusieurs types d'expériences. La plupart des travaux expérimentaux développés dans ce cadre concernent le cisaillement entre un sol et une structure (béton, acier, bois, etc.). Afin d'améliorer la compréhension du comportement des interfaces,



un certain nombre de développements et de modifications de nombreux appareils ont été réalisés. Il est possible de classer les essais d'interface en essais à (Said I., 2006), (Terfaya N., 2019), (Boulon M., 1989) [22,23,27] :

- Contrainte normale constante "CNC" : L'interface se contractera ou se dilatera librement. (Wernick 1978 ; Al-Douri et Poulos 1991 ; Tabucanon et Airey 1992 ; DeGennaro 1999 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005) (figure III.2a).
- Volume constant "VC" : On empêche les déplacements normaux, ce qui fait que la contrainte normale augmente ou diminue lorsque le sol près de l'interface commence à se dilater ou à se contracter. (Schlosser et Guilloux 1981 ; Lerat 1996) (figure III.2b).
- Rigidité normale constante "RNC" : Dans ce cas, le déplacement normal et la contrainte normale diffèrent proportionnellement avec un rapport  $K$  (rigidité) constant. L'évolution de la contrainte normale et du déplacement normal est représentée par ce rapport qui reproduit l'état de dilatation ou de contraction de l'interface. (Johnston et al. 1987 ; Hoteit 1990 ; Evgin et Fakharian 1996 ; Ghionna et Mortara 2002) (figure III.2c).

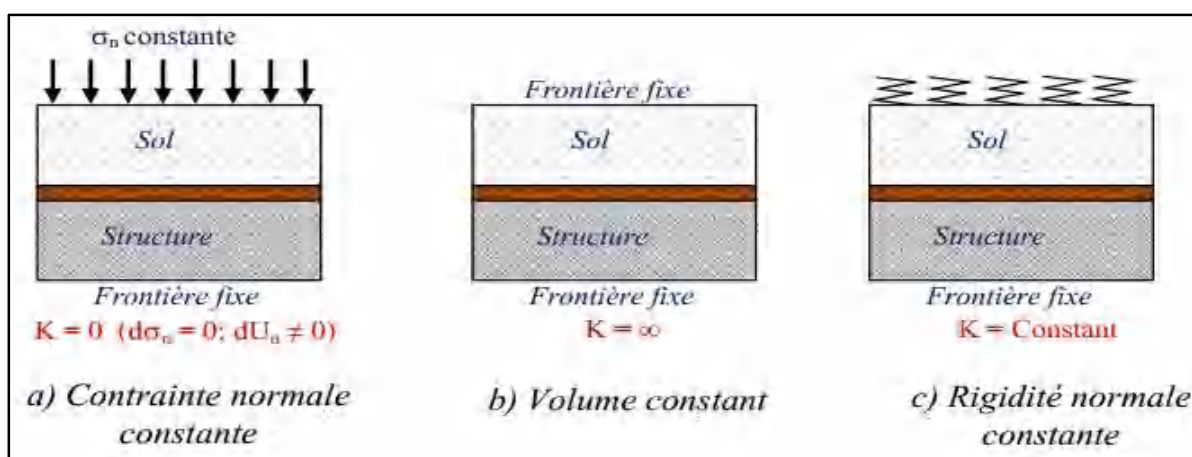


Figure III.2 Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface [23]

Le test le plus représentatif est, selon (Schlosser et Guilloux, 1981), le test à volume constant. En effet, les auteurs estiment que la traction (ou la compression) d'une inclusion dans le sol crée des contraintes de cisaillement dont les valeurs ne sont importantes que dans une zone limitée autour de l'inclusion. Dans cette zone, le sol semble augmenter de volume en raison de la dilatation, mais est partiellement arrêté par le reste du sol. Il en résulte une augmentation significative de la contrainte normale sur le périmètre de la zone de cisaillement et par conséquent sur la surface de l'inclusion, (le phénomène de dilatation empêchée). En outre, les tests à contrainte normale constante et à volume constant ont été assimilés par plusieurs auteurs

à des chemins de cisaillement extrêmes, par opposition au test de rigidité normale constante qui est considéré comme un chemin intermédiaire permettant de simuler les conditions réelles de frottement (Boulon 1988 ; Hassan 1995 ; Fakharian et Evgin 2000 ; Ghionna et Mortara) (Boulon M., 1991), (Boulon M., 1989) [26,27].

Les tests de cisaillement ont été réalisés depuis 1960 et plusieurs types d'appareils ont été créés. De façon générale, il est possible de regrouper tous les tests de cisaillement en deux grandes familles. Les tests de cisaillement simple, où le matériau peut également se déformer en volume et les tests de cisaillement direct, où le matériau doit glisser sur une interface (et les changements de volume sont limités à cela) (Said I., 2006) [22].

### **III.3 Eléments de modélisation d'un problème d'interaction sols-structures**

#### **III.3.1 Comportement du matériau de la structure**

La structure est généralement constituée de matériaux (béton, acier, bois, etc.) dont la rigidité est beaucoup plus élevée que celle du sol sous-jacent. Le comportement de ces matériaux peut être représenté par des modèles simples, élastiques ou élastoplastiques (Bencheikh B., 1991) [24].

#### **III.3.2 Comportement des sols**

Le comportement du sol est très déroutant. En effet, il est principalement irréversible, non linéaire, dilatant et dépendant de l'histoire et de la direction des sollicitations. Pour de faibles sollicitations, il peut être définie par une élasticité linéaire. Pour des sollicitations moyennes ou fortes, des modèles plus approfondies ont été proposés : soit, des modèles élastoplastiques avec ou sans écrouissage (Mohr-Coulomb, Lade, Cam-Clay, Nova, . . . etc.), ou soit, des modèles incrémentaux (Duncan, Dme, Mroz,.. etc.), (Bencheikh B., 1991) [24].

#### **III.3.3 Comportement de l'interface**

La couche d'interface peut être identifiée expérimentalement par observation directe dans la mesure où la détermination de l'épaisseur de cette dernière est variable en fonction des caractéristiques du sol. Par conséquent, les chercheurs évitent en général de formuler les lois d'interface en fonction des déformations car elles dépendent de l'épaisseur. Quand les deux surfaces du sol et de la structure sont en contact elles transmettent les forces normales et de cisaillement. En outre, le comportement de l'interface est généralement plus complexe. Leur comportement est principalement non linéaire. En effet, cette interface a tendance à être simulée par une couche d'éléments finis se comportant selon le même modèle constitutif (figure III.3).

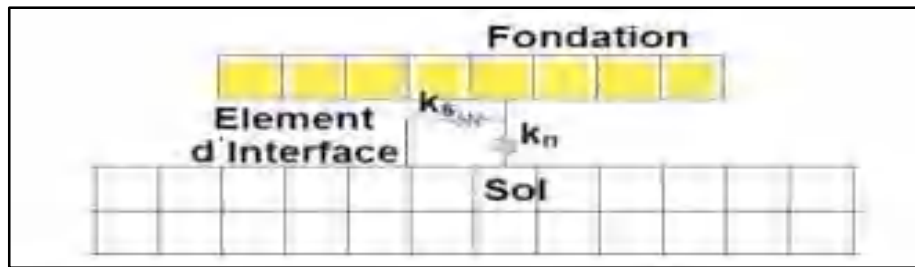


Figure III.3 Représentation de l'interface Sol-Fondation [24]

Il existe différents types d'éléments pour modéliser l'interface, Les expériences suggérées par des différents chercheurs appartiennent à l'une des deux approches principales suivantes [24] :

a) **Approche de type contact :**

Dans ce cas, l'interface n'a pas d'épaisseur, elle est alors assimilée à une substance fictive avec laquelle on associe une loi de comportement reliant, en général, les contraintes et les déplacements relatifs à l'interface.

b) **Approche de type couche mince :**

Dans cette approche, l'interface est constituée d'une zone de faible épaisseur. Ainsi, on opte des lois de comportement rhéologique propres à ces zones.

### III.4 Modélisation de l'interface sol-structure

Le sol est un milieu continu qui dépend des contraintes. Il est constitué de plusieurs couches et chacune a ses propriétés physiques et des relations constitutives différentes. La difficulté de représenter le sol par un modèle mathématique, conséquence de sa grande hétérogénéité in situ et de la complexité de son comportement (anisotropie, non-linéarité, irréversibilité) et c'est ce qui a poussé les chercheurs à simplifier les hypothèses qui permettent d'analyser le phénomène d'interaction sol-structure. Nous intéressons plus particulièrement aux problèmes d'interaction sol-structure où les déplacements et les contraintes sont plus importants. Le développement de formulations mathématiques de lois pour représenter le comportement à l'interface sol-structure, est basé sur les constatations expérimentales du comportement de l'interface réelle observée à partir d'un test de cisaillement en laboratoire. Le comportement de l'interface entre le sol et la structure est très complexe et, dans le cas de la modélisation du sol, le comportement en question est idéalisé comme un comportement élastique linéaire, ou élastique non linéaire avec une relation contrainte déformation de type hyperbolique dans les directions normale et tangentielle de la déformation. D'autres études font référence au cadre théorique de l'élastoplasticité. (Phlipponat G., Hulbert B., 2003) [28]. Parallèlement, les domaines

d'application concernés par l'interaction sol-structure sont nombreux et chaque domaine a adapté ses méthodes et son niveau d'analyse à ses besoins à ses exigences et à ses particularités. Ceci explique que les méthodes actuelles diffèrent d'un domaine à l'autre et qu'elles intègrent de manière différente la notion d'interaction sol-structure. Des modèles plus avancés ont également été mis au point pour décrire le comportement des interfaces. Ces modèles contiennent un ou plusieurs des phénomènes suivants : ramollissement, contraction, expansion, écrouissage, endommagement... (Said I., 2006), (Terfaya N., 2019) [22,23].

### III.4.1 Contact sol-structure

Le concept de modélisation du comportement d'un pieu dans un massif est un bon exemple d'interaction sol-structure. Les principaux paramètres de l'interaction sol-pieu sont :

- Pour les sols pulvérulents : le chemin des contraintes de cisaillement, la densité initiale du sol, la rugosité et la dureté de la structure la géométrie et les propriétés mécaniques des grains du sol.
- Pour les sols cohésifs : les surpressions interstitielles, l'adhérence entre le sol et le fût du pieu, la rigidité et la dureté de la structure.

Dans le cas d'interaction sol-structure, une modélisation mécanique réaliste doit donc bien prendre en compte les zones de contact, les frottements, les glissements et les décollements qui peuvent se produire aux différentes interfaces, ainsi que le comportement spécifique de la zone du sol en interaction immédiate avec la structure. L'interaction sols-structures peut-être modélisé à l'aide du modèle de contact entre deux corps, mais l'analyse physique détaillé nous oblige à étudier le phénomène de contact entre ces deux corps déformables soient : le sol et la structure et d'étudier la zone de contact au niveau de l'interface. Supposons avoir isolé cette zone ABCDA'B'C'D' (figure III.4) en déformation plane parallèlement au plan (X, Y) (Terfaya N., 2019), (Boulon M., 1991), (Boulon M., 1989), (Frank R., Mestat P., 2000) [23,26,27,29].

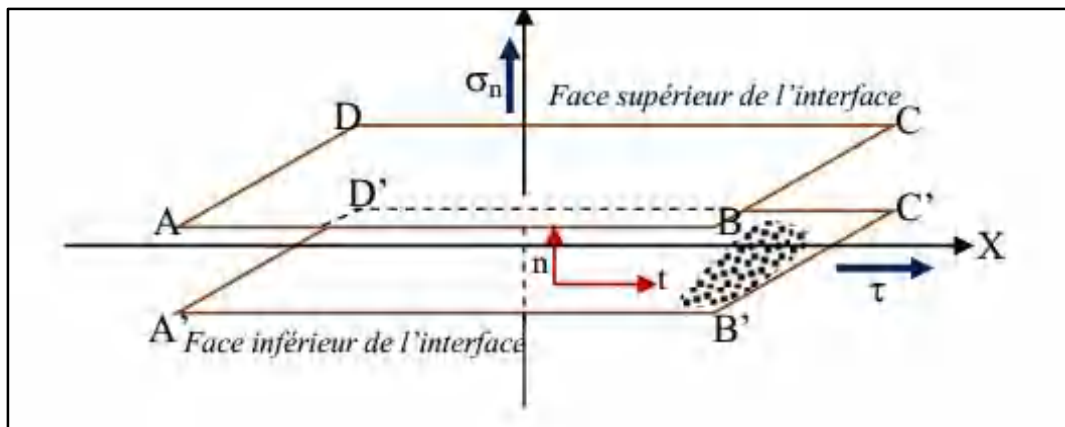


Figure III.4 Interface, définition géométrique [23]

La modélisation du contact se caractérise par la vérification de certaines conditions sur la contrainte normale  $\sigma_n$  et la contrainte tangentielle  $\tau$  s'exerçant sur l'élément de contact.

Pendant le chargement, le mouvement relatif entre le sol et la structure peut se produire. On définit alors le saut de déplacements  $\Delta u$  au niveau de l'interface (Bencheikh B., 1991), (Boulon M., 1991) [24,26] :

$$\Delta u = u^j - u^i \quad \text{avec} \quad \Delta u = \begin{cases} \Delta u_n \\ \Delta u_t \end{cases}$$

Le contact entre les deux corps peut évoluer, et les points  $i, j$  liants à la zone de contact (l'interface) doivent satisfaire les conditions suivantes (Benzaria O., 2012), (Estéphan R., 2003), (Mestat P., Prat M., 1999) [14,15,20] :

- *Condition d'impénétrabilité (non pénétration) :*

La particule de sol  $i$  doit se trouver soit à l'extérieur de la structure, soit sur la structure.

Cette condition est définie par :  $\Delta u_n \geq 0$

- *Condition de non adhésion (condition de contact unilatéral) :*

La particule  $i$  du sol ne doit pas adhérer à la structure, C'est à dire, la structure ne doit pas empêcher la particule  $i$  de décoller.

Cette condition est définie par :  $\Delta u_n = 0$

$\sigma_n > 0$  (La contrainte normale est de compression)

$\tau < \bar{\tau}$  (La contrainte de cisaillement est inférieure au seuil de cisaillement)

- *Etat de non contact (condition de bord libre) :*

Si la particule du sol  $i$  se trouve à l'extérieur de la structure, la contrainte doit être nulle, et quand  $\sigma_n$  n'est pas nulle la particule  $i$  doit être en contact, et par conséquent  $\Delta u_n$  est

nulle. Cette condition est définie par :  $\Delta u_n \geq 0, \sigma_n > 0, \Delta u_n \cdot \sigma_n = 0$

- *Condition de frottement limite :*

Une particule de sol restant en contact avec la structure ( $\sigma_n > 0$ ) ne peut glisser que si la contrainte tangentielle  $\tau$  atteint un seuil de cisaillement tel que défini par la loi de frottement de Coulomb.

$$\tau = \bar{\tau} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau} = c_i + \sigma_n \cdot \tan \delta$$

Ou  $c_i$  et  $\delta$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement de l'interface.

Dans ces conditions, le contact entre les deux corps suit l'un des modes suivants (figure III.5) (Bencheikh B. 1991) [24] :

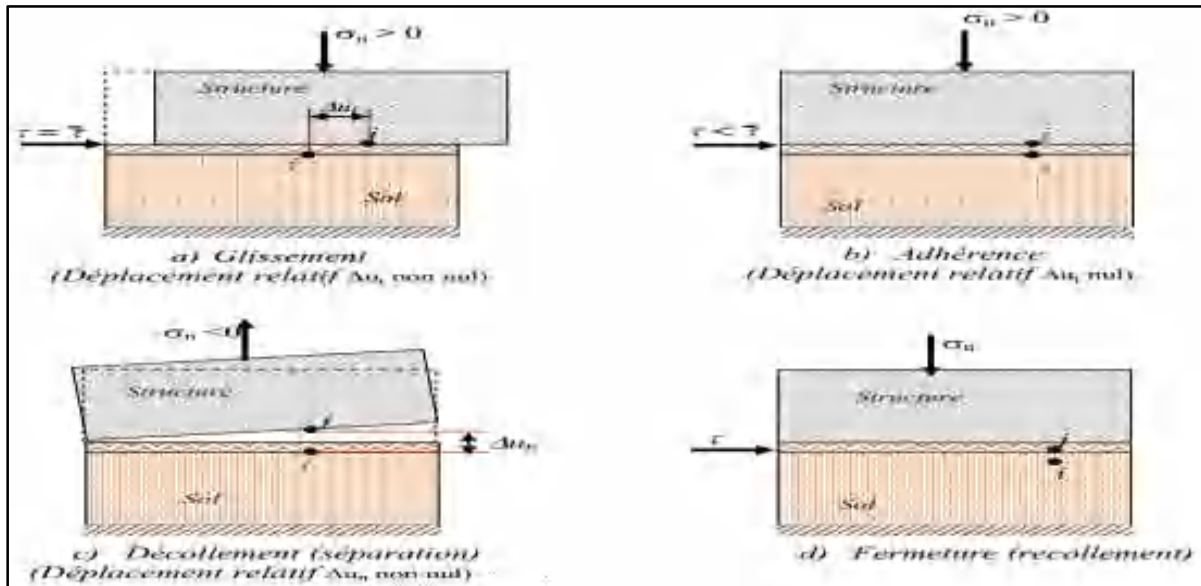


Figure III.5 Différents mode de déformation de l'interface [22-24]

a) **Le glissement** : Quand la contrainte normale est de compression ( $\sigma_n > 0$ ) et la contrainte tangentielle atteint le seuil, il y a un glissement relatif entre le sol et la structure ( $\Delta u_t \neq 0$ ) et ( $\Delta u_n = 0$ ).

b) **L'adhérence** : il n'y a pas de déplacement relatifs entre le sol et la structure ( $\Delta u_n = 0$ ). L'interface est exposée à une contrainte de compression ( $\sigma_n > 0$ ) et La contrainte de cisaillement est inférieure au seuil de cisaillement ( $\tau < \bar{\tau}$ ).

c) **Décollement** : Dans le cas où la composante normale devient négative ( $\sigma_n < 0$ ). Il y a décollement (séparation), on a alors : ( $\Delta u_n \geq 0$  et  $\tau = 0$ ).

Notons qu'en présence de sollicitations cycliques, après séparation, il peut y avoir à nouveau un recollement entre les deux corps. On retrouve alors l'un des deux modes : adhésion ou glissement.

d) **La fermeture de l'interface** : en compression normale ( $\sigma_n$  et  $\tau$  non nulle). Le décollement diminue et l'interface reprend son état initial.

Le contact entre deux corps est souvent évoqué dans les applications d'ingénierie, une modélisation numérique des contacts est une opération assez délicate à maîtriser en raison de difficultés conceptuelles et mathématiques. En effet, ils sont supposés non linéaires car, d'une part, les zones d'interaction entre corps ne sont pas établies à l'avance et d'autre part, les interfaces soumises à des sollicitations de cisaillement importantes. De plus, le traitement des problèmes liés aux interfaces (par exemple, l'interaction sol-pieu) pose beaucoup de difficultés théoriques et mathématique. Même si ce traitement est possible pour quelques configurations idéales, les solutions envisagées répondent rarement aux exigences pratiques (Said I., 2006),

(Terfaya N., 2019), (Boulon M., 1991) [22-24].

Parmi l'ensemble des méthodes analytiques ou numériques utilisées pour l'évaluation de comportement des pieux, et qui prennent en compte le comportement en déformation du sol, trois méthodes ont connu des avancées majeures, à savoir : la méthode des éléments finis, la méthode des équations intégrales aux frontières et la méthode des fonctions de transfert de charge (t-z ou p-y). Ces méthodes numériques ont été développées pour apporter des solutions approchées à ce type de problèmes. La méthode des éléments finis est l'outil le plus utilisé dans ce domaine (Benzaria O., 2012), (Estephan R., 2003), (Abchir Z., 2016) ... etc [14-19,22-25].

Dans une interaction sol-structure, le mouvement relatif entre le sol et la structure peut se produire. L'utilisation d'éléments continus habituels, avec compatibilité des déplacements, empêche le mouvement relatif entre le sol et la structure. Dans le cadre de cette méthode (MEF), des éléments spéciaux dits "éléments d'interface" ou "éléments joints" ont été développés pour le traitement des problèmes de contact entre des milieux de même nature ou de nature différente. Ces éléments d'interface sont utilisés pour modéliser le comportement discontinu de l'interface sol-structure en permettant le mouvement relatif entre le sol et la structure, ainsi que la possibilité de faire varier le comportement constitutif de l'interface. La compatibilité nodale de la méthode des éléments finis oblige le sol et la structure à se déplacer ensemble (Said I., 2006), (Terfaya N., 2019), (Bencheikh B., 1991) [22-24].

Les idées fondamentales de la méthode des éléments finis et son utilisation pour résoudre des problèmes tels que le calcul du comportement des pieux a été suggéré par divers auteurs au cours des trente dernières années. Dans le cadre de cette méthode, Plusieurs approches de modélisation du comportement discontinu à l'interface sol-structure ont été proposées (figure III.6) (Said I., 2006), (Terfaya N., 2019), (Bencheikh B., 1991), (DeGennaro V., Frank R., 2005) [22-25] :

- *L'utilisation d'éléments de liaison sans épaisseur* : à deux nœuds où l'on considère comme active uniquement la connexion entre les nœuds opposés, elle est basée sur une approche de type contact. L'interface n'a pas d'épaisseur et se comporte comme un matériau fictif (Goodman R.E., Taylor L., Brekke T.L., 1968), (Herrmann L.R., 1978), (Frank R., Guenot A., Humbert P., 1982) ... etc [30-33].
- *L'utilisation d'éléments finis bidimensionnels ou tridimensionnels de faible épaisseur type « couche mince »* : basés sur une approche de type contrainte, où on adopte des lois de comportement rhéologique dérivées de la théorie de

l'élastoplasticité (Said I., 2006), (DeGennaro V., Frank R., 2005), (Desai C.S., Zaman M.M., Lightner J.G., Sirirwardane H.J., 1984) [22,25,34].

- *Les méthodes « hybrides »* : où sol et structure sont modélisés séparément et liés ensuite par des équations de compatibilité de différentes natures pour les forces et les déplacements (Said I., 2006), (Bencheikh B., 1991), (DeGennaro V., Frank R., 2005) [22,24,25].

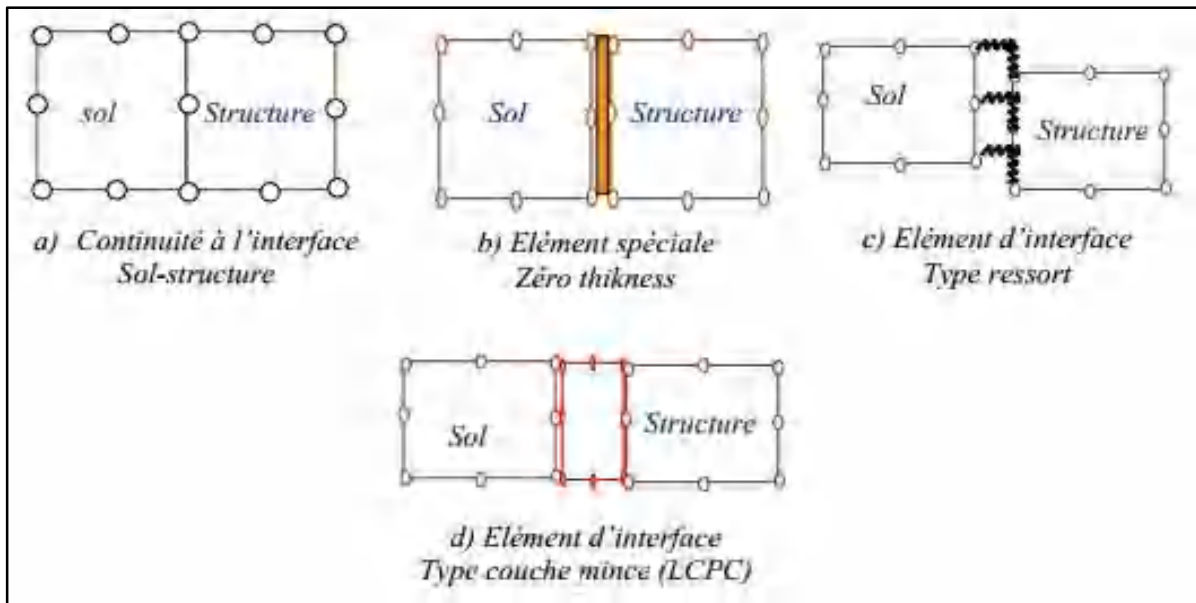


Figure III.6 Éléments d'interface [22-24]

#### III.4.1.1 Éléments sans épaisseur

Les éléments sans épaisseur sont aussi appelés "zero-thickness elements" (dans la littérature anglo-saxonne), il s'agit du premier type d'interface qui a été développé et qui est toujours utilisé à ce jour. Il a été proposé pour la première fois par Goodman et al (1968). Cette approche a fait l'objet de plusieurs travaux qui portent principalement sur l'élément joint présentant 4 nœuds, 8 degrés de liberté et nommés "GTB". Ce type d'interface est caractérisé par son épaisseur qui est égale à zéro de sorte que les nœuds correspondant aux deux côtés les plus longs de l'élément peuvent avoir les mêmes coordonnées sans introduire de singularité dans leur formulation. Ce type d'élément a été initialement développé pour modéliser le déplacement relatif le long d'un joint entre deux masses rocheuses. La rigidité de l'élément se caractérise par des composantes normales et de cisaillement (Said I., 2006), (Terfaya N., 2019), (Bencheikh B., 1991), (DeGennaro V., Frank R., 2005) ...etc [22-25,30-33].

Les rigidités normales et tangentielles sont utilisées pour modéliser le transfert de pression et le frottement. Après la résolution du système d'équations régissant le problème, les contraintes



de liaison sont calculées et la méthode d'adaptation de la rigidité est appliquée. Celle-ci est basée sur les règles suivantes (Bencheikh B., 1991) [24] :

$k_n$  et  $k_t$  : sont prises égales à zéro pour les éléments où la contrainte normale est de traction (décollement).

$k_t$  : prend une valeur faible, si la contrainte de cisaillement dans l'élément joint atteint la valeur limite (glissement).

$k_n$  : prend une valeur forte, si la contrainte normale est de compression. Cette condition liée au mode d'adhésion permet la non interpénétration entre les corps en contact.

Le comportement dans le cas d'un glissement est régi par le critère de rupture de Mohr-Coulomb [22-24] :  $\tau = c_i + \sigma_n \cdot \tan \delta$  (III.1)

Avec :  $c_i$  et  $\delta$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement

Ces éléments ont subi plusieurs améliorations (Ghamboussi et al. 1973 ; Carol et Alonso 1983 ; Desai et al. 1984 ; Beer 1985 ; Gens et al. 1989 ; Van Langen et Vermeer 1991 ; Kaliakin et al. 1995 ; Day et Potts 1994 ; Boulon et al. 1995b ; Day et Potts 1998 ; Potts et al. 2002)

(Said I., 2006), (Bencheikh B., 1991) ... etc [22,24,30,34]. En ce sens, (R.E. Goodman et J. Dubois) ont complété leur première formulation par une loi de dilatation pour aider à simuler certaines formes de fractures fermées dans les roches. Ils ont utilisé un modèle d'adaptation de la rigidité basé sur le critère de rupture bilinéaire de Patton, qui consiste à ajouter un angle de dilatation.

La nouvelle version de ce modèle a été développée (R.E. Goodman et C. St John). Le modèle contient la notion de rigidité rotationnelle. Dans ce cas, des degrés de liberté supplémentaires sont également introduits dans la formulation de l'élément. Pour les milieux stratifiés, (Zienkiewicz et al.) ont suggéré des éléments courbes, semblables à ceux de Goodman, composés de trois doublets de nœuds. Vergne a également utilisé l'élément de joint à six nœuds pour modéliser les discontinuités dans les masses rocheuses. (Said I., 2006), (Bencheikh B., 1991), (Goodman R.E., Taylor.L, Brekke T.L.,1968) [22,24,30].

Une utilisation de ces éléments consiste à considérer les liaisons ressorts qui se résument à des connexions entre les nœuds opposés (Hermann 1978 ; Frank et al. 1982 ; Coutinho et al. 2003). L'idée a été utilisée par Herrman pour la modélisation du comportement de l'interface acier-béton. (R. Frank, A. Barbas), puis R. Frank et al ont utilisé les mêmes types d'éléments que Herrmann, mais pour modéliser l'interface sols-structures. Ces auteurs ont dédoublé les points

de contact entre les deux milieux et ont muni chaque doublet de deux ressorts fictifs, un tangentiel et un normal à la surface de contact. Ces ressorts de rigidités appropriées contrôlent le glissement et le décollement entre les corps en contact. Le glissement est défini à l'aide du critère de rupture de Mohr-Coulomb, et la méthode d'adaptation de la rigidité est employée pour décrire le comportement de cet élément (Said I., 2006), (Bencheikh B., 1991) [22,24].

Au cours ces différentes améliorations, Certains défauts liés aux éléments sans épaisseur ont été signalés, notamment en ce qui concerne l'effort normal à l'interface (Sharma et Desai 1992), interpénétrations des corps, problèmes de conditionnement numérique pour des valeurs de

$k_n$  et  $k_t$  assez élevés (Day et Potts 1994, 1998) (Said I., 2006), (Bencheikh B., 1991) [22,24].

### III.4.1.2 Eléments couche mince

L'élément d'interface à couche mince (figure III.7) a été proposé pour la première fois par Desai et Siriwardane, (1984). Pour résoudre les problèmes rencontrés dans la résolution par des éléments sans épaisseur. Ces auteurs ont proposé dans ce contexte l'introduction de la notion de déformations au niveau des éléments de joint, ceci en attribuant une certaine épaisseur à l'interface. Le concept d'éléments finis couche mince ou bien "Thin layer élément" (dans la littérature anglo-saxonne) est décrit par des éléments 2D où une petite épaisseur est assumée et qui est différente de zéro. En effet, pour ce type d'interface, des rapports constitutifs particuliers qui prennent en compte plusieurs modes de déformation de l'interface sont utilisés (Said I., 2006), (Bencheikh B., 1991), (Desai C.S., Zaman M.M., Lightner J.G., Sirirwardane H.J., 1984), (Sharma KG., Desai CS., 1962) [22,24,34-38].

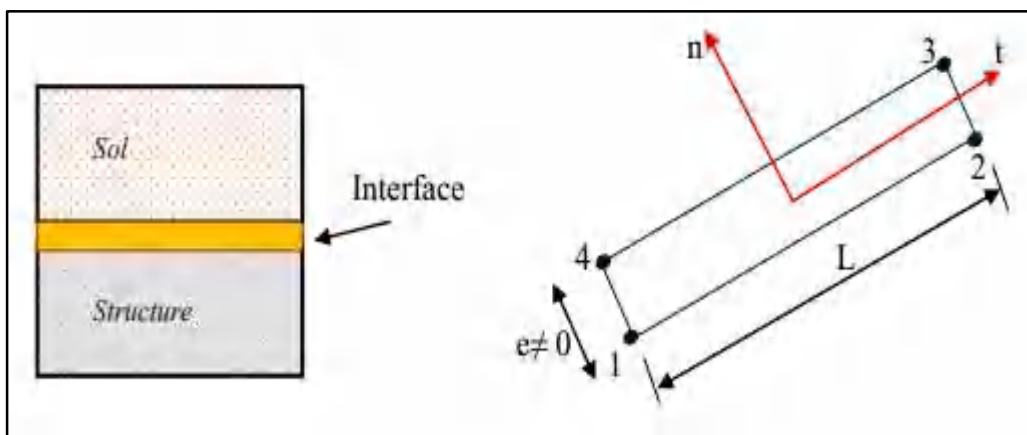


Figure III.7 Elément couche mince [22-24]

Le recours à des éléments de type « couche mince » est justifié par la nécessité d'avoir une description du comportement de l'interface qui soit valable aussi bien dans la direction parallèle

au cisaillement que dans la direction perpendiculaire, défaut souvent associé aux éléments « sans épaisseur » (DeGennaro V., Frank R., 2005) [25].

La formulation de l'élément type couche mince est basée sur l'hypothèse que l'interface peut être remplacée par un élément de massif équivalent avec une petite épaisseur et une loi de comportement particulière dérivée de la théorie de l'élastoplasticité (Said I., 2006), (Bencheikh B., 1991) [22,24].

L'utilisation de la couche mince est un sujet largement traité dans la littérature (Pande et Sharma 1979 ; Zaman 1985 ; Desai et Ma 1992, Sharma et Desai 1992 ; Hohberg et Schweiger 1992 ; Ng et al. 1997, De Gennaro 1999 ; Karabatakis et Hatzigogos 2001 ; De Gennaro & Frank 2005). Les travaux de ces auteurs portent essentiellement sur l'étude de l'effet de l'épaisseur de l'élément et sur le développement de lois de comportement (incrémentales, élastoplastiques) pour l'interface. Le problème de contact est modélisé en utilisant des éléments finis de massif isoparamétriques (Said I., 2006), (Terfaya N., 2019), (Bencheikh B., 1991) ... etc [22,25,30-38]. Afin de pouvoir adapter des éléments finis isoparamétriques bidimensionnels à la description du comportement mécanique de l'interface, deux conditions sont nécessaires : d'une part, l'élément doit permettre de simuler le mécanisme de cisaillement en considérant uniquement les contraintes normales et de cisaillement agissant sur l'interface et, d'autre part, la loi de comportement associée à l'élément doit permettre de relier ces contraintes à l'interface aux déplacements associés (Said I., 2006), (Bencheikh B., 1991)...etc [22,24,25,34-38].

Dans le cas bidimensionnel, une schématisation possible de l'interface par des éléments quadrangulaires à 8 nœuds, qui sont les éléments de couche mince isoparamétriques les plus conventionnels, et ont pour degrés de liberté les déplacements relatifs entre le sol et la structure. L'élément a quatre points d'intégration de Gauss. La matrice de rigidité de l'élément de l'interface a été développée par J. Ghaboussi pour le cas plan et axisymétrique (Said I., 2006), (DeGennaro V., Frank R., 2005), (Desai C.S., Zaman M.M., Lightner J.G., Sirirwardane H.J., 1984) ...etc [22,25,34-38].

Au cours de la dernière décennie, et dans le cadre de ces travaux, plusieurs études ont été menées sur les interactions sol-structure. Les deux techniques ont connu des avancées importantes et ont été appliquées dans de nombreux domaines tels que l'hydraulique, les structures de maçonnerie et surtout en géotechnique où une attention particulière a été portée à l'étude de la modélisation numérique de l'interaction sol-pieu (Segura JM., Carol I., 2003), (Qian X., Yuan H., Li Q., Zhang B., 2013), (Nguyen VP., 2014) ... etc [39-42].

### **III.5 Conclusion**

Ce chapitre comporte une présentation des principales étapes pour le traitement des problèmes d'interface. La définition des mécanismes caractéristiques de l'interface a fourni des éléments indispensables pour une modélisation correcte de son comportement.

L'établissement des lois de comportement pour les interfaces nécessite des études expérimentales appropriées. Dans ce cadre, plusieurs appareils de cisaillement ont été conçus.

Après un bref rappel des éléments de modélisation du problème d'interaction sols-structures, nous avons présenté les deux approches utilisées dans la modélisation. Deux groupes principaux ont été exposés. Il s'agit des éléments d'interface sans épaisseur et les éléments d'interface à couche mince. Dans la première approche, l'interface est considérée sans épaisseur et son comportement est traité, soit à l'aide de lois de comportement (adaptation de la rigidité, loi élastoplastique), soit à l'aide d'approches spéciales qui font intervenir des conditions supplémentaires dans la formulation du problème. Dans la seconde approche, on introduit la notion de déformation en assignant une certaine épaisseur à l'interface. Ainsi, des lois de comportement rhéologiques propres aux zones d'interface ont été développées.

Dans ce travail, notre attention a été particulièrement, sur la caractérisation du contact sol-pieu, ainsi leur rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage. Il est donc nécessaire de tenir compte de son comportement, tant lors d'un calcul de dimensionnement que dans la modélisation numérique par éléments finis.

**CHAPITRE IV :**  
**FLAMBEMENT DES PIEUX**

## IV.1 Introduction

Les fondations sur pieux sont un moyen bien établi de transférer les charges axiales appliquées par une superstructure à des couches de sol rigides dans les cas où le sol proche de la surface n'est pas en mesure de fournir une résistance axiale suffisante à un niveau de tassement tolérable. Les pieux sont particulièrement appropriés pour soutenir les structures portuaires et les piles de pont, où les dépôts de sol meuble ou mou occupent souvent plusieurs mètres du sol proche de la surface. En outre, les pieux sont utiles pour soutenir des structures sur des îles artificielles, ou sur des zones inondables où, là encore, le sol est relativement meuble près de la surface du sol (Moussaoui M., 2007), (Stringer M., 2011) [50,51].

Le développement de la conception et de la construction de pieux modernes est dû à deux facteurs : la demande croissante de bâtiments de grande hauteur et la nécessité qui en découle d'utiliser des pieux de plus en plus grands, souvent dans des zones où le sol est médiocre. Les nouvelles techniques de pieux et les puissants appareils de battage ont permis de résoudre efficacement les problèmes de production de pieux pour faire face aux charges structurelles plus importantes, et des améliorations significatives ont été apportées à la compréhension du comportement des pieux. Cependant, malgré les progrès des méthodes analytiques et des corrélations empiriques, il faut encore s'appuyer sur la simulation numérique utilisant des logiciels informatiques sophistiqués qui permettent d'appliquer des solutions théoriques de mécanique des sols à certains aspects de la conception des pieux. La compréhension du comportement de pieux au sens à la fois analytique et numérique permet aux ingénieurs de s'attendre raisonnablement à réaliser des conceptions trop adéquates. En d'autres termes, à pouvoir bénéficier pleinement de l'expérience du comportement réel de l'ingénierie (Poulos H. G, Davis E. H., 1980), (Prakash, S., Sharma, H.D., 1990) ... etc [47-48,52-53].

L'instabilité de flambement est l'une des formes les plus destructrices de rupture de pieux. Elle est brusque et est la cause de la défaillance de nombreuses structures. L'importance de l'instabilité au flambement dans la conception des structures ne peut pas être sous-estimée. Les ingénieurs praticiens affirment souvent que les fondations profondes ne sont pas sujettes au flambement, sauf peut-être, lorsqu'il s'agit de pieux dans des sols de caractéristiques mécaniques très médiocres. En outre, les règlements ne sont pas suffisamment précis sur les modalités d'étude du flambement. Ce sujet fait l'objet de nombreuses études théoriques depuis le début du siècle (Davisson M. T., 1963), (Davisson M. T., Gill, H. L 1963), (Hetenyi M.,

1946) ...etc [1-5,43-48]. Elles mettent à la disposition des projeteurs des solutions analytiques, présentées souvent sous forme d'abaques afin de déterminer la force critique de flambement. Des recherches ont été effectuées dans le but de fournir des règles pour le dimensionnement et le calcul des pieux, sous tous leurs aspects, y compris le flambement (Emile Y., 1994), (Moussaoui M., 2007), (Salama M., Basha A., 2019) ...etc [49-50,54-76]. Ce phénomène est très souvent dû à des pieux très longs et de petites sections transversales, largement utilisés dans différentes installations. La détermination de la force critique de flambement est d'un intérêt pratique dans le domaine de génie civil, notamment avec des fondations sur pieux chargés axialement. Le présent chapitre donne un aperçu du flambement des pieux dans l'ingénierie. Il traite également l'analyse théorique du flambement des pieux chargés axialement. Des méthodes de calcul de la force critique du flambement sont présentées dans les paragraphes suivants.

## IV.2 Analyse théorique du flambement des pieux

Les fondations sur pieux en sol mou ont été étudiées par un grand nombre d'auteurs, que ce soit du point de vue de la modélisation numérique ou par calcul analytique. Le problème majeur dans l'analyse du comportement des pieux est causé par la nature de la charge appliquée. Les pieux soumis à des forces axiales sont conçus en fonction des états limites de la capacité portante et du flambement des pieux. En effet, la stabilité des pieux dépend des paramètres suivants : longueur, conditions limites, propriétés de la section transversale, qualité du matériau et du sol et type de charge, tandis que la longueur de flambement des pieux est fonction de la longueur réelle des pieux, des conditions limites et de la rigidité du sol (Mladen Ć., Boris F., Simon S., 2012) [55].

Les premières études sur le flambement des pieux ont été menés par Granholm (1929), Timoshenko (1936), Mandel (1936), Hetenyi (1946) et d'autres auteurs, ils ont trouvé des solutions analytiques de la force critique de flambement. Toutes ces solutions ont été établies en utilisant plusieurs méthodes (Hetenyi M., 1962), (Mandel J., 1936) ... etc [3,43,44]. Dans la méthode classique (Mandel, Hetenyi), on détermine la solution de l'équation différentielle résultante des équations d'équilibre de la résistance des matériaux. La méthode énergétique (Timoshenko) détermine le minimum de l'énergie potentielle de la poutre qui signifie mécaniquement l'état d'équilibre stable. Ces méthodes permettent d'étudier la stabilité des pieux vis-à-vis du flambement et de déterminer la force critique de flambement (Emile Y., 1994) [49].

Dans le domaine de la construction, l'analyse de la charge critique de flambement devient importante, elle permet de vérifier et d'analyser la conception technique des pieux sous chargement axial dans des conditions géologiques spécifiques. L'expérience a montré que, dans des situations courantes, le sol environnant empêche le pieu de se déformer. Mais Granholm (1929) a montré que pour des pieux de dimensions normales enfoncés dans le sol, le flambement se produit dans un sol extrêmement mou. Golder et Skipp (1957), Bergfelt (1957) ont montré que les pieux minces se déforment sous une charge verticale et que la contrainte de flambement est inférieure à la limite d'élasticité du matériau, et ce, même pour les pieux longs partiellement enterrés (Brandtzaeg et Harboe 1957) (Guang-bao F., Wen- chao L., Yun-gang Z., 2013), (Chen Y., Chen L., Xu K., Liu L., Ng Charles W. W., 2013) [59,62].

En 1960, Hetenyi a proposé une méthode pour résoudre le problème du flambement. Cette méthode est devenue par la suite une base pour les méthodes analytiques de calcul du flambement des pieux. En poursuivant la méthode Hetenyi (1960), la charge critique de flambement pour les joints semi-rigides dans les supports a été étudiée par Aristizabe-Ochoa (2013) [56]. Le modèle de fondation Winkler de Hetenyi a été largement utilisé et amélioré pour l'analyse du flambement des pieux contraints latéralement par la matrice élastique. En se basant sur le modèle de fondation Winkler, M. Davisson (1963) et son assistant ont étudié les effets de l'encastrement partiel et des différents degrés de liberté aux extrémités et leur comportement au flambement. Reddy et Valsangkar (1970) ont utilisé la méthode énergétique pour calculer la capacité de flambement des pieux. Une méthode analytique a été présentée, basée sur le modèle de fondation Vlasov modifié, pour le flambement de pieux entièrement encastres dans un milieu élastique soumis à une charge axiale, et les résultats numériques montrent que la rigidité du milieu a une influence significative sur les comportements de flambement (Emile Y., 1994), (Moghaddam A., Nayeri A., Mirhosseini S.M., 2018), (Xianfeng S., Ximing C., Junxiu L., 2019), (Tao D., Qijian L., Ming H., 2017) [49,56,63,67].

Le flambement des pieux est une source d'inquiétude pour les ingénieurs de fondations. Comme le mentionne Chance, (2003), de nombreux chercheurs ont déjà étudiés le flambement des micro-pieux et des pieux Bjerrum (1957), Davisson (1963), Mascardi (1970), Gouvenot (1975) et ils sont arrivés à la conclusion que ce n'est que dans les sols très meubles comme le sable, la tourbe et l'argile (avec des propriétés de résistance très faibles) que le flambement des pieux est susceptible de se produire. West et al. (1997) ont étudié le flambement du pieu avec différentes conditions et différents modes, grâce à une solution analytique de l'équation de flambement. Ensuite, cette méthode analytique a été améliorée par d'autres chercheurs qui ont ajouté le



frottement entre le sol et les pieux aux équations (West et al, 1997, Heelis and West, 1999, Heelis et al, 2004). En conséquence, David (2007) a proposé que le flambement peut contrôler la conception des pieux entièrement encastrés dans certains cas (Shield 2007) (Guang-bao F., Wen- chao L., Yun-gang Z., 2013), (Sriram, K., 2001) ... etc [59-64].

Une étude récente, Bhattacharya et al. (2004), a montré que les pieux totalement enterrés dans des sables lâches à moyennement denses peut se flamber sous un chargement axial si le sol environnant se liquéfie lors d'un tremblement de terre. Suivant Bhattacharya et al. (2004), le flambement des pieux entièrement encastrés dans l'argile molle est possible, mais il doit également être envisagé dans du sable meuble à moyennement dense dans les zones liquéfiables. Bhattacharya (2004) a mené des recherches sur 15 pieux construits qui avaient subi une rupture par flambement sous différentes charges ; ce qui a permis d'entamer des études détaillées sur le flambement des pieux au cours des dernières années. Ces chercheurs ont estimé que la charge critique de flambement dans différents cas devrait être réétudiée (Moghaddam A., Nayeri A., Mirhosseini S.M., 2018), (Xianfeng S., Ximing C., Junxiu L., 2019) ... etc [56,63,67,73]. Selon (Senthil, Babu, & Pareswaran, 2007), les pieux sont encore plus exposés au flambement en raison des excentricités induites lors de l'installation, qui est inévitable même dans les meilleures conditions de surveillance et d'instrumentation. En 2013, Law Chi Wai a étudié l'équation de flambement en utilisant la méthode numérique des différences finies. Il a proposé la longueur équivalente de flambement des pieux dans diverses conditions (Law Chi Wai 2013).

Deng et al (2017) ont présenté une méthode analytique basée sur le modèle de la fondation Vlasov modifiée. Ils ont indiqué que le rapport de Poisson n'avait aucun effet sur la charge critique de flambement. Il convient de noter que le coefficient de réaction horizontale du sol le long du pieu a été supposé uniforme dans le calcul de l'équation de flambement (Emile Y., 1994), (Moghaddam A., Nayeri A., Mirhosseini S.M., 2018) ... etc [49,56,67]. Les codes de calcul actuels pour la conception des pieux, tels que l'Eurocode, sont basés sur le mécanisme de flexion dû aux charges latérales. Ce code n'a pas abordé la problématique du flambement des pieux dû aux charges axiales et il est donc nécessaire de préoccuper cette question, car il s'agit de la forme de défaillance la plus destructrice (Tomlinson M., Woodward J., 2015), (Junxiu L., Xianfeng S., Baoquan C., Guangyong C., Kai L., 2018) [53,57].

### **IV.3 Charge de flambement d'Euler**

Expérimentalement on constate que la forme rectiligne d'équilibre d'une tige comprimée n'est

stable que dans le cas où la force de compression est inférieure à une valeur déterminée dite **critique**. Parallèlement aux études expérimentales, certains auteurs ont essayé de rechercher analytiquement l'expression de la charge critique. Au 18<sup>me</sup> siècle, Leonhard Euler, le mathématicien, a résolu le problème de la charge critique de compression de la longueur non supportée d'une tige avec l'équation de base ci-dessous. Les premiers problèmes d'instabilité élastique, se rapportant au flambement latéral de tiges comprimées, ont été résolus par Euler (1744). Il a utilisé la méthode classique pour déterminer la force critique de flambement, d'une tige droite, de longueur  $l$ , soumise à une force de compression  $F$ , pour différentes conditions aux limites (Emile Y., 1994), (Bhattacharya S., Carrington T.M., Aldridge T.R., 2005) [49,73].

Euler a établi une formule générale de la force critique donnée par :  $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$  (IV.1)

$E$  : est le module d'élasticité

$I$  : est le moment d'inertie

$L$  : est une longueur réduite qui dépend des conditions aux limites et de la longueur réelle  $l$  :

Les deux extrémités sont articulées :  $L=l$

Les deux extrémités sont encastrées :  $L=l/2$

Encastrée à l'une de ses extrémités et libre à l'autre :  $L=2l$

Articulée à l'une de ses extrémités et encastrée à l'autre :  $L=0.699l$

$P$  inférieure à la force critique  $P_{cr}$  : la tige reste rectiligne c'est l'équilibre stable,

$P$  est égale à la charge critique  $P_{cr}$  : la tige peut rester droite ou fléchir, cet équilibre est dit indifférent ou neutre.

Nous parlerons plus facilement de "colonne" plutôt que de "tige comprimée", On appelle colonne une barre longue et fine. Le terme de colonne est fréquemment utilisé pour désigner une membrure verticale, tandis que le terme de poutrelle il' est plutôt pour les barres inclinées. La figure ci-dessous est adoptée de la théorie de la stabilité des colonnes et elle montre le concept de la théorie de la longueur effective pour normaliser les différentes conditions limites pour la pointe et la tête du pieu (figure IV.1).

La charge axiale statique pour laquelle un bâti appuyé sur des colonnes verticales devient latéralement instable est connue sous le nom de "charge critique élastique", communément appelée "charge de flambement" (Bhattacharya & Bolton, 2004). La charge de flambement pour les pieux fait référence à la charge de compression admissible pour une longueur non supportée donnée.

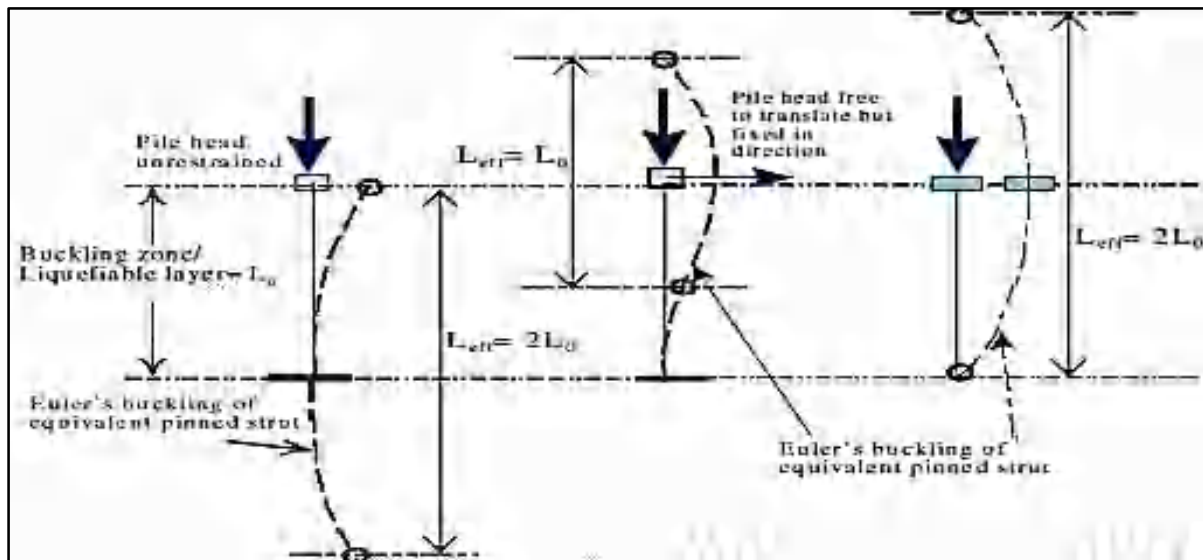


Figure IV.1 Le concept de longueur effective d'une colonne/pieu élancée (Bhattacharya & Bolton, 2004) [73]

La façon la plus simple pour calculer la charge de flambement d'un bâtiment construit sur pieux est d'estimer la charge de flambement d'un pieu et de la multiplier par le nombre total de pieux dans le bâtiment. Il est important de signaler ici que le flambement des pieux est différent de celui des poteaux que l'on trouve dans plusieurs publications.

Pour un élément chargé excentriquement, la charge de flambement sera inférieure à la charge d'Euler, quelle que soit la valeur de l'excentricité (Senthil, Babu et Pareswaran, 2007). Pour tenir compte de l'excentricité, un facteur de réduction est introduit dans la formule (Emile Y., 1994), (Mladen Ć., Boris F., Simon S., 2012) [49,55] :

$$P_{cr} = \alpha \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (\text{IV.2})$$

Où  $\alpha$  : est le facteur de réduction.

#### IV.4 La force critique d'un pieu isolé complètement fiché dans le sol

##### IV.4.1 Cas d'un sol homogène

##### IV.4.1.1 Cas d'un module de réaction constant

Le problème du flambement a été repris plus en détail par plusieurs auteurs (Mandel 1936, Timoshenko 1936, Hetenyi 1946, Courbon 1964, davisson 1963 etc.). Parmi les différentes approches théoriques pour calculer la force critique de flambement pour des pieux dans un sol élastique, étant celle du modèle de Winkler (Kerciku A. A, Bhattacharya S., Burd H. J. Lubkows,ki Z. A. 2008) [84]. La modélisation du sol proposée par Winkler (1867) suppose que la réaction du sol  $q$ , en un point quelconque de coordonnées  $(x,y)$  de la couche d'interface, est proportionnelle au tassement  $w$  du sol en ce point et est indépendant des tassements en d'autres points, Cette hypothèse revient à modéliser le terrain par une jonction de ressorts élastiques. Le

constant de proportionnalité de ces ressorts est connue comme le module de réaction du sol (Emile Y., 1994), (Basmaji B., 2017), (Ushanthan M., 2018) [49,77,78] :

$$q(x, y) = k_s \cdot w(x, y) \quad (\text{IV.3})$$

Où :  $k_s$  est le module de réaction du sol.

Le module de réaction du sol a été introduit pour la première fois en 1867 par Winkler et appliqué ensuite par Zimmerman (1888) à l'étude de la sollicitation des traverses de chemins de fer. Il a été ensuite généralisé par des ingénieurs à l'étude des fondations. Le module de réaction de sol  $k_s$  est un paramètre représentant la rigidité de sol.

Cette hypothèse a été utilisée dans les travaux de Mandel (1936), Koronev (1960), Hetenyi (1966), etc. Physiquement, le modèle de Winkler consiste à assimiler le sol à un système de ressorts élastiques, infiniment rapprochés, indépendants les uns des autres et possédant une raideur constante  $k_s$ . Selon Hously et al. (2005), le modèle de Winkler reste le plus simple et le plus couramment utilisé pour modéliser le sol dans les calculs de fondations et d'ouvrages géotechniques. Le modèle Winkler s'intègre bien aux approches numériques et analytiques, en raison de la simplicité et l'utilité de ce modèle. Depuis son apparition (1867), plusieurs auteurs ont apporté leur contribution au concept en y introduisant des variantes. En effet, puisque le concept représente la fondation par une poutre et le sol par une série de ressorts et d'amortisseurs sur sa longueur, différents auteurs proposent différents agencements de la distribution de ceux-ci. Plusieurs chercheurs ont donc suggéré d'améliorer le modèle Winkler pour le rendre plus efficace et plus logique en introduisant certaines formes d'interaction entre les ressorts tels que des éléments en flexion (Hetényi, 1946), des couches de cisaillement (Pasternak 1954), des membranes sous traction constante (Filonenko-Borodich 1940). Ces modèles ont un autre paramètre qui caractérise l'interaction entre les ressorts (Emile Y., 1994), (Basmaji B., 2017), (Ushanthan M., 2018) [49,77,78].

a) **Mandel (1936) :**

En 1936, Mandel a effectué une recherche sur les solutions analytiques de la force critique de flambement, il a traité le cas d'une tige droite d'inertie constante, soumise à une force de compression. Les solutions de Mandel (figure IV.2), sont souvent utilisées dans la pratique. Elles concernent un sol homogène, caractérisé par un module de réaction du sol constant ainsi que l'effort normal le long du pieu (pas de prise en compte du frottement latéral) (Mandel J., 1936), (Cummings, A E, 1939), (Emile Y., 1994) [43-44,49].

Dans le cas d'une tige articulée aux deux extrémités, Mandel aboutit à une expression de la force critique donnée par :

$$P_{cr} = \frac{n^2 \pi^2 E_p I_p}{4L^2} + \frac{4E_s L^2}{n^2 \pi^2} \quad (\text{IV.4})$$

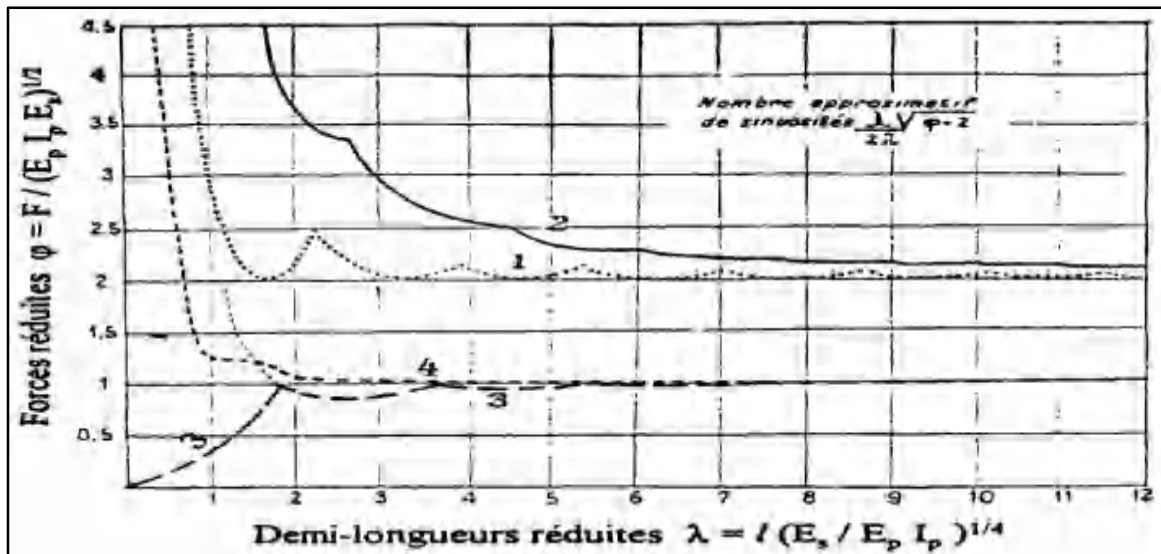


Figure IV.2 Solutions de Mandel (1936) pour le flambement des pieux [43,49]

L'entier  $n$  est le nombre d'ondulations en lequel la poutre se déforme au moment du flambement.

Pour les autres conditions aux limites, Mandel (1936) donne des expressions de la force critique de flambement, dont les solutions sont présentées sous forme d'abaques (Mandel J., 1936), (Emile Y., 1994), (Moussaoui M., 2007) [43,49,50].

Les différentes courbes correspondent aux conditions aux limites suivantes :

- 1) Courbe 1 : pieu dont les deux extrémités ne peuvent subir aucun déplacement transversal,
- 2) Courbe 2 : Pieu encastree aux deux extrémités,
- 3) Courbe 3 : Pieu libre (aucune liaison),
- 4) Courbe 4 : pieu ayant une extrémité encastree et une extrémité libre ;

#### b) Hetenyi (1946) :

L'hypothèse de Mandel (1936) a été utilisée par Hetenyi (1946) pour le calcul de la force critique de flambement (figure IV.3). Dans le cas d'un pieu articulé aux deux extrémités, Hetenyi a obtenu la même expression de la force critique que Mandel. Mais dans le cas d'un pieu encastree aux deux extrémités, Hetenyi suggère une formule approchée de la force critique de flambement, en assimilant l'ensemble des points d'intersection des courbes relatives aux déformations paires et impaires du pieu, Hetenyi aboutit à une expression de la force critique donnée par (Hetenyi M., 1946), (Emile Y., 1994) ... etc [3,49,79] :

$$P_{cr} = \frac{4\pi^2 E_p I_p}{L^2} + 2\sqrt{E_s E_p I_p} \tag{IV.5}$$

En effet, selon Hetenyi, la force critique du flambement est surestimée à un taux moyen de 5% par rapport à celle calculée par Mandel.

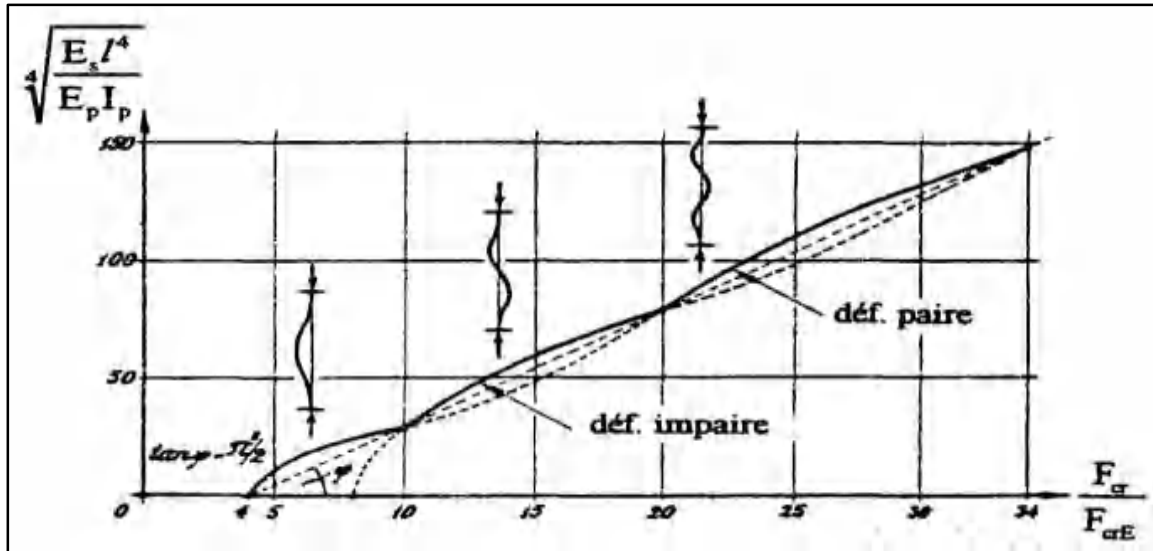


Figure IV.3 Déformées paire et impaire pour un pieu encastré aux deux extrémités (Hetenyi,1946) [49]

c) **Davisson (1963) :**

Dans le cadre de l'ingénierie, diverses solutions ont été mises au point pour déterminer la charge critique de flambement des pieux, et l'une de ces solutions est la méthode de Davisson. En 1963, Davisson a décrit des solutions pour diverses conditions limites de la tête et de la pointe des pieux. Il a supposé que la charge axiale était constante sur toute la longueur du pieu et qu'il n'y avait pas de transfert de charge par frottement latéral. La solution qu'il a proposée est déterminée à partir d'un graphique sans dimension de  $U_{cr}$  par rapport à  $l_{max}$ . On calcule  $l_{max}$  et on vérifie  $U_{cr}$  sur le graphique et on le substitue à l'équation ci-dessous pour calculer la charge critique de flambement (Davisson M. T., 1963), (Davisson M. T., Gill, H. L 1963), (Poulos H.G, Davis E. H., 1980) ... etc [1,2,47,49,70,80].

$$U_{cr} = \frac{P_{cr} R^2}{E_p I_p} \quad \text{et} \quad l_{max} = Z_{max} = \frac{L}{R} \tag{IV.6}$$

$$\text{avec: } R = \sqrt[4]{E_p I_p / K_s B} \tag{IV.7}$$

$P_{cr}$  : force critique de flambement,

$E_p I_p$  : rigidité à la flexion du pieu

$l$  et  $B$  : sont respectivement la longueur et le diamètre du pieu,

$K_s$  : coefficient de réaction du sol.

D'après la figure IV.4, il est évident que la condition aux limites est importante et que pour un pieu libre à sa pointe, la charge de flambement est la plus faible.

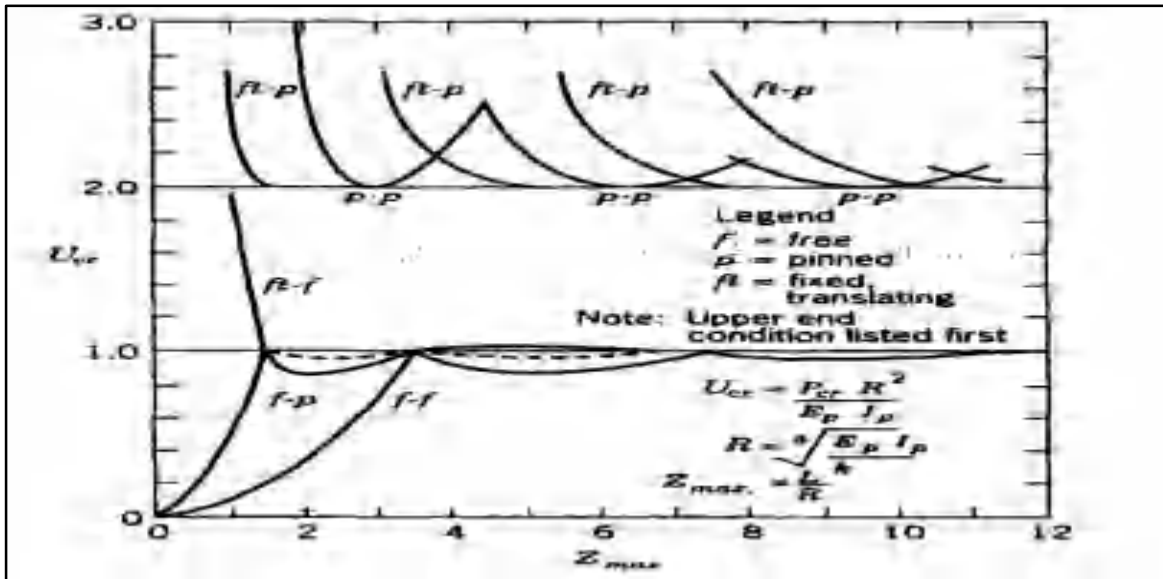


Figure IV.4 Forces critiques pour un coefficient de réaction  $K_s$  constant (Davisson,1963) [47,49]

d) Francis et al (1965) et Toakley (1965) :

Les solutions de Mandel (1936) et Davisson (1963) sont également présentées par Francis, al. et Toakley (1965), (figure IV.5). La force critique de flambement est égale à la force critique d'Euler pour un pieu de longueur équivalente articulé  $l_e$  aux deux extrémités (Emile Y., 1994), (Toakley, A. R., 1965) ... etc [49,80,81] :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{l_e^2} \tag{IV.8}$$

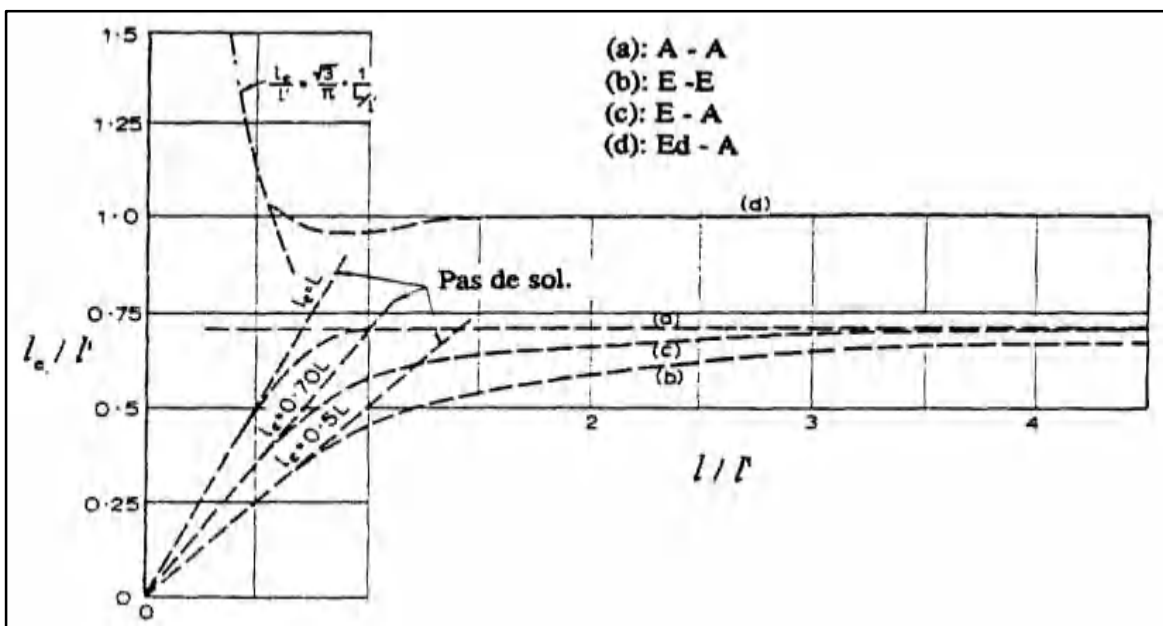


Figure IV.5 Forces critiques pour un coefficient de réaction constant (Francis et al.,1965) [47,49]

La longueur équivalente dépend des conditions aux limites en pointe et en tête du pieu. Des abaques sont utilisés pour présenter les solutions dépendant des paramètres adimensionnels.

$$l' = \sqrt[4]{E_p I_p / E_s} \quad (\text{IV.9})$$

$E_s$  et  $l$ : sont respectivement le module de réaction du sol et la longueur du pieu

#### IV.4.1.2 Cas d'une variation linéaire du module de réaction

##### a) **Davisson (1963) :**

il suppose que le coefficient de réaction du sol  $K_s$  varie linéairement avec la profondeur  $z$ , dans le cas où le module de réaction du sol est pris comme :

$$K_s = n_h z / B \quad (\text{IV.10})$$

$B$ : diamètre du pieu,  $n_h$ : paramètre de variation du coefficient de réaction  $K_s$

Le flambement du pieu sera lié aux conditions limites et surtout à la condition limite en tête du pieu, la condition limite à la tête du pieu devient extrêmement importante par rapport à la condition limite à la pointe du pieu, car le pieu a tendance à flamber là où le module de réaction du sol est le plus faible, l'instabilité aura tendance à se produire juste à côté de la tête du pieu. De plus, on peut considérer que cette valeur est due au fait que l'augmentation de la longueur du pieu au-delà d'une certaine limite n'a pratiquement aucun impact sur la force critique du flambement ce qui est conforme aux résultats de Mandel (Poulos H. G, Davis E. H., 1980), (Emile Y., 1994), (Vlora S., Luljeta B., Bajram S., Burbuqe S., 2014) ... etc [47,49,69,70].

Les solutions sont présentées sous formes d'abaques (figure IV.6) dépendant des paramètres adimensionnels  $V_{cr}$  et  $z_{max}$  définis par :

$$V_{cr} = \frac{P_{cr} T^2}{E_p I_p} \quad \text{et} \quad z_{max} = \frac{l}{T} \quad (\text{IV.11})$$

$$\text{Avec : } T = \sqrt[5]{E_p I_p / n_h} \quad (\text{IV.12})$$

Où :  $E_p I_p$  et  $l$  sont respectivement la rigidité et la longueur de pieu



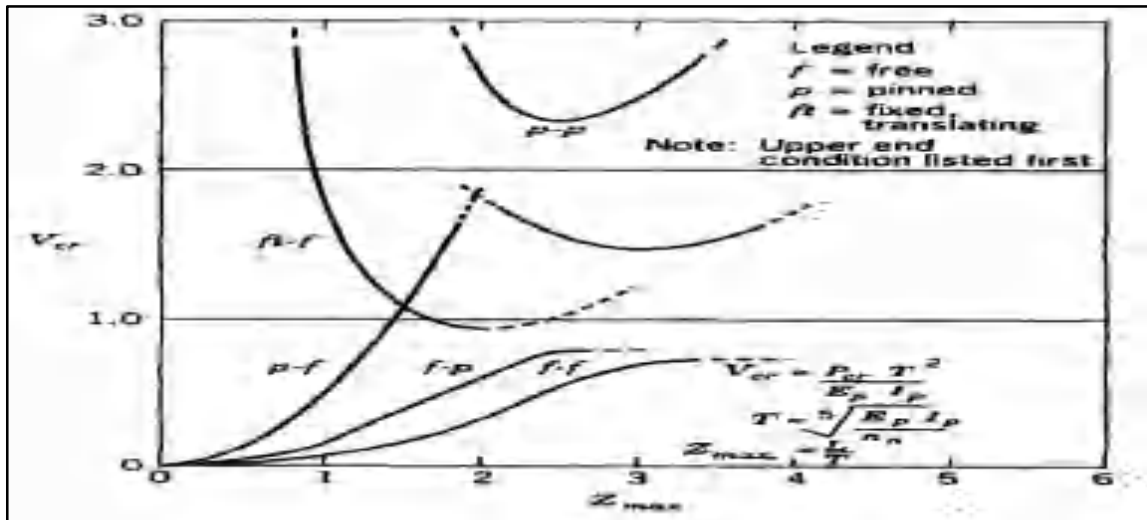


Figure IV.6 Forces critiques pour un coefficient de réaction  $K_s = n_h z / B$  (Davisson ,1963) [47,49]

b) Prakash (1987) :

Il a obtenu des solutions pour les charges de flambement par la méthode énergétique pour des pieux verticaux totalement enterrée pour différentes conditions aux limites et une variation linéaire de la rigidité du sol avec une valeur initiale  $K_0 > 0$  [83]. Au cours de l'étude, les effets de la longueur des pieux, de la rigidité du sol et des conditions limites sur les charges de flambement et le mode de flambement ont été étudiés pour des longueurs de pieux allant jusqu'à 24m avec  $EI = 477 \text{ tm}^2$ ,  $K_0$  varié de 0 à 2000 t/m<sup>2</sup> et  $n_h$  varié de 0 à 2000 t/m<sup>3</sup> (Prakash, S., 1987) [83].

Où,  $K_0 = k$  à la tête d'un pieu totalement enterrée, et  $K_L = k$  au point de ce dernier et  $n_h$  constante de la réaction du sol :  $n_h = (k_L - k_0) / L$ . (IV.13)

La variation du coefficient de réaction du sol en fonction de la profondeur a été présentée dans la figure (figure IV.7):

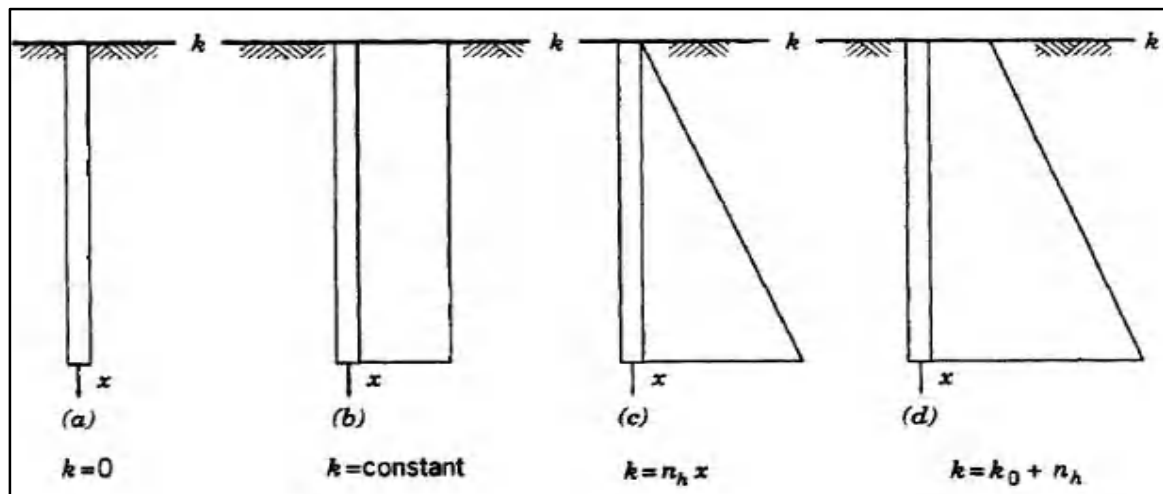


Figure IV.7 Variation des propriétés du sol selon la profondeur de pieu [83]

- 1- Constante avec la profondeur,  $K_0 = k = 0$  (figure IV.7a)
- 2- Constante avec la profondeur,  $K_0 = k_L = \text{constant}$ . (figure IV.7b)
- 3- Augmentation linéaire avec la profondeur, avec une valeur nulle à la surface,  $k = n_h x$  (figure 7V.6c)
- 4- Augmentation linéaire avec la profondeur, avec une valeur non nulle à la surface,  $k = k_0 + n_h x$  avec  $K_0 \neq 0$  (figure IV.7d)

Les charges de flambement ont été déterminées sur la base d'une méthode énergétique. Les équations des courbes de déflexion satisfaisant à différentes conditions limites sur la poutre ont été substituées dans l'équation de l'énergie de travail. Afin de déterminer la charge de flambement, la dérivée de l'équation d'énergie a été fixée à zéro et transformée en notation matricielle avec une forme de valeur propre (Prakash, S., 1987) [83].

La figure IV.8 montre la charge critique pour un pieu avec  $EI = 477 \text{ tm}^2$ ,  $K_0 = 100 \text{ t/m}^2$  (cas b),  $K_0 = 100 \text{ t/m}^2$  et  $n_h$  allant de zéro à  $2000 \text{ t/m}^3$  (cas d). Il est important de noter que la charge de flambement en général augmente avec l'augmentation de la valeur de  $n_h$ .

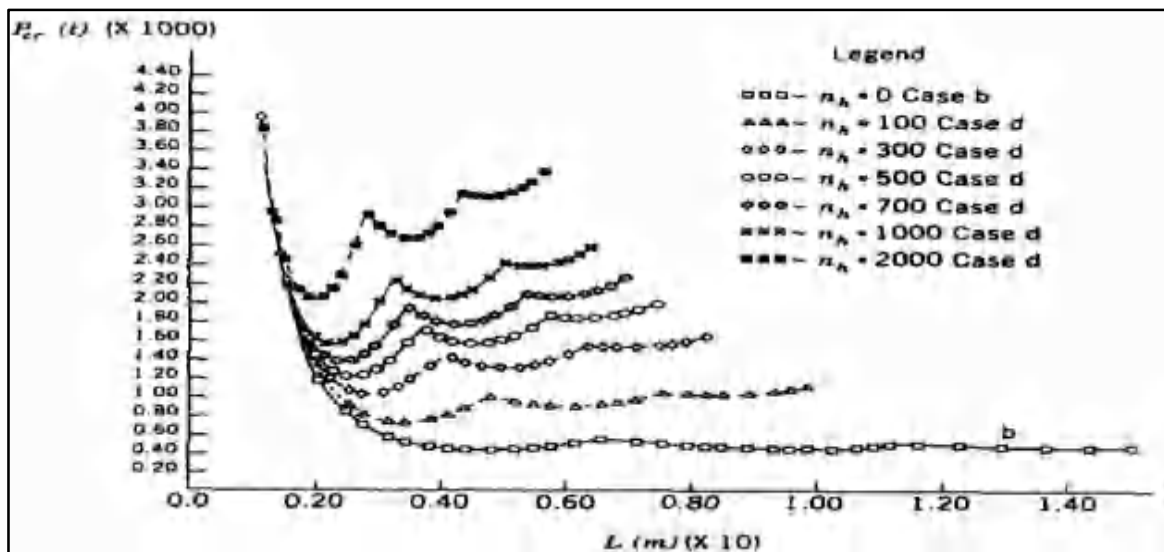


Figure IV.8 La Charge critique des cas b et d,  $K_0 = 100 \text{ t/m}^2$ , (pinned-pinned end pile, Prakash, 1987) [83]

La figure IV.9 montre la charge critique pour un pieu avec  $EI = 477 \text{ tm}^2$ ,  $n_h = 100 \text{ t/m}^3$  et  $K_0$  allant de zéro à  $2000 \text{ t/m}^2$ . En général, la charge de flambement est proportionnelle à l'augmentation de la valeur de  $K_0$  ( $n_h = \text{constant}$ ).

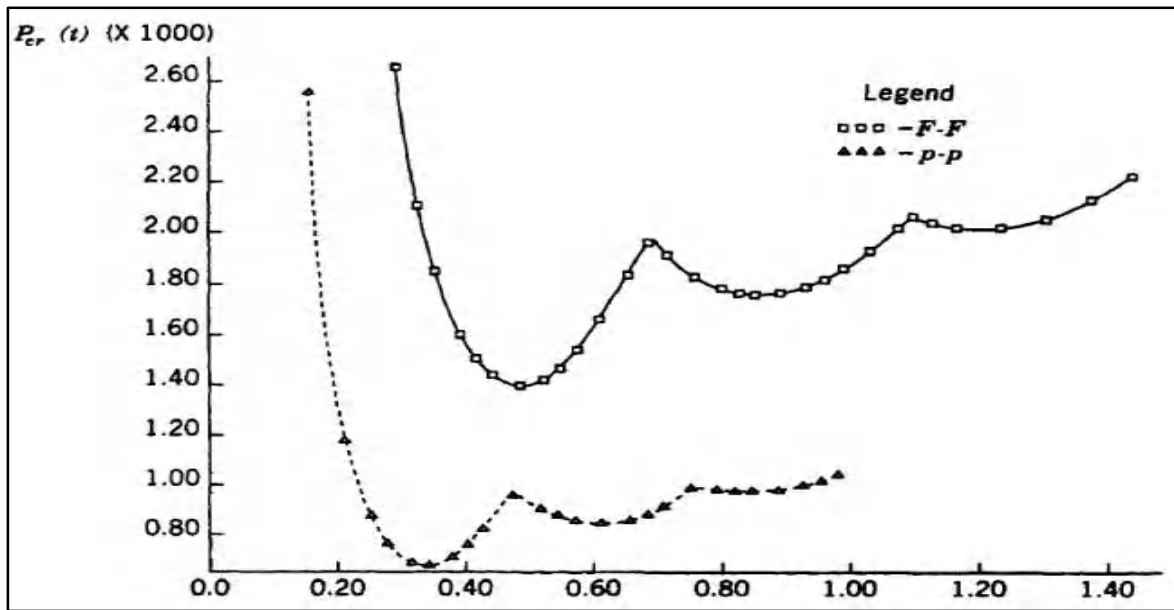


Figure IV.9 La Charge critique des cas c et d,  $n_p = 100t / m^3$ , (pinned-pinned end pile, Prakash, 1987) [83]

La figure IV.10, montrer l'effet des conditions aux limites sur la charge critique de flambement pour le même pieu.

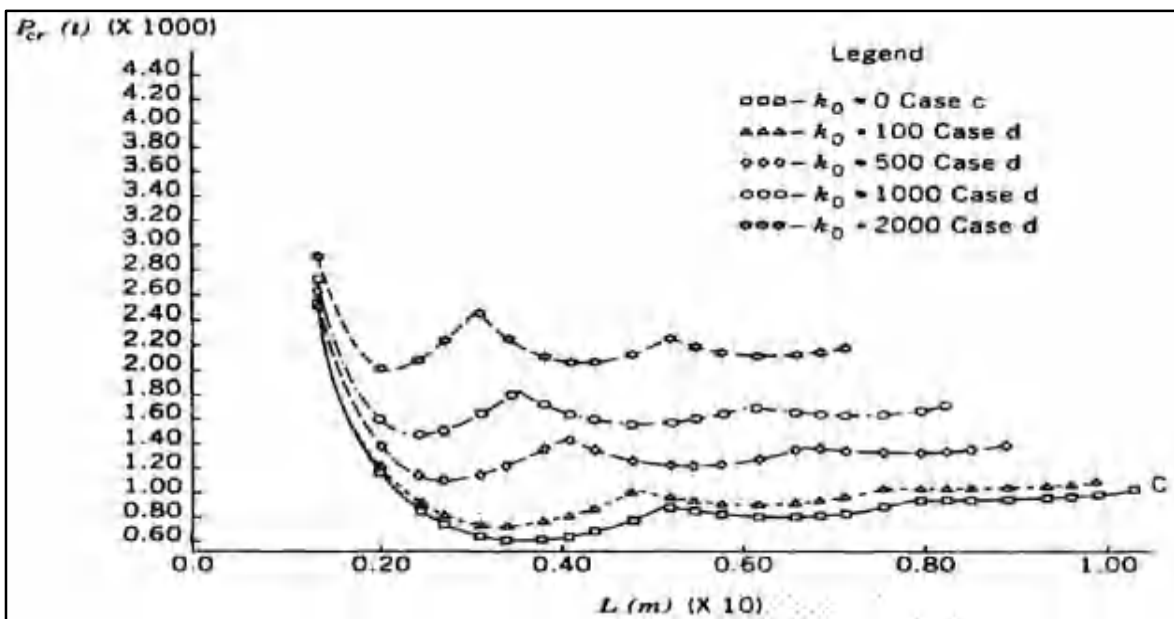


Figure IV.10 La Charge critique de cas d pour un pieu avec des conditions limites différentes lorsque

$k_0 = 100$  et  $n_p = 100t / m^3$ , (Prakash, 1987) [83]

#### IV.4.2 Cas d'un sol stratifié (multicouches)

La méthode énergétique a été utilisée par Fenu et Serra (1990) pour évaluer la force critique de flambement d'un pieu fiché dans un sol stratifié (figure IV.11). Ce dernier a été modélisé sur la base de ressorts élastiques de différentes rigidités (modèle Winkler). Le pieu, dont les deux

extrémités sont articulées, est soumis à une force de compression  $F$ . La déformation  $y(z)$  du pieu et le module de réaction  $Es(z)$  sont représentés par des séries de Fourier qui permettent de vérifier les conditions limites, telles que (Emile Y., 1994) [49] :

$$Es(z) = \sum_{i=1}^n \left( b_i \left( \sin \frac{\pi i}{l} z \right) \right) \quad \text{et} \quad y(z) = \sum_{j=1}^m \left( a_j \left( \sin \frac{\pi j}{l} z \right) \right) \quad (\text{IV.14})$$

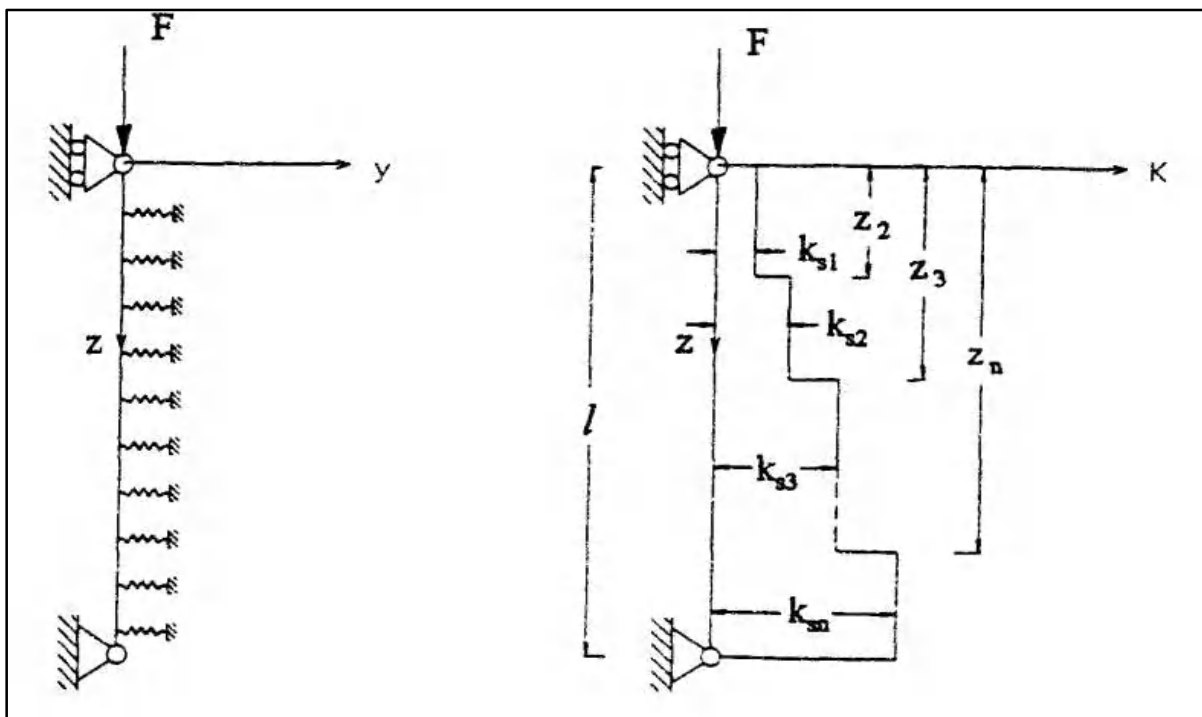
Par l'application de la méthode énergétique, la force critique est donnée par la condition suivante :

$$\frac{\partial F}{\partial a_j} = 0 \quad j=1,2,\dots,m \quad (\text{IV.15})$$

$$\text{Soit : } a_1 \frac{l^2}{2\pi^3 j^2} \left[ \sum_1^n b_i \phi_{i1j} \right] + a_j \left[ \frac{l^2}{2\pi^3 j^2} \left( \sum_1^n b_i \phi_{ijj} \right) + \frac{E_p I_p}{l^2} \pi^2 j^2 - F_{cr} \right] + \dots + a_m \frac{l^2}{2\pi^3 j^2} \left[ \sum_1^n b_i \phi_{imj} \right] \quad (\text{IV.16})$$

Quand  $m \rightarrow \infty$ , on aura:

Une force critique  $F_{cr}$  correspond à la plus petite des valeurs propres obtenues en annulant le déterminant du système. Pour la déformation du pieu, on utilise le vecteur propre correspondant à la plus petite des valeurs propres (Emile Y., 1994) [49].



### IV.5 La force critique d'un pieu isolé partiellement fiché dans le sol

#### IV.5.1 Cas d'un module de réaction constant

##### a) Davisson et Robinson (1965)

pour une charge axiale est supposée constante dans le long du pieu et un pieu relativement long ( $D/R > 4$ ), (Davisson M. T. et Robinson K. E., 1965) [79] ont présenté des solutions pour la charge de flambement des pieux partiellement fichés dans le sol (figure IV.12). La force critique de flambement est déterminée pour les deux types de conditions limites (Reddy A. S., Valsangkar, A. J., 1970), (Poulos H. G, Davis E. H., 1980) ... etc [5,47,49] :

- 1- Pieu libre aux deux extrémités
- 2- Pieu encastré en pointe, tête en castrée mais libre en déplacement latéral

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_p I_p}{4(S_R + J_R)R^2} \tag{IV.17}$$

$$\text{Avec : } R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K_s B}} \quad S_R = L_s / R \quad J_R = L_u / R \tag{IV.18}$$

$S_R$  : la longueur réduite (figure IV.13).

$E_p I_p$  : la rigidité du pieu.

$K_s$  : le coefficient de réaction du sol.

$B$  : le diameter du pieu.

$L_u$  : la longueur de la partie libre du pieu.

$L_s$  : la longueur équivalente de la fiche.

$D$  : la fiche du pieu.

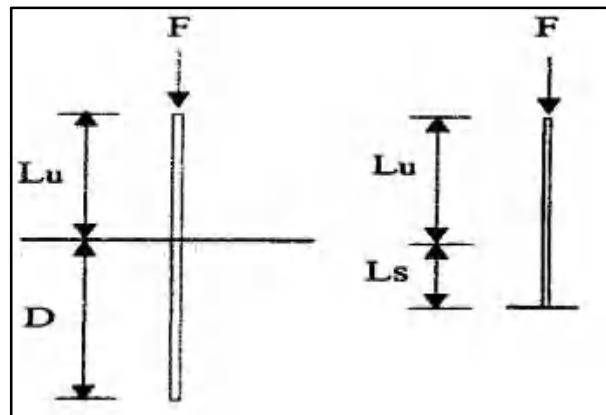


Figure IV.12 pieu isolé partiellement fiché dans le sol avec la poutre équivalente (Davisson et Robinson,1965) [47,49]

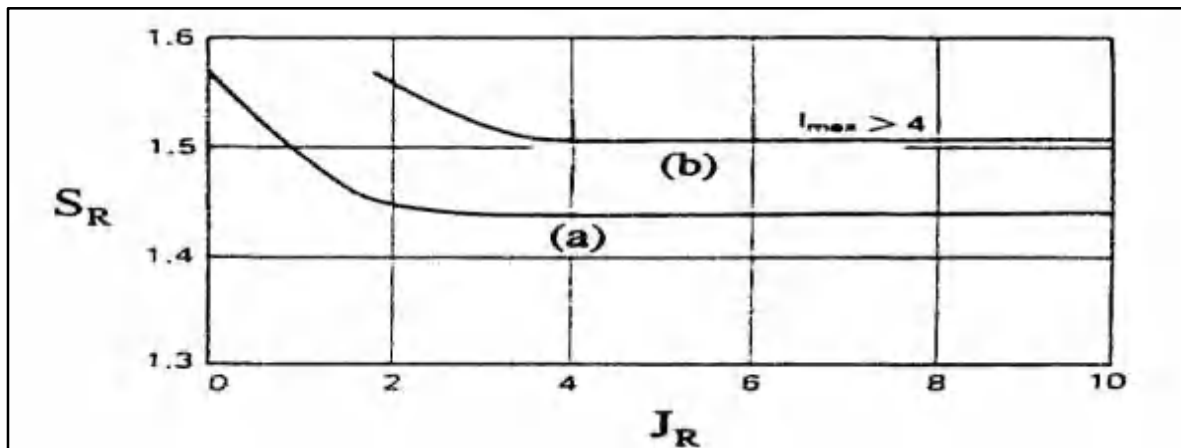


Figure IV.13 Longueur réduite  $S_R$  pour un pieu partiellement fiché dans le sol ( $K_s = cte$ ), (Davisson et Robinson,1965) [47,49]

**b) Souche (1984)**

En 1984, Souche a étudié le même problème de flambement de pieux partiellement fiché dans le sol (figure IV.14). Il a pris les mêmes hypothèses de Davisson et Robinson (1965), mais il a publié des abaques pour huit différentes conditions aux limites : deux conditions en pointe (articulée ou encastrée) et quatre conditions en tête (libre, déplacement latéral possible sans rotation, articulée, encastrée) (FOREVER, 2012) [80].

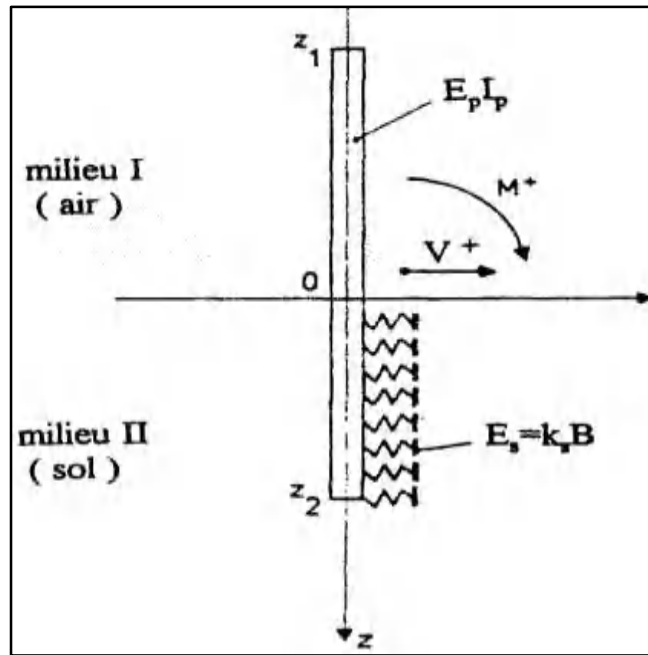


Figure IV.14 Pieu partiellement enterré (Souche1984) [80]

Dans cette étude, Le pieu est considéré comme une poutre d'inertie constante immergée, de sa pointe jusqu'à une cote qui peut être prise quelconque, dans un milieu dont l'effet vis-à-vis des déplacements latéraux de la poutre est équivalent à celui d ' une infinité d'appuis élastiques de raideur constante ; la fraction de poutre extérieure à ce milieu est supposée libre (extrémités mises à part) (Azuar M. J.J., Renault M. J., 1986) [85].

Etant donné la nature du problème à résoudre il a été possible de présenter les résultats sous forme d'abaques aux paramètres adimensionnels :

$$w = -\frac{z_1}{I} \quad \text{et} \quad \frac{F_{cr} I^2}{\pi^2 E_p I_p} \tag{IV.19}$$

Tout abaque est formé de plusieurs courbes qui représentent chacune le lieu des points caractérisés par une même valeur quelconque du paramètre m, tel que [49,80,85] :

$$m = \frac{1}{\pi} \sqrt[4]{\frac{E_s}{E_p I_p}} \tag{IV.20}$$

La figure IV.15, représente l'abaque pour la pointe encastrée et la tête libre. En effet, les solutions de souche (1984) sont largement utilisées, car elles sont faciles à utiliser et ne nécessitent la donnée que d'une seule valeur du module de réaction (Emile Y., 1994), (FOREVER, 2012) [49,80].

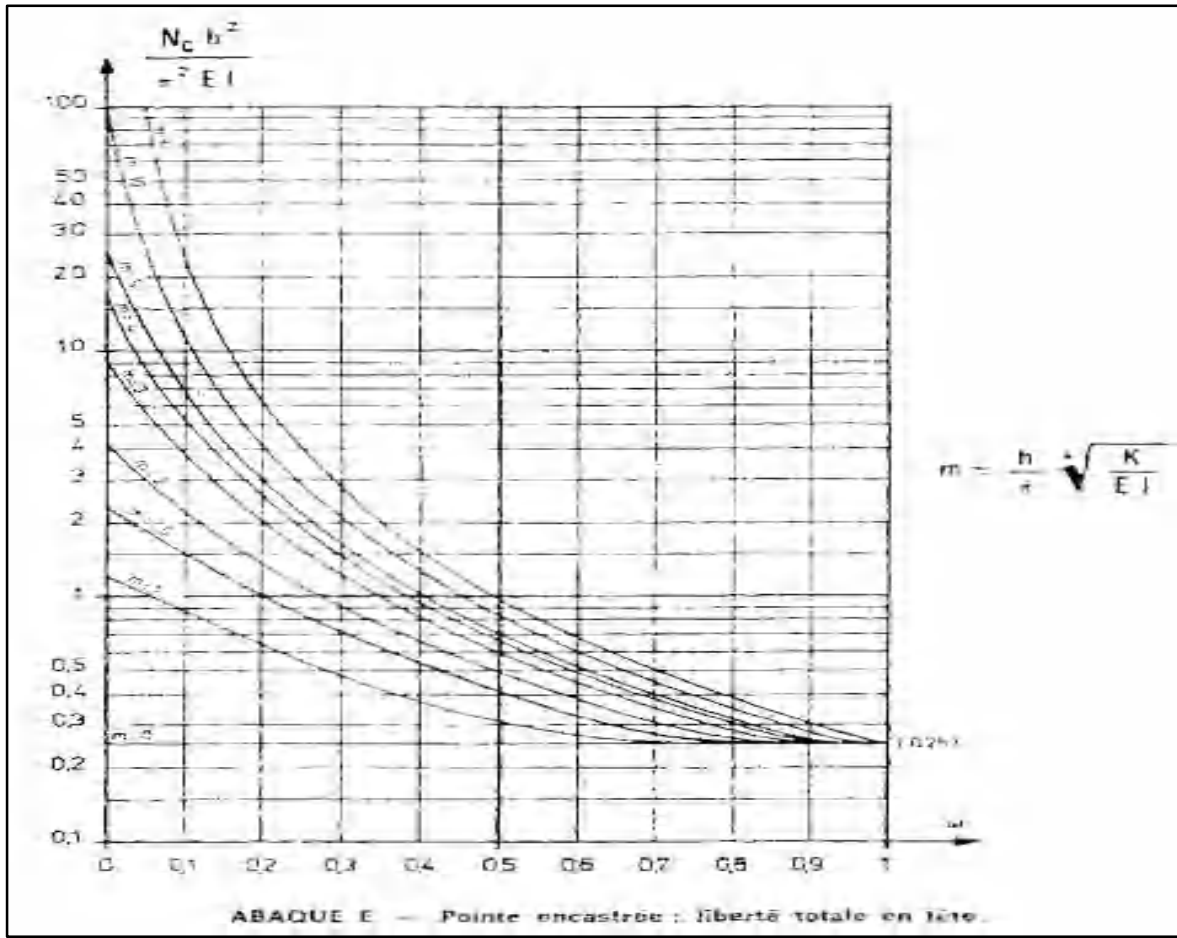


Figure IV.15 Exemple d'abaque proposé par Souche (1984) [80]

**IV.5.2 Cas d'une variation linéaire du module de réaction**

**a) Davisson et Robinson (1965)**

Selon Davisson et Robinson (1965), des solutions ont été proposées pour la force critique de flambement dans le cas d'un pieu relativement long ( $D/T > 4$ ) partiellement fiché dans le sol. Le frottement latéral n'étant pas pris en compte, et le coefficient de réaction varie en fonction de la profondeur selon la loi suivante (Reddy A. S., Valsangkar, A. J., 1970), (Poulos H. G, Davis E. H., 1980), (Emile Y., 1994) [5,47,49] :

$$K_s = n_h z / B \tag{IV.21}$$

La force critique est donnée par :  $F_{cr} = \frac{E I_p}{4(S_T + J_T)^2 T^2}$  (IV.22)

Avec :  $T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}}$   $S_T = \frac{L_s}{T}$   $J_T = \frac{L_u}{T}$  (IV.23)

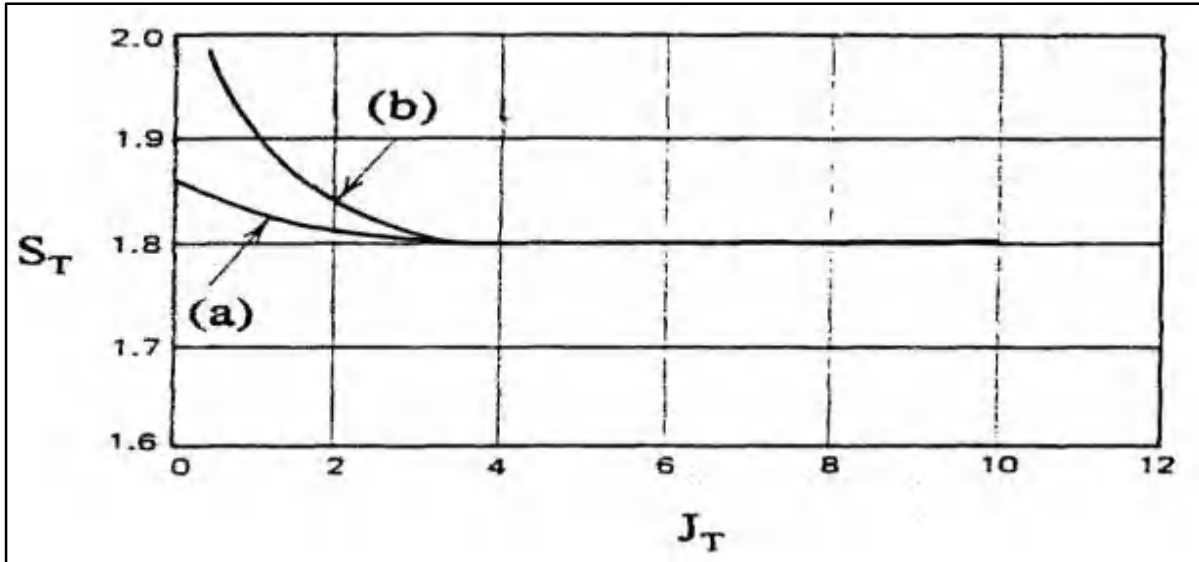
$z$  : la profondeur repérée à partir de la tête du pieu.

$n_h$  : Paramètre de variation du coefficient de réaction  $K_s$

$L_u$  : La longueur de la partie libre du pieu.

$L_s$  : La Longueur équivalente de la fiche.

Le paramètre  $S_T$  est tiré de l'abaque représenté à la figure IV.16.



**Figure IV.16** Longueur réduite  $S_T$  pour un pieu partiellement fiché dans le sol ( $K_s = n_h z / B$ )

(Davisson et Robinson, 1965) [47,49]

Cette méthode a été publiée en 1965, et la justesse de l'approche réside dans la détermination de la longueur équivalente qui est la longueur non supportée plus la profondeur de la fixité (Senthil, Babu & Pareswaran 2007). La profondeur de fixité est déterminée par deux formules, l'une pour l'argile et l'autre pour le sable (Arizona Department of Transportation (ADOT) 2010).

$$\text{Pour l'argile : } D_f = 1.4 \left[ E_p I_p / E_s \right]^{0.25} \quad (\text{IV.24})$$

$$\text{Pour le sable : } D_f = 1.8 \left[ E_p I_p / n_h \right]^{0.2} \quad (\text{IV.25})$$

Où  $D_f$  est la profondeur de fixité.

## IV.6 La force critique par la méthode du continuum élastique

Les premiers travaux dans ce domaine sont à attribuer à Boussinesq (1885). La méthode consiste à prendre en compte la présence du sol autour du pieu comme un milieu semi-infini, linéaire élastique, isotrope, caractérisé par les deux paramètres : module d'Young  $E$  et coefficient de poisson  $\nu$ . En 1974, Madhav et Davis ont effectué des applications numériques pour la détermination de la force critique de flambement, des pieux articulés et encastés aux deux extrémités (Emile Y., 1994), (Forever, 2012) [49,80].



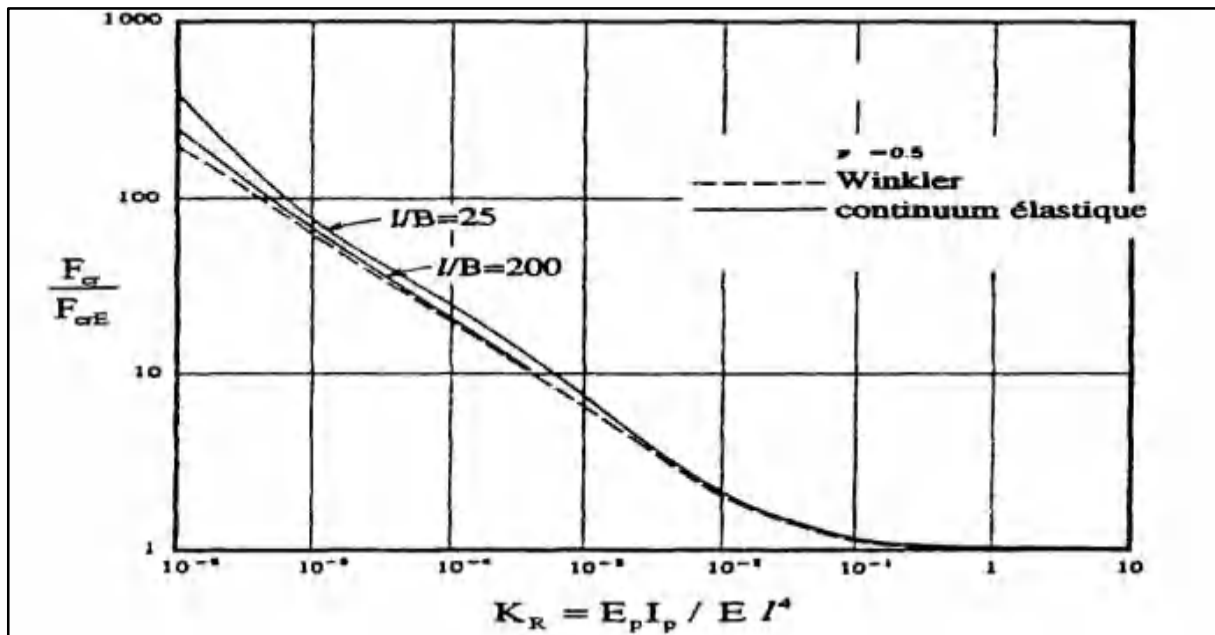


Figure IV.17 Comparaison entre les théories de Winkler et du continuum élastique

(Madhav et Davis, 1974) [49,80]

Dans la figure IV.17, on peut comparer les résultats obtenus avec les théories de Winkler et le continuum élastique, dans le cas d'un pieu articulé aux deux extrémités. Le module de réaction  $E_s$  est lié au module d'Young en supposant  $E_s = 0.8E$ . La comparaison entre les deux méthodes fait apparaître de très faibles écarts (Emile Y., 1994), (Forever, 2012) [49,80].

Les forces critiques de flambement déterminées par les deux méthodes sont cohérentes pour les pieux rigides ( $K_R = E_p I_p / EI^4 > 10^{-3}$ ) et varient de façon très légère pour les pieux souples ( $K_R < 10^{-3}$ ). Dans ce cas, la théorie du module de réaction sous-estime la force critique de flambement. Ce résultat est considéré comme logique, en raison du fait que le module de Winkler ne tient pas compte de la continuité du sol, ni de la résistance au cisaillement du sol-pieu.

#### IV.7 La force critique par la méthode des différences finies

La plupart des solutions théoriques acceptées pour analyser les pieux chargés axialement ou latéralement dans le sol reposent sur le concept de module de réaction de fondation ou autrement appelé module de sol qui est basé sur l'hypothèse de Winkler d'une poutre-poteau sur une fondation élastique, selon laquelle le milieu du sol peut être représenté par une série de ressorts élastiques indépendants très rapprochés (Murthy, 2003) (Basmaji B., 2017), (Ushanthan M., 2018) ... etc [77,78,86,87].

La dérivation de l'équation différentielle pour poutres-poteaux sur fondation élastique a été donnée par Hetenyi en 1946. Il a fait l'hypothèse que la poutre sur une fondation élastique n'est pas seulement soumise à des charges latérales mais aussi à des forces de compression agissant au centre de gravité de la section transversale d'extrémité de celle-ci. Les équations aux dérivées partielles sont forcément nécessaires pour résoudre les problèmes d'éléments structuraux bidimensionnels, ce qui peut être facilité par l'utilisation de la méthode des différences finies (Vlora S., Luljeta B., Bajram S., Burbuque S., 2017), (Al-Ejbari A. T., 2010) [86,87].

La méthode des différences finies peut être avantageusement utilisée pour des charges complexes, des configurations de limites, des expressions mathématiques, des propriétés de section de répartition de charge, etc. Cette méthode permet de déterminer les moments, les forces de cisaillement, les déformations et le flambement des pieux qui impliquent les équations différentielles (Chandraprakash K., Ramesh babu V., 2016) [88]. Selon (A.B. Chance Company, 2003) [89], l'approche par différence finie peut alors être adoptée pour résoudre l'équation différentielle résultante pour des charges successives plus importantes jusqu'à ce qu'il y ait une absence de convergence vers une solution proche de la charge de flambement [89]. La méthode des différences finies est utilisée dans l'analyse de ce problème. De nombreuses solutions ont été développées en utilisant la méthode numérique des différences centrales finies (Madhav et Davis, 1974 ; Al-Kazzaz, 1979 ; et Al-Janabi et al., 1994), (Al-Ejbari A. T., 2010) [87]. A noter que le pieu est divisé en divisions finies (segments) de longueur  $\Delta_x$  (voir figure IV.18), où  $\Delta_x$  est égal à la longueur du pieu divisée sur le nombre de divisions.

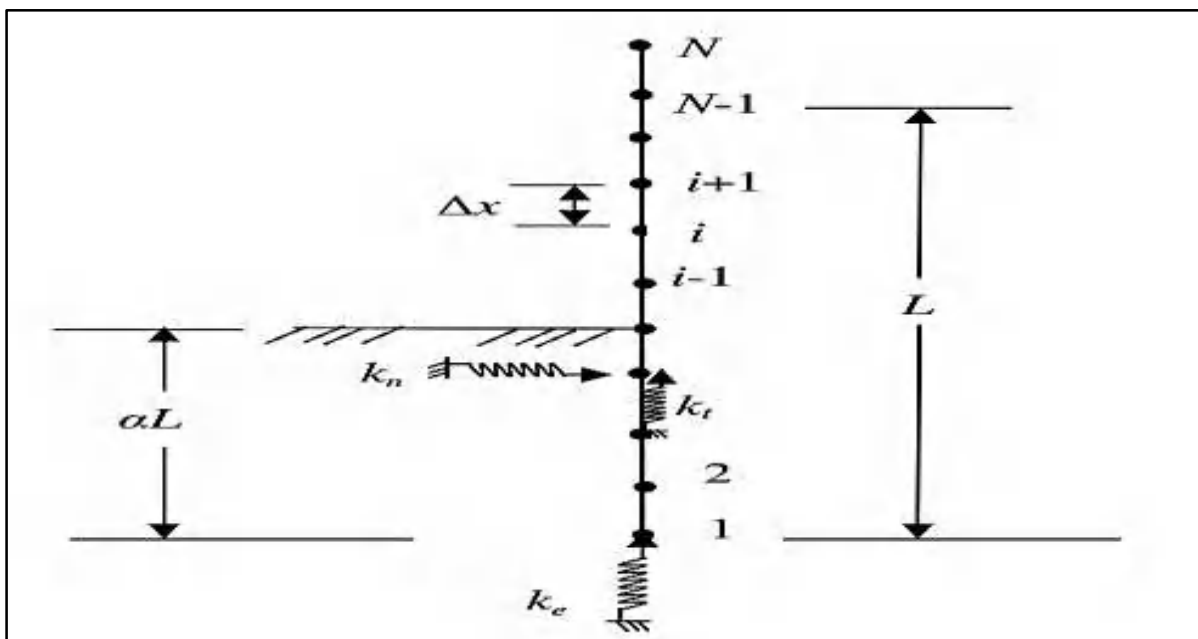


Figure IV.18 Division de la longueur de la pile en  $N$  segments pour l'analyse des différences finies [87]

Pour effectuer une analyse complète du flambement des pieux, il faut trouver la solution de l'équation générale pour une poutre sur une fondation élastique soumise à une charge axiale :

$$EI \left( \frac{d^4 y}{dx^4} \right) + Q \left( \frac{d^2 y}{dx^2} \right) + E_s y = 0 \quad (\text{IV.26})$$

Où  $Q$  : c'est la charge de compression axiale sur la fondation sur pieux.

Aussi, selon (A.B. Chance Company, 2003) [89], le premier terme de l'équation est appelé équation de la poutre soumise à une charge transversale et le second terme correspond à la charge axiale dans le pieu.

En 1997, Reese et al., ont décrit le processus de résolution de l'équation (26) en utilisant une approche par différence finie. Reese & Van Impe, (2001), ont dit que l'équation différentielle à différences finies est adoptée pour obtenir la compatibilité entre le déplacement du pieu et le transfert de charge le long du pieu et aussi entre le déplacement et la résistance à la pointe du pieu. Cependant, ils ont mentionné qu'un accord proche a été trouvé pour les pieux dans l'argile avec des preuves expérimentales correspondant au résultat de différence finie citant Coyle et Reese, (1966) et par contre les résultats sont un peu dispersés quand il s'agit de pieux dans le sable citant Coyle & Sulaiman, (1967). Ils ont expliqué cette différence en disant que l'effet de l'enfoncement du pieu dans le sol est plus sévère dans le sable que dans l'argile en termes de caractéristiques de transfert de charge. En revanche, la méthode des différences finies peut être utilisée pour traiter toute composition complexe des couches du sol avec toute relation non linéaire de cisaillement par rapport au déplacement et peut tolérer une amélioration des critères relatifs au sol sans aucune modification de la théorie de base (Al-Ejbari A. T., 2010), (A.B. Chance Company, 2003) [87,89].

Plusieurs programmes informatiques sont actuellement disponibles qui peuvent à la fois s'appliquer aux pieux soumis à des charges axiales et latérales ainsi qu'à des moments de flexion. Ces programmes permettent d'intégrer les propriétés du sol et du pieux de fondation qui varient en profondeur et peuvent être utilisés avantageusement pour la construction de pieux soumis à des charges centrées ou excentrées.

#### **IV.8 La force critique par la méthode des éléments finies**

L'approche de la méthode des éléments finis est utilisée pour évaluer le comportement du pieu et du massif du sol l'entourant. Cet outil permet cependant de modéliser le chargement des pieux ainsi que leur installation dans le sol par forage ou par battage (Mestat, 1998). Ellison et al.

(1971) ont été les premiers à utiliser l'analyse axisymétrique par éléments finis pour étudier le comportement des pieux isolés sous charge axiale. Par la suite, la méthode des éléments finis a été utilisée par Frank, Guenot et Humbert (1980) pour modéliser des essais de chargement axial de pieux en vraie grandeur. Le sol est considéré comme élastique linéaire isotrope (Moussaoui M., 2007) [50].

La modélisation du comportement des pieux nécessite la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. Selon (Sriram, K., 2001), (figure IV.19) [60], l'approche normale pour estimer ou calculer la charge critique de flambement d'un pieu se traduit par la recherche de la racine du polynôme défini par le déterminant ci-dessous :

$$|K| = |K_E + K_G| = 0 \quad (\text{IV.27})$$

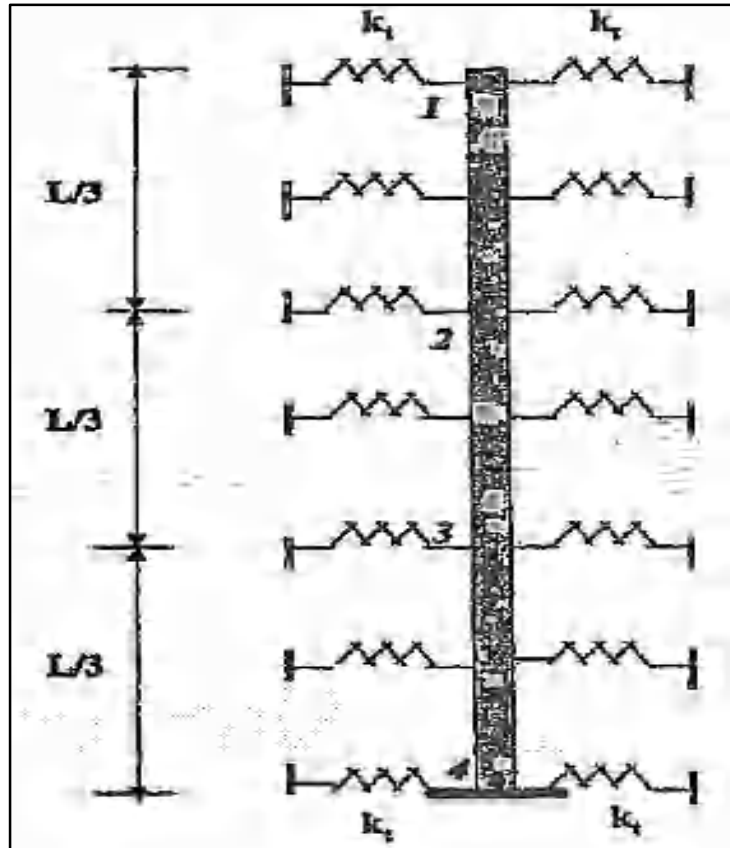


Figure IV.19 Idéalisisation par éléments finis du pieu et du sol [60]

$K_E$  : c'est la matrice de rigidité élastique linéaire, et  $K_G$  : c'est la matrice de rigidité géométrique. Selon (Sriram, K., 2001), pour les pieux totalement fichés dans le sol, il est possible de modifier l'équation ci-dessus en approchant le milieu du sol à un milieu élastique de rigidité et en l'ajoutant à l'équation comme suit :

$$|K| = \left| \left[ K_E + K_S \right] + K_G \right| = 0 \quad (\text{IV.28})$$

Dans cette équation, Le terme dans la bracket représente la rigidité totale d'une poutre sur une fondation élastique (Sriram, K., 2001) [60].

## IV.9 Influence du frottement latéral sur la force critique

La distribution de charge axiale idéalisée a été considérée par Reddy et Valsangkar (1970) pour les pieux entièrement et partiellement enterrés avec la variation du module du sol sur la longueur enfoncée du pieu. Pour les pieux entièrement enterrés, la force axiale est supposée diminuer linéairement avec la profondeur pour les sols cohésifs, mais pour les sols non cohésifs, les distributions de la force axiale sont supposées paraboliques (Reddy A. S., Valsangkar, A. J., 1970) [5]

Dans le cadre de l'influence du frottement latéral sur la force critique, les deux chercheurs Reddy et Valsangkar (1970) ont étudié l'effet du frottement latéral sur la détermination de la force critique de flambement des pieux dans un sol élastique, non seulement pour un coefficient de réaction constant, mais aussi pour une variation linéaire du coefficient de réaction du sol.

Reddy et Valsangkar (1970) ont montré que la prise en compte du frottement latéral peut augmenter considérablement la force critique de flambement. L'augmentation de la force critique due à une distribution parabolique de l'effort normal est plus petite que celle due à une distribution linéaire. Les deux chercheurs ont montré aussi que l'effet du frottement latéral sur la force critique dépend des conditions aux limites en tête (effet maximal si la tête est encadrée) (Reddy A. S., Valsangkar, A. J., 1970), (Poulos H. G, Davis E. H., 1980) ... etc [5,47,49,80].

Desai et Naik (1974), ont également étudié l'effet du frottement latéral sur la force critique de flambement d'un pieu chargé axialement dans un sol cohésif, ils sont arrivés à la conclusion que la prise en compte du frottement latéral dans l'analyse fait augmenter la charge critique de flambement du pieu. En 1979, Al-Kazzaz a présenté un tableau de la fonction de stabilité modifiée pour les pieux soumis à des charges axiales variant linéairement, enfoncés dans un sol élastique de rigidité constante. Les applications numériques ont été réalisées pour estimer les charges critiques élastiques avec une méthode de calcul manuelle en fonction des tableaux des fonctions de stabilité modifiées. Bowles (1988) a développé une procédure qui a été présentée par Wang (1967) pour le flambement des poteaux. Il a présenté un programme informatique qui peut être utilisé pour obtenir la charge critique de flambement des pieux entièrement ou partiellement enterrés. L'effet du frottement latéral sur la charge critique de flambement a également été pris en compte dans le programme (Al-obaydi A., 1991) [90].

## IV.10 Conclusion

Le problème de la stabilité du pieux se fonde sur des hypothèses très fondamentales qui ne correspondent pas à la réalité, en particulier en ce qui concerne le comportement du sol et le problème de l'interaction sol-pieux. De fait, le comportement du sol est présumé être élastique linéaire et le frottement latéral est souvent ignoré.

Pour étudier le problème de la stabilité du pieux, deux approches sont utilisées : la méthode du module de réaction de Winkler, et la méthode du continuum élastique. Une comparaison entre les résultats des deux méthodes montre qu'il y a bien une bonne adéquation entre les deux résultats dans le cas des pieux souples. Par contre, en ce qui concerne les pieux rigides, la méthode du module de réaction donne des forces critiques supérieures à celles obtenues par la méthode du continuum élastique. En effet, ces deux méthodes montrent que la force critique de flambement dépend de la rigidité à la flexion du pieux, de sa longueur, des conditions aux limites, et du module de réaction du sol. La force critique de flambement augmente lorsque ces derniers augmentent.

Pour la détermination de la force critique de flambement, on utilise généralement des solutions analytiques basées sur le processus du module de réaction. Elles sont généralement fournies sous forme d'abaques, en fonction des paramètres adimensionnels, en raison de la complexité des fonctions mathématiques représentant la force critique.

De ce qui précède, il est clair qu'il y a peu d'informations disponibles dans la littérature permettant à l'ingénieur des fondations d'estimer la charge critique de flambement des pieux dans différentes conditions d'extrémité et différents types de charge. Les travaux présentés dans cette thèse visaient à clarifier et à éclairer le comportement des pieux entièrement et partiellement encastrés soumis à une charge axiale. L'auteur a estimé que d'autres travaux sont encore nécessaires pour étudier la réduction de la capacité des pieux due au flambement.

Les recherches menées dans ce chapitre ont permis d'établir que le flambement est une défaillance désastreuse qui ne donne aucun signe d'avertissement. Cette question peut être analysée à l'aide de différentes méthodes, dont la méthode de Davisson, la méthode des différences finies et les méthodes des éléments finis, qui sont maintenant disponibles dans différents logiciels informatiques.

**CHAPITRE V :**  
**PRESENTATION DU CODE DE**  
**CALCUL ABAQUS**

## V.1 Introduction

La conception et le développement traditionnel passent par des phases de tests physiques et des boucles d'essais-erreurs pour parvenir à un produit satisfaisant. L'expérience peut aider, mais elle peut aussi donner de mauvaises intuitions quand le design ou les chargements sont complexes, la simulation numérique est la seule capable de répondre, elle permet aujourd'hui de réduire ces tests onéreux et chronophages au minimum en représentant de phénomènes physiques complexes et de simuler de manière virtuelle un produit dans son environnement final. L'avenir est à l'outil numérique et à la réalité virtuelle, en termes de recherche privée ou publique, la simulation et l'analyse numérique se sont développées ces dernières années, ce qui améliore la productivité des fabricants et la vie de tous les consommateurs (Edouard F., 2017), (Denis A., 2008) [91,92].

Dans le but de rendre la simulation numérique très efficace et de pouvoir prédire correctement le comportement de nos conceptions, la simulation a besoin d'être réaliste. La difficulté de créer une simulation pratique réside dans la confrontation avec la complexité du monde réel. En effet, si nous regardons notre monde, nous savons qu'il est non linéaire et multiphysique. Pour les projets géotechniques, l'analyse numérique est possible grâce à plusieurs codes d'éléments finis (Ansys, Plaxis, Abaqus, etc.) mais sous réserve d'un modèle approprié, la simulation numérique permet de prévoir le comportement de la nouvelle conception. Toutefois tous les logiciels ne sont pas équivalents, Abaqus se distingue par sa capacité à résoudre des problèmes de manière réaliste, notamment le traitement des contacts, la simulation de divers comportements de matériaux géotechniques et la capacité à traiter des problèmes de la statique à la dynamique rapide grâce à des méthodes adaptées et incluses dans la solution (Edouard F., 2017) [91].

## V.2 Principe de la méthode des éléments finis

En présence de chargements complexes ou de problèmes d'interaction intégrant un comportement non linéaire du matériau tel que la plasticité, il peut être approprié d'utiliser la méthode des éléments finis. En effet, la méthode des éléments finis (MEF) est particulièrement adaptée pour résoudre des problèmes de grande complexité comme ceux rencontrés en géotechnique où les géométries peuvent fréquemment poser des problèmes aux méthodes de calcul traditionnelles. La méthode des éléments finis est assez simple par rapport aux méthodes



analytiques, Le principe de base de la méthode des éléments finis est de diviser le système physique (air, eau, terre, métaux ...) en parties plus simples, appelées éléments, Pour chaque élément, des équations partielles sont estimées. En plus de la division en éléments, les conditions aux limites et initiales du problème posé à l'origine sont appliquées au modèle d'éléments finis et seront ensuite assemblées en termes mathématiques. Cette approche présente plusieurs avantages, y compris la simplification des géométries complexes, la présentation d'un point de vue exact sur le matériau et la possibilité de suivre les effets locaux. En effet, La méthode des éléments finis couvre un large éventail de projets d'ingénierie, notamment : le génie civil, l'analyse structurelle, l'écoulement des fluides, le transfert de chaleur, les champs électromagnétiques, la mécanique des sols, l'acoustique et la biomécanique.

La MEF est très avantageuse pour étudier les problèmes d'interaction sol-structure aussi bien que ceux nécessitant des analyses couplées, leur intérêt est de pouvoir introduire le comportement non-linéaire du sol, ainsi que l'interface sol-pieu. De nombreux logiciels commerciaux qui conviennent aux problèmes de contact permettent de traiter ce comportement non-linéaire, comme Abaqus, Plaxis, Radioss, Ansys, etc. Dans la plupart des cas, les modélisations en 2D (déformation plane et axisymétrique) pour des pieux sont effectuées, par contre les modélisations tridimensionnelles sont plus rares. En ce qui concerne la présente étude, le code commercial Abaqus/Standard a été sélectionné, car des commandes sont intégrées spécifiquement pour simuler le comportement du sol. Cette section est donc consacrée aux principales caractéristiques du logiciel Abaqus, qui ont un intérêt en géotechnique. La bibliothèque de ce code possède un répertoire intéressant au niveau des types d'éléments (unidimensionnel, bidimensionnel en condition d'élasticité plane ou de contrainte plane, en condition axisymétrique ainsi que des analyses tridimensionnelles et couplées). De plus, il y a plusieurs modélisations numériques adaptés aux problèmes spécifiques des pieux sous chargement axial ont été réalisés avec succès en utilisant ce code (Ngoc-Thanh N., 2008), (Antaluca E., 2005), (Jérôme S., 2016), (Peng H., 2006), (Isabelle F., 2000) [18,93,94,96,101].

### **V.3 Présentation du code de calcul Abaqus**

#### **V.3.1 Définition du code de calcul par éléments finis Abaqus**

Abaqus est un code de calcul par la méthode des éléments finis (MEF) créé en 1978 par Hibbit, Karlsson et Sorensen (HKS). Il possède une capacité quasi infinie en termes de matériaux. Ce logiciel permet principalement de mettre en place des comportements de matériaux très compliqués et personnalisés allant jusqu'à la définition de critères de rupture. De plus, Abaqus

est un outil très puissant. Il est donc le leader du marché sur les problématiques non-linéaires et tout particulièrement sur le contact. La résolution des contacts est en effet très fiable, que ce soit sur les définitions de contacts localisés ou sur la définition d'un contact généralisé. En outre, Abaqus permet de prendre en considération des comportements de contact très complexes qui tiennent compte des grandes rotations et le frottement. Ce logiciel se caractérise par une interface graphique Abaqus/CAE\* facile à apprendre avec une infrastructure Object-Action et des menus personnalisables. Mais le point essentiel de cet outil, ce sont ses solveurs. En effet, ils permettent à l'utilisateur d'accéder à une large gamme de procédures linéaires et non linéaires, statiques et dynamiques, implicite ou explicite (Edouard F., 2017), (Mickaël A., 2019) [91,95].

### V.3.2 Caractéristiques du code de calcul Abaqus

Bref aperçu des différentes possibilités d'Abaqus (Mickaël A., 2019), (Simulia Corp, 2011) ...etc [95,97-99] :

- a) Analyses.
- b) Éléments.
- c) Non-linéarités.

#### V.3.2.1 Types analyse

Domaine physique :

- a) Mécanique.
- b) Thermique.
- c) Électrique (piézo et thermique).
- d) Problèmes couplés.

Problèmes :

- a) Statique et dynamique
- b) Linéaires et non linéaires
- c) Dynamique des corps rigides.

#### V.3.2.2 Les éléments utilisés par Abaqus

Grâce à Abaqus, l'utilisateur dispose en effet d'un très large choix d'éléments (figure V.1) à user tels que, les éléments unidimensionnels, bidimensionnels et tridimensionnels plus les éléments axisymétriques et d'autre éléments spécifiques comme les ressorts et les amortisseurs. Abaqus offre en plus les possibilités de programmer de nouveaux éléments (en Fortran, sur Abaqus/Standard).

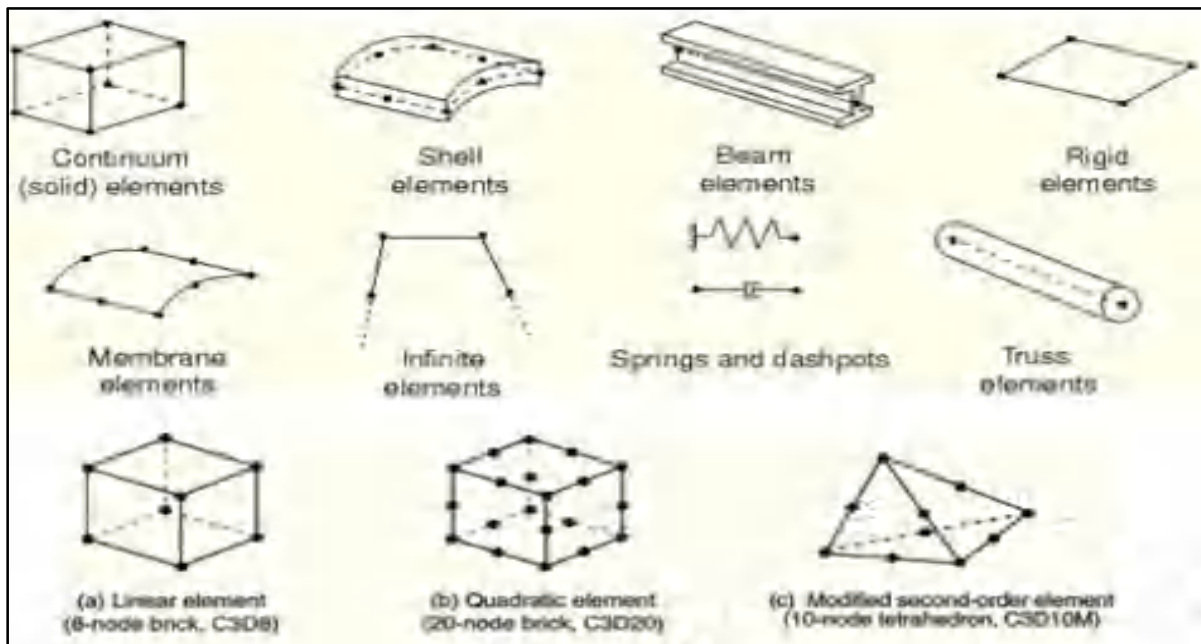


Figure V.1 Eléments utilisés dans la simulation par le code de calcul Abaqus [95]

### V.3.2.3 Non-linéarités

Types de non-linéarités :

a) Non-linéarités matérielles :

- Hyper-élasticité.
- Plasticité.
- Visco-plasticité.
- Endommagement.

Avec la Possibilité de programmer de nouvelles lois de comportement (en FORTRAN).

b) Non-linéarités géométriques :

- Grandes déformations
- Grands déplacements
- Grandes rotations
- Instabilités (bifurcations, points-limites)

c) Non-linéarités de contact :

- Grandes déplacements
- Contact 2D et 3D
- Rigide/Rigide, Rigide/Déformable, Déformable/Déformable
- Lois de frottement diverses et complexes

Avec la Possibilité de programmer de nouvelles lois d'interaction (en FORTRAN)

### V.3.3 Système d'unités

Comme dans beaucoup de logiciels, il n'y a pas de système d'unités fixé. Chaque utilisateur doit définir son propre système (tableau V.1).

**TABLEAU V.1** – Les unités utilisées dans le code de calcul Abaqus (Penazzi L., 1999) [98]

Masse	Longueur	Temps	Force	Pression	Energie
M	L	T	$MLT^{-2}$	$ML^{-1}T^{-2}$	$ML^2T^{-2}$
kg	m	s	N	Pa	J
g	mm	ms	N	MPa	mJ
Tonne	mm	s	N	MPa	mJ

### V.3.4 Phases de mises en données

Pour les applications courantes, on peut distinguer 4 phases dans la mise en données :

Phase 1 : Génération du maillage (nœuds, éléments)

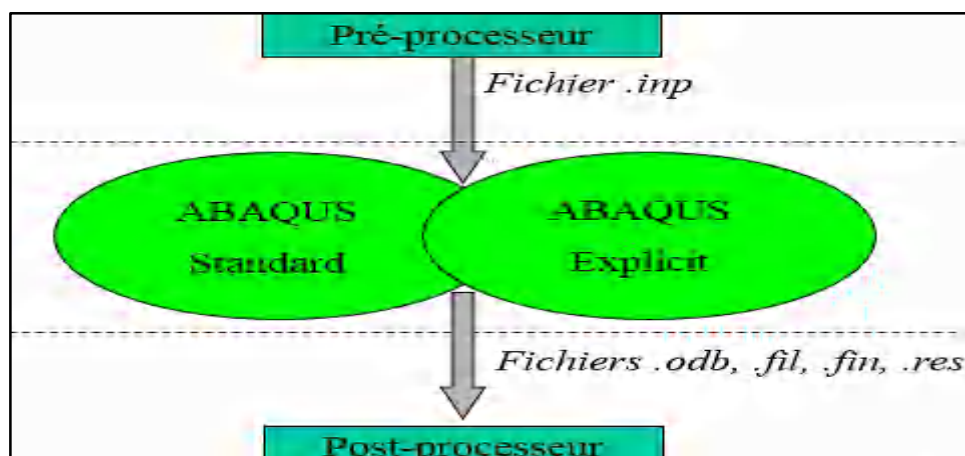
Phase 2 : Propriétés des matériaux (mécanique, physique, thermique)

Phase 3 : Conditions aux limites

Phase 4 : Etape de calcul (chargement, définition des résultats)

### V.3.5 Structure et fonctionnement du code de calcul Abaqus

Abaqus est basé sur une formulation Lagrangienne des équations de mouvement. Cela permet de traiter les différentes problématiques dans plusieurs domaines (mécanique, thermique, électrique...). En effet, un très grand choix d'éléments (plus de 100) en 2D ou 3D est proposé dans le code pour des analyses statiques, dynamiques, linéaires et non-linéaires (Mickaël A., 2019), (Peng, H., 2006) [95,96]. La figure suivante montre la structure de l'analyse Abaqus :



**Figure V.2** Structure d'une analyse Abaqus [95,96]

Le préprocesseur lit le fichier d'entrée qui décrit la géométrie du modèle, sa discrétisation, les conditions aux limites, les chargements appliqués et les résultats demandés. Ensuite, Abaqus

exécute le calcul, le post-processeur se charge de récupérer les résultats et permet aux utilisateurs d'accéder aux résultats et de les exploiter. Les résultats sont visualisés à l'aide de l'interface graphique du logiciel de calcul. Le phénomène peut alors être observé à chaque incrément. Plusieurs paramètres peuvent être affichés en fonction du post-traitement voulu : énergies, efforts résultants, déplacements, contraintes, déformations (Peng, H., 2006) [96].

Abaqus 6.14, c'est la version que nous avons utilisée, est un outil puissant et flexible. Il est capable de traiter de manière fiable et robuste des problèmes complexes de génie civil en étant réaliste grâce à la prise en compte de non linéarités très fortes. Concrètement, avec Abaqus, vous serez en mesure de :

- Créer / Importer votre propre géométrie.
- Nettoyer et préparer votre géométrie pour la simulation.
- Mailler vos géométries ou importer des maillages.
- Mettre en données votre modèle : Matériaux, Chargements, Conditions limites, Contact et connections.
- Gérer la parallélisation, la reprise de calcul.
- Importer des résultats et changer de méthode de calcul.
- Faire appel à des sous-routines utilisateurs et du scripting.
- Visualiser vos résultats et les exporter.

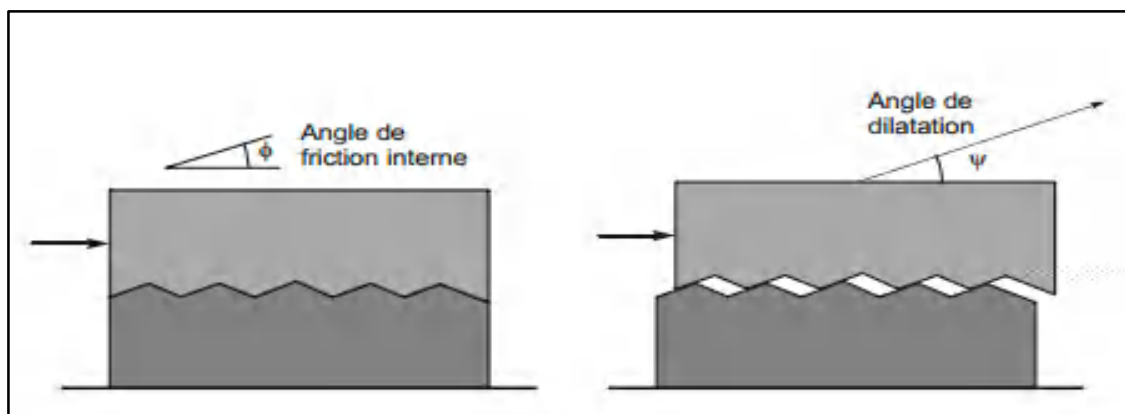
## V.4 Lois constitutives

### V.4.1 Modélisation des matériaux granulaires (Sols)

La modélisation par éléments finis consiste à utiliser une ou plusieurs lois constitutives. Ces lois doivent être capables de simuler le comportement des matériaux à modéliser. Elles doivent ensuite être évaluées et validées selon le comportement réel des matériaux. Le comportement réel est souvent obtenu à partir d'expériences expérimentales. En effet, il existe plusieurs lois constitutives dans la littérature qui sont capables de modéliser le comportement du sol. Chaque loi comporte ses avantages et faiblesses (Massicotte B., Yildiz E., Conciatori D., 2015) [102].

Depuis les années cinquante, la notion de contrainte effective proposée par Terzaghi et le critère de Mohr-Coulomb ont permis de définir le comportement des sols. En général, le comportement des sols est décrit par des lois élastiques linéaires ce qui, pour un grand nombre de matériaux, est vérifié expérimentalement. Toutefois ce comportement élastique n'est vérifié que dans certaines limites de contraintes et de déformations, au-delà de ces limites, le matériau perd cette

propriété. Il convient donc de vérifier si les résultats d'un calcul réalisé avec un modèle d'élasticité linéaire correspondent à un état contraintes-déformations inclus dans ce domaine élastique. En effet, pour certaines constructions, il est parfaitement admissible de dépasser la limite élastique, on demande seulement de ne pas aller jusqu'à la rupture. Au-delà des limites élastiques, la plasticité des matériaux doit être prise en compte. Une loi élasto-plastique parfaite présente un comportement linéaire élastique jusqu'à la rupture. La rupture est obtenue quand la contrainte atteint la valeur limite identifiée par une ligne ou courbe de rupture, dans le cas d'une loi bidimensionnelle, ou la surface (ou enveloppe) de rupture dans le cas d'une loi tridimensionnelle. Une fois que le domaine de la plastification est atteint, le comportement est défini par la loi d'écoulement. Le choix d'une loi d'écoulement dépend des propriétés de dilatation du sol. Un matériau qui dilate durant la plastification subit un changement de volume. Les sols font parties des matériaux qui se dilatent. La dilatation est causée par le frottement entre les grains. La figure IV.3 présente le comportement de dilatation des sols. Il convient de noter que l'angle de frottement interne  $\phi$  et l'angle de dilatation  $\psi$  sont deux paramètres différents (Peng, H., 2006), (Massicotte B., Yildiz E., Conciatori D., 2015) [96,102].



**Figure V.3** La dilatation du sol. [102]

Ce qui suit sont les principaux modèles élasto-plastiques utilisés pour les matériaux de génie civil :

- Modèle de Von Mises
- Modèle de Tresca
- Modèle de Drucker-Prager
- Modèle de Mohr-Coulomb
- Modèle de Duncan-Chang

- Modèle de Cam-Clay

Pour les besoins de cette thèse, seules les lois présentes dans le programme Abaqus et applicables à l'objet de cette analyse sont prises en compte.

#### V.4.1.1 Loi de Mohr-Coulomb (MC)

Une loi élastique linéaire-parfaitement plastique avec une surface de Mohr-Coulomb est utilisée. La loi de Mohr-Coulomb est à la base des méthodes de conception fréquemment utilisées pour les sols. Selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb, la rupture dépend de la contrainte de cisaillement maximale et que cette dernière dépend linéairement de la contrainte normale sur le même plan. En conséquence, la ligne de rupture est obtenue par l'équation suivante :  $\tau = c - \sigma \tan \phi$  (V-1)

Il faut noter que, contrairement à la convention adoptée habituellement en mécanique de sol,  $\sigma$  est considérée comme négative pour la compression dans Abaqus (Peng, H., 2006), (Massicotte B., Yildiz E., Conciatori D., 2015) [96,102]. Dans l'équation IV-1, la contrainte de cisaillement,  $\tau$ , est calculée en fonction de la cohésion,  $c$ , de la contrainte normale,  $\sigma$  et de l'angle de frottement interne du matériau  $\phi$ . La figure V.4 montre la ligne de rupture obtenue par l'équation V-1.

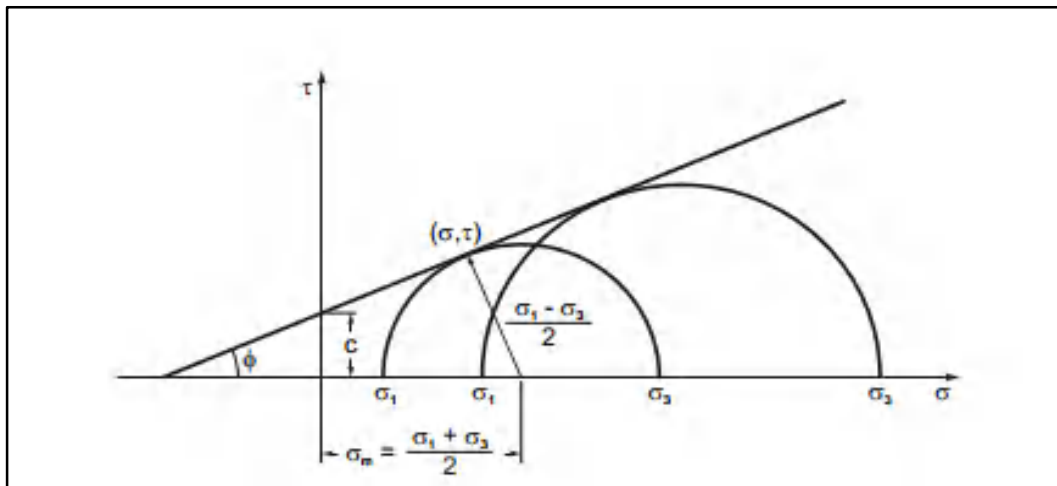


Figure V.4 Critère de Mohr-Coulomb. [96]

De la figure V.4, il convient de rappeler que la rupture selon cette loi est indépendante de la contrainte principale intermédiaire ( $\sigma_2$ ). Elle ne dépend que des contraintes principales maximales et minimales. Le comportement des sols, cependant, est soumis à la contrainte principale intermédiaire. L'utilisation de la loi de Mohr-Coulomb est néanmoins suffisante pour la majorité des applications de génie civil. En effet, la loi de Mohr-Coulomb est adaptée à la

modélisation de matériaux granulaires sous des charges monotones. Il est important de souligner qu'avec le code de calcul Abaqus (Simulia Corp, 2011), (Massicotte B., Yildiz E., Conciatori D., 2015) [97,102] :

- La loi est indépendante du niveau de déformation.
- Le comportement linéaire est suivi par un comportement plastique non recouvrable.
- La plastification dépend de la pression hydrostatique.
- La résistance augmente avec l'augmentation de la pression.
- Le modèle inclut le raidissement/adoucissement isotrope.
- Le comportement inélastique est accompagné par un changement de volume.
- Les propriétés peuvent être dépendantes de la température.

Il est à noter que, pour la calibration de la loi de Mohr-Coulomb il faut obtenir des paramètres de cohésion,  $c$  et l'angle de frottement interne,  $\phi$ . Ces derniers sont obtenus à partir de plusieurs essais triaxiaux. Ensuite, l'angle de dilatation,  $\psi$ , doit être calibré selon les observations durant les essais.

#### **V.4.2 Modélisation du pieu**

##### **V.4.2.1 Loi élastique-linéaire**

Le pieu est considéré avoir un comportement élastique linéaire, les paramètres nécessaires pour ce modèle sont le module d'élasticité et le coefficient de Poisson.

### **V.5 Présentation succincte de l'analyse du contact d'Abaqus**

#### **V.5.1 État de la question**

Plusieurs problèmes d'ingénierie portent sur le contact entre deux ou plusieurs composants, dans le cadre de l'étude des problèmes géotechniques, l'interaction sol-structure représente un vaste sujet faisant l'objet d'une préoccupation croissante en raison des difficultés rencontrées par les ingénieurs et de la disponibilité d'outils d'analyse puissants.

Le terme "interaction sol-structure" est utilisé aujourd'hui pour décrire les conditions dans lesquelles le comportement d'une structure ne peut être mesuré avec précision sans tenir compte le comportement du sol en contact et son interface. Dans la perspective de la structure, l'objet d'une étude qui prend en compte l'interaction sol-structure est de déterminer l'effet de l'action du sol sur la structure, autrement dit, principalement les pressions de contact, en fonction de la déformation de la structure (Massicotte B., Yildiz E., Conciatori D., 2015) [102]. Dans les problèmes d'interaction en géotechnique, une force normale aux surfaces de contact agit sur les deux corps lorsqu'ils se touchent. S'il y a un frottement entre les surfaces, des forces de



cisaillement peuvent être créées qui résistent au mouvement tangentiel (glissement) des corps. Une analyse structurelle couplée sol-structure permet donc de garantir cette compatibilité si les hypothèses admises sur le comportement de chaque matériau sont représentatives. En effet, l'objectif principale des simulations de contact est d'identifier les zones des surfaces qui sont en contact et de calculer les pressions de contact générées. Une approche réussie de ces problèmes d'interaction entre solides consiste à utiliser une méthode de résolution efficace.

Il est important de noter que dans l'analyse par éléments finis, les conditions de contact représentent une classe spéciale de contraintes discontinues, qui permettent de transmettre des forces d'une partie du modèle à une autre. La contrainte est discontinue parce qu'elle n'est appliquée que lorsque les deux surfaces sont en contact. Lorsque les deux surfaces se séparent, aucune contrainte n'est appliquée. L'analyse doit pouvoir détecter quand deux surfaces sont en contact et appliquer les contraintes de contact en conséquence. De la même manière, l'analyse doit pouvoir détecter quand deux surfaces se séparent et supprimer les contraintes de contact, la discontinuité entre les matériaux en contact n'est pas convenablement représentée dans la méthode des éléments finis. A cet effet, de nombreuses méthodes ont été proposées pour modéliser le comportement des discontinuités au niveau des interfaces entre deux matériaux. Elles peuvent être classées en deux approches (Peng, H., 2006) [96].

- L'approche de rigidité (pénalité),
- L'approche hybride en contraintes

Numériquement, pour traiter le problème de contact, Abaqus utilise en général la méthode des multiplicateurs de Lagrange, en ce qui suit sont les approches proposées par le code du calcul Abaqus.

## V.6 les capacités de contact à Abaqus

Le code du calcul Abaqus se compose de deux schémas d'analyse différents qui sont appelés Standard et Explicite. Chaque schéma d'analyse se caractérise par des algorithmes de contact différents, et les schémas de calcul de glissement sont divisés en grand glissement "*finite-sliding*" et petit glissement "*small-sliding*" en fonction de la distance de glissement relative de deux corps de contact. Les algorithmes catégorisés sont représentés dans la figure V.5. Les méthodes standard et explicite sont développées en utilisant respectivement la différenciation finie implicite et explicite. Pour la plupart des cas, les caractéristiques du problème traité permettent de déterminer clairement la méthode. Par exemple, un problème de faible non-linéarité peut être résolu facilement en utilisant la méthode standard ; par contre, un problème

de propagation d'ondes convient mieux à la méthode explicite. Toutefois, les deux méthodes peuvent bien traiter certains problèmes statiques ou quasi-statiques. En effet, pour ces problèmes, la méthode standard est généralement utilisée, mais en cas de contact complexe ou de propriétés de matériaux très non linéaires, la convergence peut être difficile à atteindre et la méthode explicite sera la mesure la plus efficace pour les simuler.

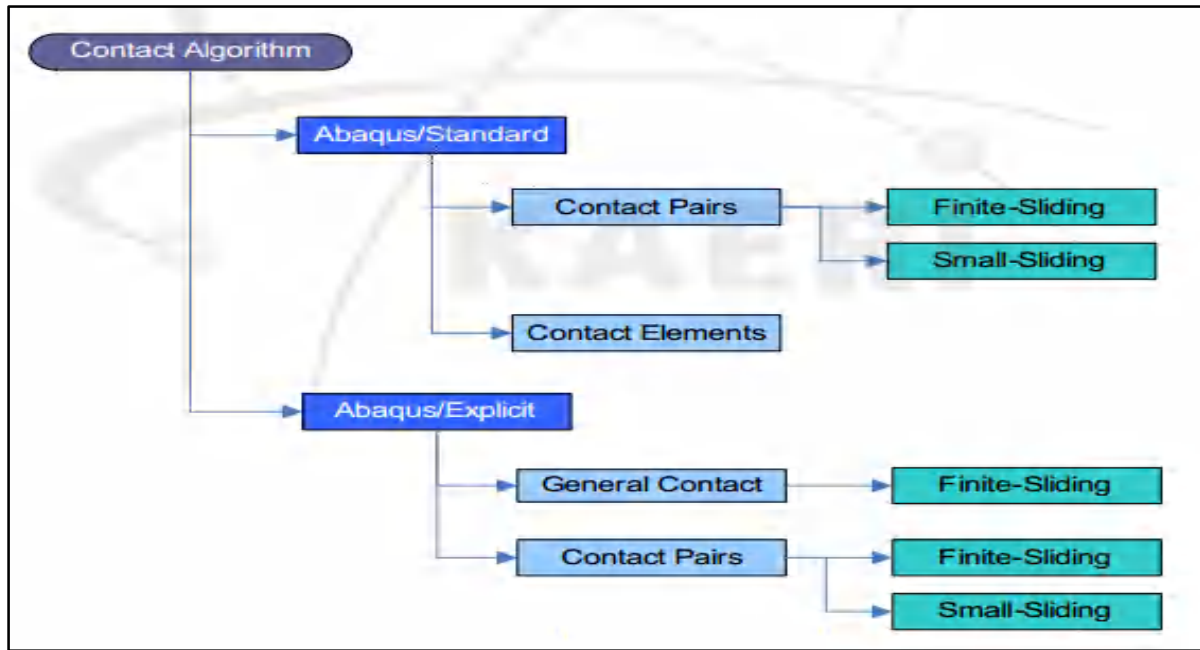


Figure V.5 Algorithme de contact Abaqus [103]

Abaqus propose plus d'une approche pour définir le contact. Abaqus/Standard comprend les approches suivantes pour définir le contact :

- Contact général "*general contact*".
- Les paires de contact "*contact pairs*".
- Les éléments de contact "*contact elements*".

Abaqus/Explicit comprend les approches suivantes pour définir le contact :

- Contact général "*general contact*".
- Paires de contact "*contact pairs*".

Chaque approche présente des avantages et des limites relativement uniques.

### V.6.1 Approche Contact général

Il est à noter qu'Abaqus/Standard et Abaqus/Explicit utilisent tous deux la fonction Contact général et/ou Paires de contacts pour définir le contact. Les deux sont des formes d'interactions dans Abaqus/CAE. Le contact général d'Abaqus n'était pas toujours disponible dans les solveurs Standard et Explicite. Ils étaient initialement disponibles dans Abaqus/Explicite puis introduits

dans Abaqus/Standard à partir de la version 6.8 en novembre 2008. C'est un moyen très rapide et facile de créer des interactions entre les composants, et son avantage est qu'il peut être utilisé avec des paires de contacts, ce qui nous permet de déterminer ce qui est approprié à tel ou tel endroit dans notre analyse. Dans Abaqus/Standard, le contact général ne peut être appliqué qu'à l'étape initiale, alors que dans Abaqus/Explicit, il peut être appliqué à n'importe quelle étape. Le contact général peut également être utilisé de manière très efficace pour permettre à Abaqus de trouver et de déterminer où les contacts ont lieu.

Il peut être utilisé avec des corps rigides et déformables et a pour but de faciliter le travail avec des modèles à contacts multiples. Cependant, cela peut augmenter le temps d'analyse en raison de la définition de plus grandes zones de contact, il n'est donc pas recommandé pour les modèles complexes. Bien que le contact général (figure V.6) suppose que tout peut entrer en contact avec tout autre élément du modèle, les paires de surfaces peuvent être incluses ou ignorées pour aider à réduire le temps de calcul.

L'approche contact général est un moyen plus polyvalent pour traiter les contacts puisque le contact entre les régions des corps déconnectées peut être décrit avec une seule interaction. C'est le type de contact recommandé, par SIMULIA lui-même, pour la majorité des simulations.



Figure V.6 Approche contact général à Abaqus [97]

### V.6.2 Approche les Paires de contact

Approche paire de contact (figure V.7) nécessite une définition plus rigoureuse des surfaces de contact ainsi que de nombreuses restrictions sur les types de surfaces concernées. Abaqus utilise la définition de "*master-slave*" pour décrire l'interface de contact lorsque la solution "*Contact Pair*" est envisagée. Celle-ci consiste à associer deux surface potentiellement en contact, de manière à empêcher l'une des deux surfaces de pénétrer dans l'autre. On désigne l'une des surfaces comme la surface "esclave" et l'autre comme la surface "maîtresse". Tandis que les nœuds de la surface "esclave" sont contraints de ne pas pénétrer la surface "maîtresse". Par contre, les nœuds de la surface "maîtresse" peuvent, en quelque sorte, pénétrer la surface "esclave". Pour chaque nœud de la surface "esclave", Abaqus recherche le point le plus proche de la surface "maîtresse" où la normale à cette surface maîtresse passe par le nœud "esclave".

La surface "maîtresse" est généralement considérée comme la surface de la substance la plus rigide si les matériaux sont différents ou la surface du corps qui a le maillage le plus fin si les matériaux sont identiques. Dans le cas de corps rigides, la surface rigide reste la surface "maîtresse" (Hammadi A., 2001) [104].

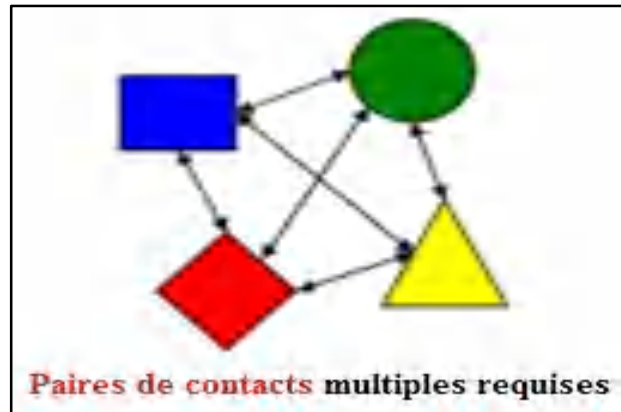


Figure V.7 Approche paires de contact à Abaqus [97]

### V.6.2.1 Sélection de surfaces maîtresse et esclave

Avec le logiciel Abaqus, l'utilisateur doit définir une surface maîtresse et une surface esclave pour chaque paire de contacts (figure V.8). En général, ce qui fait la différence entre une surface maîtresse et une surface esclave est le suivant :

- Les nœuds de la surface esclave ne peuvent pas pénétrer la surface maîtresse.
- Les surfaces rigides doivent toujours être des surfaces maîtresses.
- Généralement, si une petite surface est en contact avec une grande surface, il est préférable de choisir la petite surface comme surface esclave.
- Pour une même densité de maillage, la surface esclave doit être choisie de telle sorte de présenter une rigidité moindre.
- Le choix de la surface maîtresse et esclave doit tenir compte de la rigidité de la structure et pas seulement du matériau. Par exemple, une fine feuille métallique peut être moins rigide qu'un gros bloc de caoutchouc même si l'acier a un module plus important que le caoutchouc.
- Une surface basée sur des nœuds ne peut agir que comme une surface esclave et utilise toujours un contact nœud-surface.
- Les deux surfaces d'une paire de contacts ne peuvent pas être des surfaces rigides à l'exception des surfaces déformables définies comme rigides.
- Si la rigidité et la densité de maillage sont les mêmes sur les deux surfaces, le choix optimal n'est pas toujours évident.

Bien que situées au-dessus, les surfaces déformables doivent être maillées suffisamment fines pour pouvoir interagir avec toutes les caractéristiques des surfaces rigides. Dans le domaine

"*general contact*", les rôles de maître et d'esclave sont automatiquement assignés aux surfaces, bien qu'il soit possible de remplacer ces affectations par défaut.

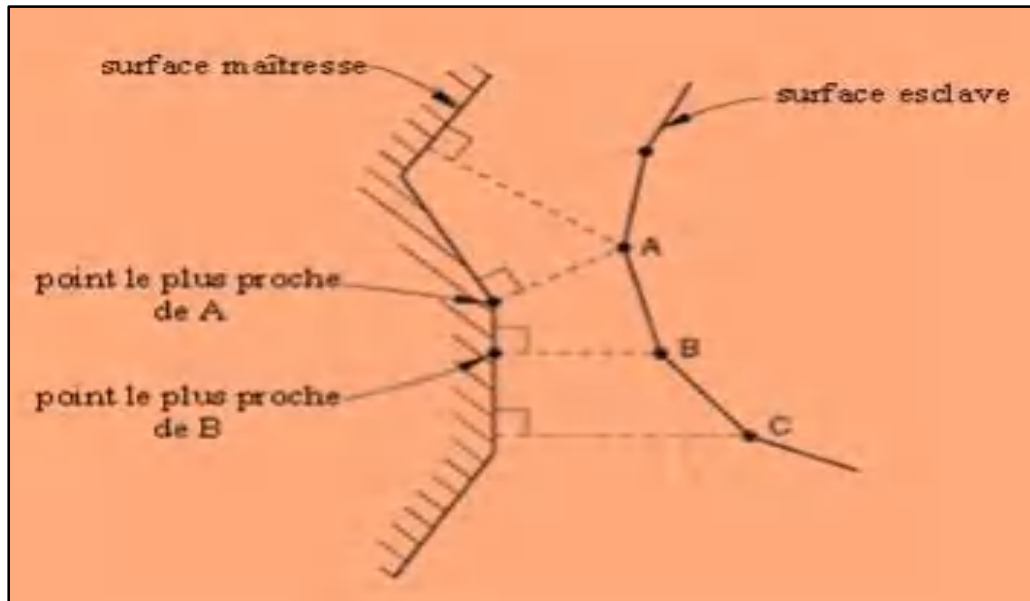


Figure V.8 Définition de la surface maîtresse et la surface esclave [96]

### V.6.2.2 Représentation des surfaces de contact

Dans le cadre de l'analyse du contact entre corps déformables et pour représenter de manière adéquate les surfaces de contact, trois approches sont possibles dans Abaqus (Hammadi A., 2001) [104] :

- Définir les surfaces analytiquement, en termes géométriques en 2D ou 3D.
- Mailler la surface d'un corps à l'aide d'éléments rigides.
- Ecrire un sous-programme utilisateur (RSURF) pour définir la surface.

### V.6.3 Approche éléments de contact

Abaqus fournit une bibliothèque d'éléments de contact qui peuvent être utilisés pour modéliser certaines classes de problèmes, tels que l'interaction de contact entre deux pipelines ou tubes modélisés avec des éléments de tuyaux, de poutres ou de fermes où un tuyau se trouve à l'intérieur de l'autre, Le contact entre deux nœuds le long d'une direction fixe dans l'espace, Les analyse de transfert de chaleur où le flux de chaleur est unidimensionnel. Les étapes nécessaires pour définir une simulation de contact à l'aide d'éléments de contact sont semblables à celles nécessaires pour définir une simulation de contact basée sur la surface :

- Créer les éléments de contact ou les lignes de glissement.
- Assigner des propriétés de section d'élément aux éléments de contact.

- Associer des ensembles d'éléments de contact aux lignes de glissement, si nécessaire.
- Définir les modèles de propriétés de contact pour les éléments de contact.

#### V.6.4 Interactions de contact

Pour les paires de contacts et le contact général, les interactions de contact peuvent être des paires de surfaces et/ou au moins une surface en contact avec elle-même. En utilisant l'approche du contact général, il est possible de définir une seule surface auto-contactante pour tous les corps impliqués dans le contact, et cela permet de définir le contact de manière simple et puissante.

#### V.6.5 Formulation de contact

Abaqus met à notre disposition plusieurs formules de contact. Chaque formulation de contact est automatiquement sélectionnée (ou peut être modifié par l'utilisateur) en fonction de :

- Choix de la discrétisation des contacts : discrétisation des contacts entre le nœud et la surface et discrétisation des contacts entre la surface et la surface.
- L'approche suivie : elle a un impact considérable sur la manière dont les surfaces de contact interagissent et sont choisies :
  - Grand glissement (déplacement) "*finite-sliding*".
  - Petit glissement (déplacement) "*small-sliding*".
- Attribution des rôles de maître et d'esclave aux surfaces de contact.

Dans le cas d'Abaqus/Standard, l'algorithme "*general contact*" utilise par défaut une formulation de contact surface-surface avec grand glissement (déplacement) "*finite-sliding*".

##### V.6.5.1 Les différentes options de contact "*finite-sliding*" et "*small-sliding*"

Avec l'approche "*contact pair*", deux formulations sont disponibles pour modéliser l'interaction au niveau de l'interface de contact. La première formulation est celle du "*small-sliding*", où les deux surfaces peuvent effectuer des rotations et des petits glissements (déplacements) l'une par rapport à l'autre. Un nœud esclave n'entre en contact qu'avec la même partie de la surface maîtresse locale pendant toute l'analyse, Cela signifie que les nœuds de la surface esclave interagissent toujours avec la même zone de la surface maîtresse. "*small-sliding*", le contact en petits déplacements est plus économique en temps de calcul que celui en grands déplacements. La deuxième option est la formulation "*finite-sliding*", à caractère plus général et qui utilisée par défaut. Avec cette formulation, les grands glissements, les grandes rotations et les grandes déformations de surface sont autorisés. Abaqus applique de façon automatique l'option "*finite-*

*sliding*" sur les surfaces maîtresses afin d'éviter les problèmes de convergence. Il est évident dans ce cas que le temps de calcul est plus élevé, notamment pour l'analyse en 3D (Hammadi A., 2001) [104].

#### V.6.5.2 Discrétisation des contacts

Abaqus/Standard utilise des contraintes conditionnelles pour imposer le contact entre des surfaces en interaction. L'emplacement et les conditions de ces contraintes peuvent varier selon le type de discrétisation du contact. Dans la discrétisation traditionnelle nœud-surface, chaque nœud esclave interagit avec un point de projection sur la surface maîtresse du côté opposé de l'interface de contact avec les caractéristiques suivantes :

- Les nœuds esclaves sont contraints de ne pas pénétrer la surface maîtresse.
- Les nœuds de la surface maîtresse peuvent, en principe, pénétrer dans la surface esclave
- La direction du contact est choisie en fonction de la normale de la surface maîtresse.
- La surface esclave peut être définie comme un groupe de nœuds.
- La discrétisation nœud-surface est disponible même si une surface basée sur un nœud n'est pas utilisée dans une définition de paires de contacts.

Il est à noter que la discrétisation par contact surface-surface prend en compte la forme des surfaces maître et esclave, ce qui donne des résultats plus fiables que la discrétisation nœud-surface. Dans la discrétisation surface-surface :

- Les conditions de contact sont appliquées aux régions proches des nœuds d'esclaves et non pas seulement aux nœuds d'esclaves individuels.
- Le sens du contact est basé sur une normale moyenne de la surface esclave dans la région qui entoure un nœud esclave
- Le calcul des régions moyennes est basé sur les nœuds esclaves, donc un nœud esclave est principalement considéré pour chaque restriction de communication, les nœuds esclaves voisins étant également pris en compte.

## V.7 Conclusion

Le chapitre V a mis en évidence que l'utilisation des éléments finis permet d'avoir une compréhension approfondie du comportement des sols. Il a été indiqué qu'il est également possible de modéliser des sols et des structures sans aucune restriction avec les équations données par les méthodes classiques. En effet, la méthode des éléments finis (MEF) est l'une

des techniques les plus efficaces pour la modélisation numérique. Une multitude de logiciels sont alors développés à travers le monde et plusieurs applications de génie civil sont conçues sur la base de cette méthode. Plaxis, SAP, Ansys, et Abaqus sont probablement les plus connus. Dans ce chapitre, nous avons donné un résumé de quelques caractéristiques utiles d'Abaqus qui sont rentables pour les projets de génie civil.

La modélisation numérique du contact est un sujet très stimulant et de nombreux travaux de recherche sont en cours dans ce domaine. Une modélisation adéquate des problèmes de contact nécessite une connaissance/expérience importante de la part du modélisateur. En effet, grâce à Abaqus, les problèmes de contact ne nécessitent qu'un minimum de travail de la part de l'utilisateur.



**CHAPITRE VI :**  
**MODELISATION NUMERIQUE 3D**  
**D'UN PIEU ISOLE SOUS CHARGES**  
**AXIALES**

## VI.1 Introduction

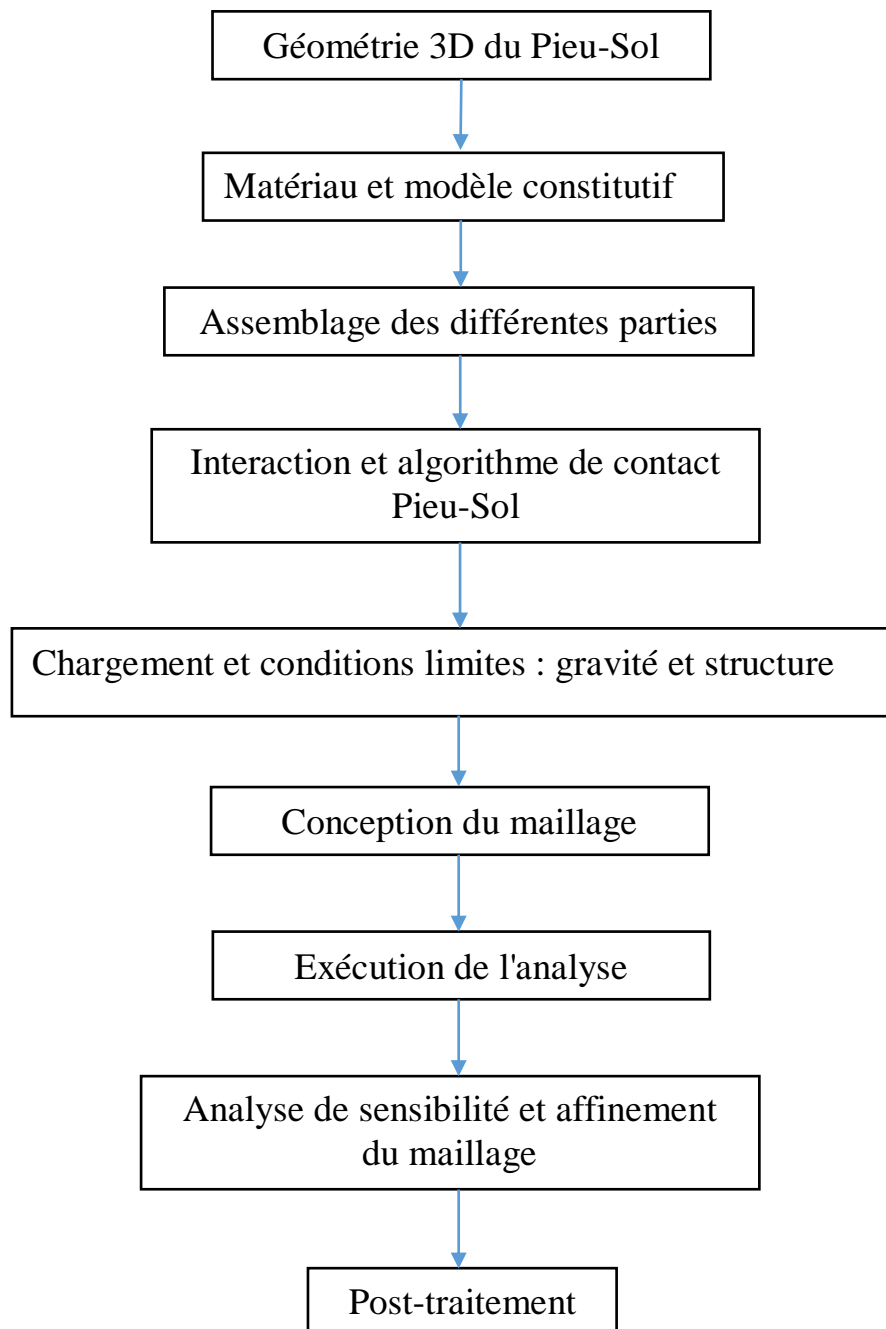
Le recours à la méthode des éléments finis est particulièrement efficace pour la modélisation de divers problèmes d'ingénierie. C'est une technique numérique qui permet sur la base d'un modèle discret, divisé en éléments, de trouver une approximation à des problèmes très complexes. La modélisation numérique représente un outil très puissant pour étudier l'interaction sol-structure, et plus particulièrement les études qui ne peuvent être réalisées à l'échelle réelle. En effet, elle offre plusieurs avantages par rapport aux autres méthodes, notamment la possibilité de modéliser différentes géométries de pieux et de sols avec des limites et des conditions de charge variées, la possibilité de trouver des solutions à n'importe quel point ou nœud du modèle et, surtout, la possibilité de tenir compte de la continuité du comportement du sol.

A l'issue du travail concernant la modélisation des fondations profondes et afin d'étudier le problème du flambement des pieux sous charges axiales, nous présentons dans ce chapitre, à l'aide du logiciel Abaqus, les modélisations tridimensionnelles des fondations profondes. Dans ce contexte, notre attention se porte sur le comportement d'un pieu isolé sous une charge axiale, et plus encore sur le développement d'un modèle de référence pour la mesure de la charge critique de flambement. Nous souhaitons déterminer s'il est possible de reproduire les résultats obtenus expérimentalement par un calcul éléments finis simple et à partir des données mises à la disposition de l'ingénieur. À cet effet, Abaqus est le programme que nous utiliserons ici, et le calcul sera effectuée sur un modèle 3D. Il s'agit de simuler le plus précisément possible un processus réel. Dans ce but, le modèle numérique doit prendre en compte la physique du problème et les paramètres mécaniques. L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence de certains paramètres (géométriques, mécaniques ou géotechniques) sur la valeur de la charge critique de flambement d'un pieu isolé chargé axialement et totalement fiché dans un sol homogène.

Un logiciel de modélisation numérique non linéaire utilisant Abaqus standard, développé par SIMULIA, sera implémenté dans cette étude. Abaqus standard est considéré comme l'un des outils les plus puissants dans l'analyse MEF. Il a une grande efficacité dans le développement de modèles, l'importation et l'exportation des données, la modélisation du contact entre corps, la facilité de partage des modèles, des données et des résultats.

Les étapes générales de l'analyse par éléments finis sont illustrées dans la figure VI.I. La géométrie 3D du pieu et du sol a été développée là où le pieu était défini par plusieurs parties. Les différentes parties sont nécessaires pour définir les algorithmes de contact. Ensuite, les

différentes parties ont été rassemblées pour former un assemblage. Le sol et le pieu ont été également divisés en partitions pour définir les différents matériaux. L'algorithme de contact a été choisi pour définir l'interaction sol-structure. Ensuite, la charge et les conditions limites ont été définies, incluant la gravité et la charge de la structure. Un maillage a ensuite été sélectionné et affiné jusqu'à ce que la différence entre les résultats soit faible. Enfin, un post-traitement a été effectué pour déterminer la charge critique du flambement de pieu.



**Figure VI.I** Approche de modélisation numérique d'un pieu isolé totalement fiché dans le sol

## VI.2 Modèle constitutif et paramètres

### VI.2.1 Hypothèse de calcul

- Pour le sol étudié, la loi de comportement utilisée est celle de Mohr-Coulomb. Le critère de défaillance est défini par l'angle de frottement et la cohésion. L'angle de dilatation est un paramètre supplémentaire pour décrire l'utilisation de la loi d'écoulement non associée en raison du changement irréversible de volume et de la modification plastique du sol.
- Pour le pieu en béton armé, la loi de comportement utilisée est élastique linéaire. En effet, ce modèle correspond à la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Les deux paramètres de rigidité élastique du modèle sont le module de Young et le coefficient de Poisson. Le modèle est principalement utilisé pour les structures rigides placées dans le sol.

### VI.2.2 Matériaux et géométrie du modèle

La masse de sol a un diamètre soit plus de 10 fois le diamètre du pieu, afin d'éviter les effets de bord. Pour les caractéristiques du sol, on prendra comme base de départ l'exercice proposé dans le bulletin Abaqus N°6 (ABAQUS for Geotechnical Engineers/ 3D elasto-plastic continuous problem) [105]. Dans cette analyse, le module de Young est considéré comme constant,  $E = 12 \text{ MPa}$ , Le coefficient de Poisson est de 0.35, et une cohésion de 45 KPa a été établie pour le sol afin d'éviter toute divergence d'analyse. L'angle de frottement interne utilisé est  $\phi = 15^\circ$  et l'angle de dilatation a été pris comme  $\psi = 0^\circ$ .

Le diamètre du pieu est de 0.5m, La fiche totale du pieu est de 10m. le module de Young est considéré comme  $E = 20 \text{ GPa}$  et un coefficient de Poisson a été pris comme  $\nu = 0.3$ . La masse volumique du pieu et du sol a été établie en utilisant la même unité,  $1.8 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$  pour le sol et  $2.5 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$  pour le pieu en béton armé.

## VI.3 Mécanisme d'interaction pieu-sol

### VI.3.1 Modélisation du contact et propriétés d'interaction

Le mécanisme de contact et d'interaction est le plus important dans ce modèle puisqu'il est responsable du mécanisme de transfert de charge entre le pieu et le sol. Dans la perspective de simuler l'interaction, un algorithme de contact "*contact pairs : surface-to-surface*" avec une approche de suivi par glissement fini a été choisi pour le contact. Une approche de suivi de glissement fini (grand déplacement) implique que le mouvement relatif entre les surfaces en

contact est suivi en permanence. Ainsi, la surface et la pression du contact sont calculées en fonction de la forme déformée du modèle.

L'interaction entre le sol et le pieu a été modélisée par le comportement "*tangential and normal contact*", une composante normale à la surface et une composante tangentielle aux surfaces.

- Composante normale : le comportement normal entre le pieu et le sol est modélisé à l'aide du "Hard contact". On applique un contact dur dans la mesure où le jeu ou la distance entre les surfaces est nul, ce qui donne une valeur de pression de contact positive. Par contre, pour un jeu supérieur à zéro, la pression de contact est négative et les deux surfaces ne sont plus en contact, cette relation est illustrée par la figure VI.2.

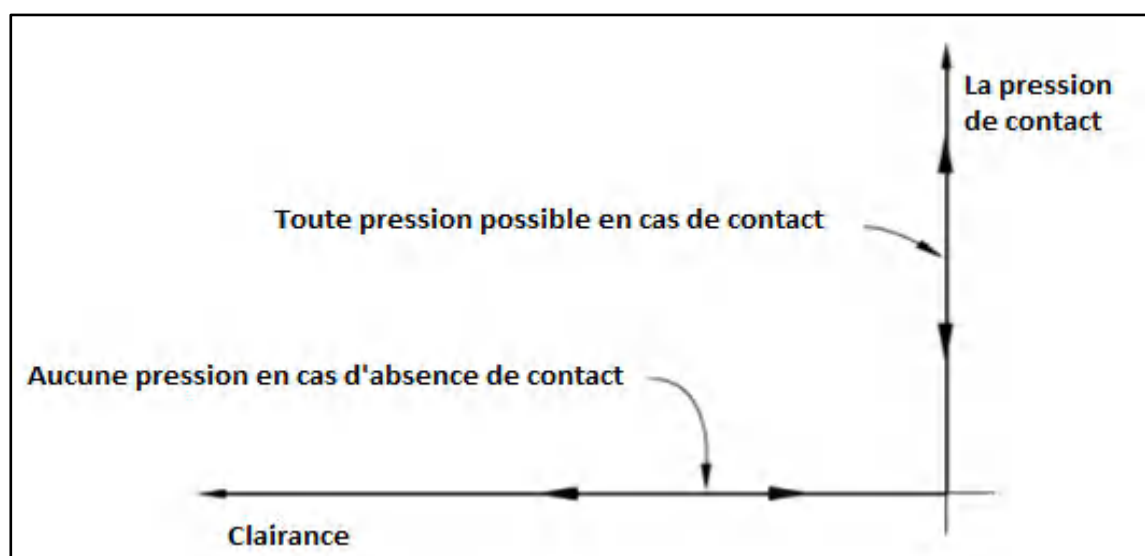


Figure VI.2 Schéma de "Hard contact" dans Abaqus [97]

- Composante tangentielle : est définie comme le comportement le long de l'interface du sol où il y a un glissement relatif entre les surfaces qui transmet les forces de cisaillement à travers l'interface. La simulation du comportement en cisaillement se fait par le choix du type de pénalité avec le modèle de frottement de Coulomb.

Il est à noter que le frottement d'interface supposé doit tenir compte de l'installation, des techniques de forage ainsi que des données de terrain qui montrent le degré de transfert de charge. Le pieu est installé après le forage du sol et l'enlèvement des matériaux du trou. Cela indique que le frottement d'interface est brisé dans la zone coffrée du pieu. Théoriquement, cela suggère que le frottement devrait être proche de zéro dans la zone du tubage.

Dans le cadre de ce travail, le coefficient de frottement a été calculé par la méthode  $\beta$  (Helwany S., 2007) [100].

Cette méthode peut être utilisée pour les sols cohésifs et non cohésifs. La méthode est basée sur une analyse efficace des contraintes, permettant d'effectuer des analyses à court et à long terme de la capacité de charge des pieux.

$$\mu = \frac{2}{3} \tan \phi = 0.179$$

On a donc pris l'interface avec des éléments sans épaisseur "surface-to-surface" avec un comportement tangentiel de frottement pour tenir compte du frottement latéral, et un comportement normal pour tenir compte de la poussée du sol et de l'effort de pointe.

Le contact "surface-to-surface" est constitué de deux surfaces, la surface maîtresse et la surface esclave. La surface des éléments de pieu qui sont en contact avec les éléments du sol est appelée la surface maîtresse ; plus précisément, elle a été représentée par la surface extérieure du pieu. La surface des éléments du sol en contact est appelée surface esclave ; dans ce cas, elle représente la surface extérieure de l'argile qui a été extrudée selon les dimensions exactes du pieu. Les nœuds de la surface maîtresse sont autorisés à pénétrer la surface esclave, ce qui nécessite que le pieu en question ait un maillage plus fin et des éléments de plus petite taille que le sol dans la zone de contact. Cette condition est nécessaire pour éviter la pénétration des nœuds esclaves dans la surface maîtresse.

Dans le programme Abaqus/standard, ces surfaces sont appelées paires de contact, les paires de contact représentant l'interaction pieu-sol sont représentées sur la figure VI.3.

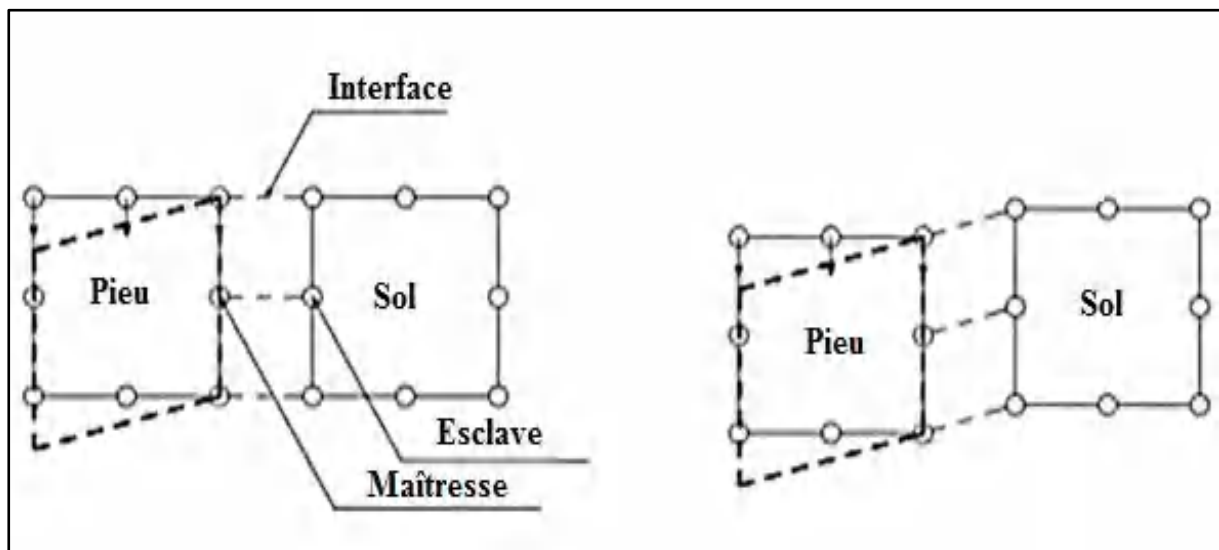


Figure VI.3 Schéma de la paire de contact dans Abaqus [74]

Les surfaces maître et esclave ont été définies dans le modèle élément fini, comme le montre la figure VI.4.

Un maillage relativement fin a été adopté pour le pieu et un maillage plus grossier pour le sol argileux, comme le montre la figure VI.5. Les éléments utilisés dans le maillage de système sol- pieu sont présentés dans le tableau VI.1.

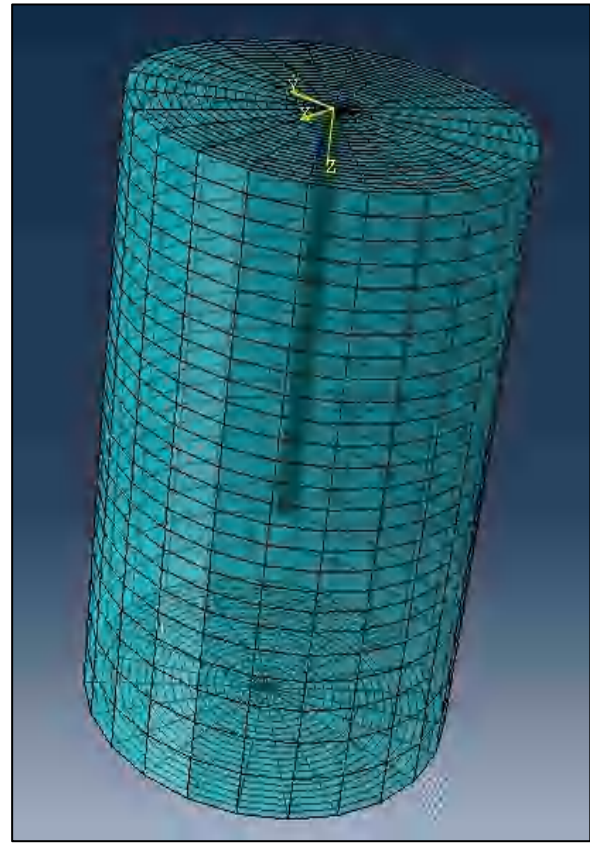
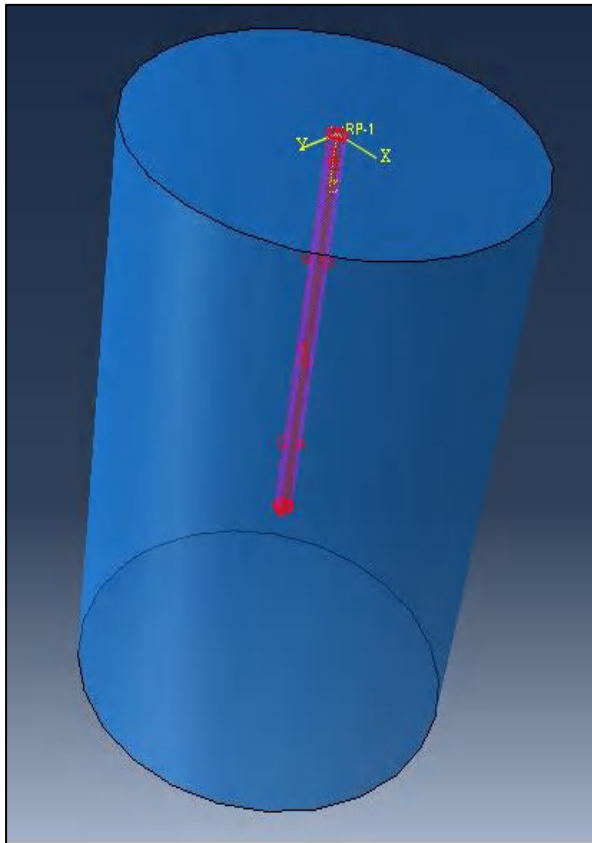


Figure VI.4 Les surfaces maître et esclave (Abaqus)

Figure VI.5 Maillage 3D du système pieu-sol (Abaqus)

Tableau VI.1. Eléments utilisés dans la modélisation du système pieu-sol - Abaqus.

Sol	C3D8R 8 nœuds
Pieu	C3D8R 8 nœuds

## VI.4 Chargement et conditions limites

### VI.4.1 Conditions aux limites

Les limites de chaque côté du modèle ont été restreintes pour translater dans le sens normal. La pointe du pieu a été encastree. Par contre, la tête du pieu a été restreinte sous la condition :

$$U_1 = U_2 = 0.$$

## VI.4.2 Conditions de chargement

La charge se fait en deux étapes :

### VI.4.2.1 Étape géostatique "Geostatic step"

La simulation de l'étape géostatique doit être réalisée en premier lieu pour assurer l'équilibre sous les contraintes initiales. Abaqus standard a de nombreuses options pour définir les contraintes du sol, dont certaines sont :

- Gravité "Gravity" : On utilise la densité assignée des matériaux multipliée par l'accélération de la gravité. Dans notre modèle, nous avons pris une valeur de  $9.81 \frac{m}{s^2}$  pour la gravité.
- Champ prédéfini "Predefined field" : permet de prédéfinir les contraintes par l'utilisateur. Dans ce champ on a introduit les contraintes initiales (tableau VI.2). Le champ de contrainte de poids propre a été établi en utilisant l'option "Geostatic stress" fournie par Abaqus, qui doit spécifier le coefficient latéral de pression de terre. Dans notre modèle, le coefficient latéral pour un sol cohérent,  $K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = 0.539$ .

Les contraintes initiales, sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2** Définition des contraintes initiales - Abaqus.

Coordonnées verticales	Ampleur de la contrainte
0m	0Pa
16m	282528Pa

### VI.4.2.2 Étape statique "Static step"

Il s'agit de la position où la charge structurelle est appliquée. Dans ce but, pour étudier les charges critiques de flambement, l'effet de la charge axiale (1kN) a été appliqué comme une charge verticale en tête de pieu. En effet, une valeur propre représente le rapport entre la charge critique de flambement et la charge appliquée, qui peut être exprimée comme suit :

$$\lambda = \frac{\text{la charge critique de flambement}}{\text{la charge appliquée}}$$

Une procédure de perturbation linéaire, intégrée dans le logiciel d'éléments finis Abaqus, a été utilisée pour effectuer l'analyse de flambement à valeurs propres, en utilisant les méthodes d'extraction de valeurs propres "Lanczos" et "subspace iteration" (Xiao-guo Z., Ming-xin L., Yun-gang Z., 2014) [110]. Dans ce cadre, la valeur propre est calculée par rapport à l'état de base d'une structure, ce qui peut inclure des précharges et des modifications géométriques



importantes. Donc, il est possible de tenir compte des effets du frottement latéral et de la résistance de la pointe sur la charge critique de flambement.

## VI.5 Étude paramétrique

L'objectif de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique de référence pour notre recherche. Dans cet exemple, nous proposons d'analyser l'effet de certains paramètres cruciaux de conception tels que la variation de la taille radiale du sol environnant, la densité du maillage, le type d'élément du maillage, les amplitudes du module d'élasticité et la dimension du diamètre du pieu sur les charges critiques de flambement (*the eigenvalue buckling loads*).

### VI.5.1 L'effet de bord

Afin de réaliser un modèle adéquat pour le système pieu sol (figure VI.6), nous avons effectué une étude paramétrique en faisant varier le diamètre du sol pour prédire l'influence de la taille radiale du sol environnant sur la valeur propre de flambement. Pour un pieu totalement fiché dans un sol homogène:

$L_f = 0m$ ,  $L = L_s = 10m$  et  $m$  était respectivement de 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18 et 20.

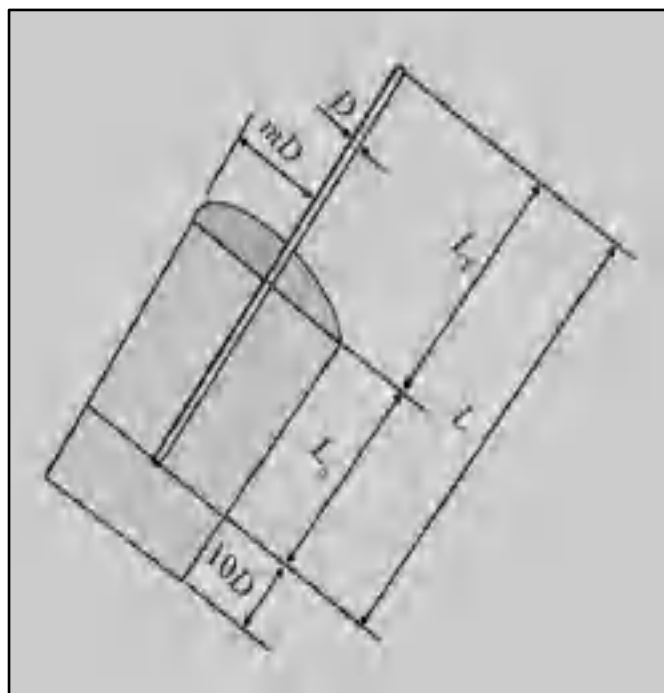
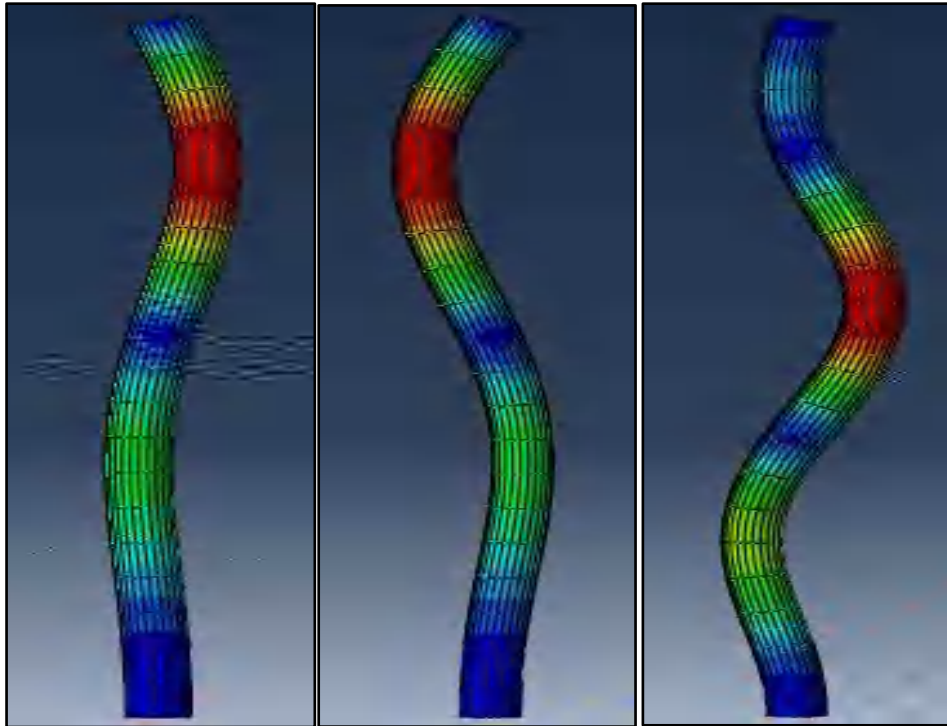


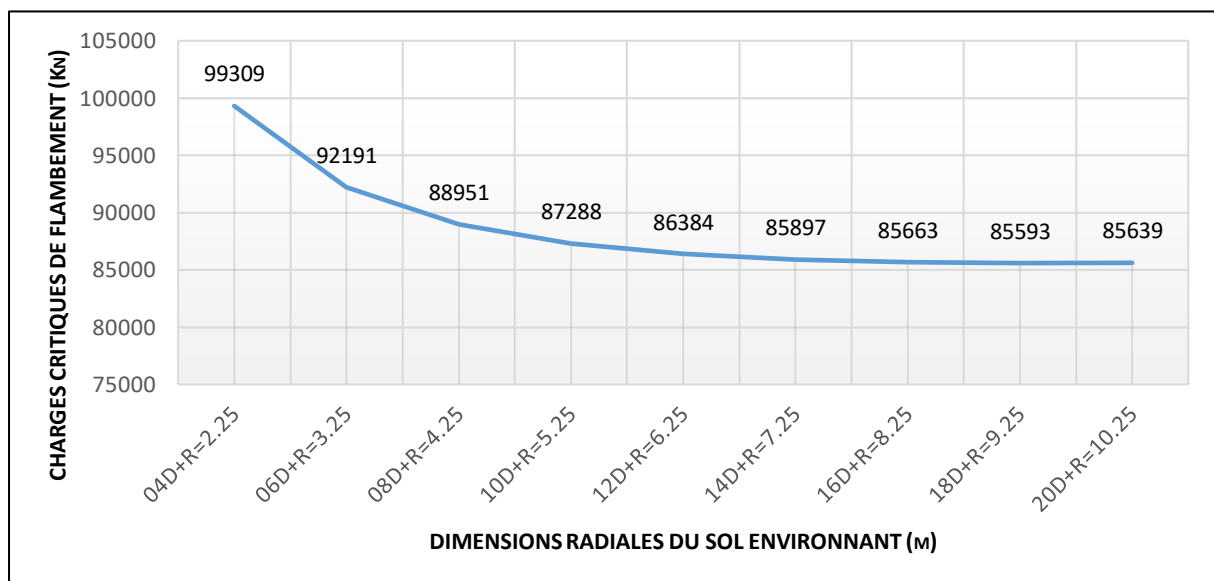
Figure VI.6 Système pieu-sol

À partir du modèle tridimensionnel, nous utilisons le module "BUCKLE" pour analyser la stabilité d'un pieu en béton armé totalement fichés dans le sol. Une perturbation linéaire, des analyses de flambement et un solveur "subspace" ont été utilisés pour la modélisation dans le logiciel (Xianfeng S., Ximing C., Junxiu L., 2019) [63]. L'analyse de flambement permet d'obtenir le mode de flambement et la charge critique. À titre d'exemple, la figure VI.7 montre les trois premiers modes de flambement d'ordre supérieur et les charges critiques. Dans la suite de cette thèse, nous nous concentrerons sur le mode de flambement de premier ordre et la charge critique, qui est la charge critique minimale sur laquelle se caractérise la capacité de chargement du pieu enterré.



**Figure VI.7** Les formes des trois premiers modes de flambement-Augmentation de la charge critique

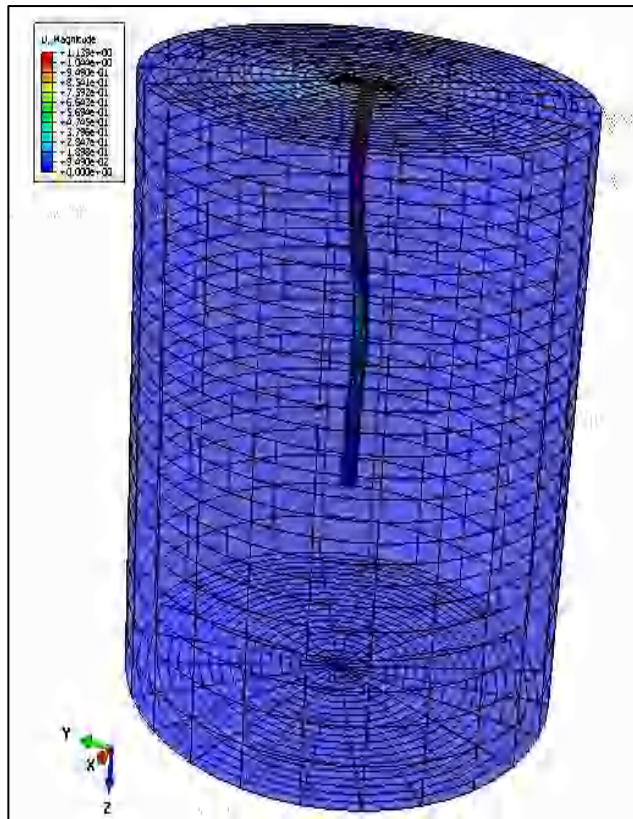
En effectuant cette analyse, il a été constaté que la zone d'influence des charges critiques de flambement du pieu sur le sol commence à converger vers 85000 kN, à partir de 14 fois le diamètre du pieu. Au-delà de cette limite les charges critiques de flambement du pieu n'ont plus d'influence sur le sol. Donc le rayon du sol de notre modèle sera supérieur ou égal à 14 fois le diamètre du pieu pour éviter l'effet de bord. Une dimension radiale égale à  $14D+R$  pour le sol environnant a été sélectionnée dans l'analyse numérique suivante. La figure VI.8 montre les charges critiques de flambement du pieu à chaque variation de la distance radiale du sol.



**Figure VI.8** Les charges critiques de flambement pour des sols de dimensions radiales différentes (Abaqus)

### V.5.2 Étude de convergence du maillage

Le maillage est la discrétisation spatiale d'un milieu continu en éléments simples proportionnés et bien définis (figure VI.9). Un maillage très détaillé peut être spécifié, mais si seules les lignes principales de celui-ci importent des éléments de détail, disposés de manière optimale du point de vue numérique, ils seront entièrement générés par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran. Le but d'un maillage est donc de procéder à une simplification d'un système par un modèle de simulation numérique.

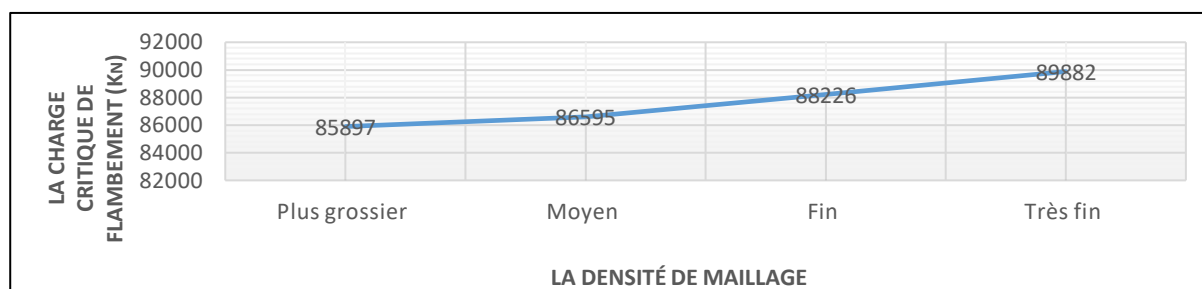


**Figure VI.9** La charge critique de flambement du pieu pour une dimension radiale égale à  $14D+R$   $\lambda = 85.897 * 10^3 kn$  (Abaqus)

En effet, la taille du maillage a une grande importance sur les résultats. Un maillage trop fin peut entraîner une certaine imprécision et des divergences. Cependant, le calcul du temps augmente avec le raffinement continu. La précision des résultats et le temps de calcul doivent être optimisés. Différents types de densités de maillage ont été utilisés avec le même type d'élément de maillage (C3D8R). Le maillage du modèle a été affiné jusqu'à ce que les résultats ne présentent que quelques pourcents de différence, Le tableau suivant (tableau VI.3) montre les éléments discrétisés de système pieu-sol. La figure VI.10 présente les charges critiques de flambement de pieu à chaque variation de densités de maillage.

**Tableau VI.3** Les éléments discrétisés de système pieu-sol - Abaqus.

Densité du maillage	Nombre d'éléments discrétisés	
	Pieu	Sol
Plus grossier "Coarser"	3384	13872
Moyen "Medium"	5640	23120
Fin "Fine"	16920	69360
Très fin "Very fine"	28200	115600



**Figure VI.10** Les charges critiques de flambement pour différentes densités de maillage

Au début, nous devons utiliser un maillage grossier, puis réduire la taille, en réduisant le maillage, la précision sera améliorée. Si nous comparons les résultats en fonction du maillage, nous pouvons voir que les charges critiques de flambement changent légèrement, malgré l'augmentation du nombre de maillages. Les résultats commencent à converger et si nous continuons à réduire le maillage, le résultat reste inchangé, c'est-à-dire que nous avons atteint le maillage optimal. En effet, dans le cas des modèles d'éléments finis à maillage grossier (éléments de grande taille), les résultats peuvent être moins précis, mais le temps de calcul est plus court. De plus, la petite taille des éléments augmentera la complexité du modèle EF qui n'est utilisé que lorsqu'une grande précision est exigée. Par contre, les éléments de grande taille réduisent la taille du modèle d'éléments finis et sont largement utilisés dans les modèles simplifiés afin de fournir une estimation préliminaire et rapide des conceptions.

Afin de voir l'efficacité des éléments du maillage sur la précision et le temps de simulation, le même modèle a été modélisé et discrétisé en utilisant un autre type de maillage [106-108]. Le tableau ci-dessous présente les différentes fonctions de distribution cumulées (*CDF: Cumulative distribution functions*) des contraintes de Mises calculées aux points d'intégration et les charges critiques de flambement du pieu correspondantes.

**Tableau VI.4** Les charges critiques de flambement pour différents éléments du maillage.

		Éléments type de maillage			
		C3D8R 8-node linear brick, reduced integration with hourglass control	C3D15 15-node quadratic triangular prism	C3D20R 20-node quadratic brick, reduced integration	C3D10M 10-node modified tetrahedron, with hourglass control
Nombre d'éléments discrétisés	Pieu	3384	480	3384	2180
	Sol	13872	30240	13872	66195
la charge critique de flambement (Kn)		<b>85897</b>	<b>76949</b>	<b>77655</b>	<b>77508</b>

Abaqus dispose en effet un très large choix d'éléments à user (figure VI.11). Pour les éléments (C3D8), la diminution de la taille de l'élément a eu un très faible effet sur la CDF calculée. Les éléments triangulaires et tétraédriques sont géométriquement polyvalents et sont utilisés dans de nombreux algorithmes de maillage automatique. Il est très pratique de mailler une forme complexe avec des triangles ou des tétraèdres. En effet, les éléments C3D10 ne donnent pas les résultats souhaités lorsqu'ils sont utilisés avec le glissement fini (grand déplacement). Grâce aux éléments C3D10M, une amélioration significative des résultats de contact peut être constatée. Les éléments C3D10M présentent certains inconvénients. Ce sont des éléments de formulation "modifiés" utilisant l'interpolation bilinéaire et, par conséquent, ils ne capturent pas bien la courbure de déformation en raison de leur formulation. Aussi, plusieurs familles d'éléments Abaqus proposent une option "intégration réduite" qui, comme son nom l'indique, utilise moins de points d'intégration que la formulation standard des éléments. Lorsqu'ils sont utilisés de manière appropriée, les éléments à intégration réduite peuvent améliorer considérablement l'efficacité du modèle et la durée d'exécution du solveur. Cependant, il convient de noter que les éléments d'intégration réduits ont des limites qui peuvent conduire à des résultats inexacts ou erronés s'ils sont utilisés de manière incorrecte.

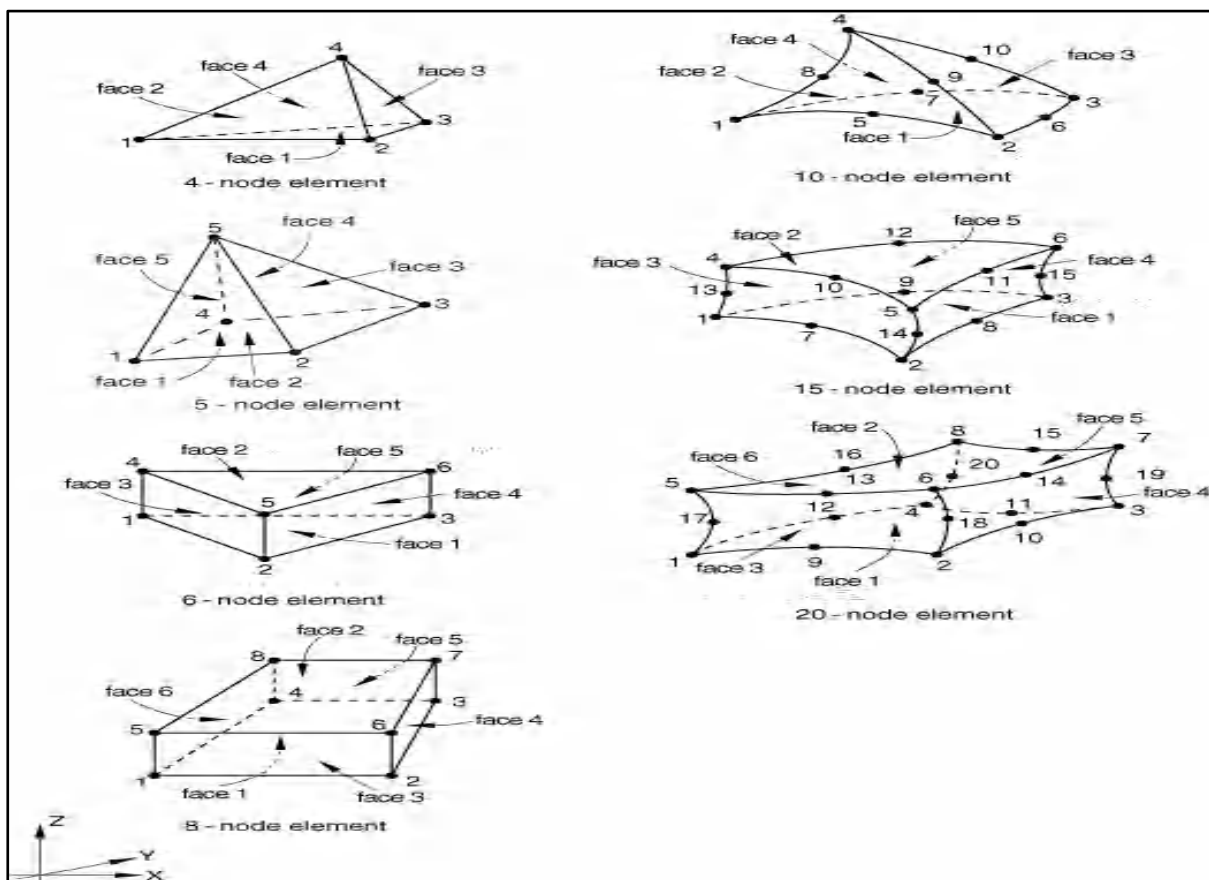


Figure VI.11 Type d'élément du maillage –Abaqus

Sur la base du tableau précédent VI.4, nous prendrons le cas le plus défavorable, c'est la petite charge qui peut provoquer le flambement du pieu, une valeur autour de 77000 kn devrait être acceptée comme étant une charge critique de flambement pour ce problème (Halimi, A., Kouloughli, S., 2021). Le type d'élément C3D15 (15-node quadratic triangular prism) à été sélectionné durant l'analyse numérique suivante.

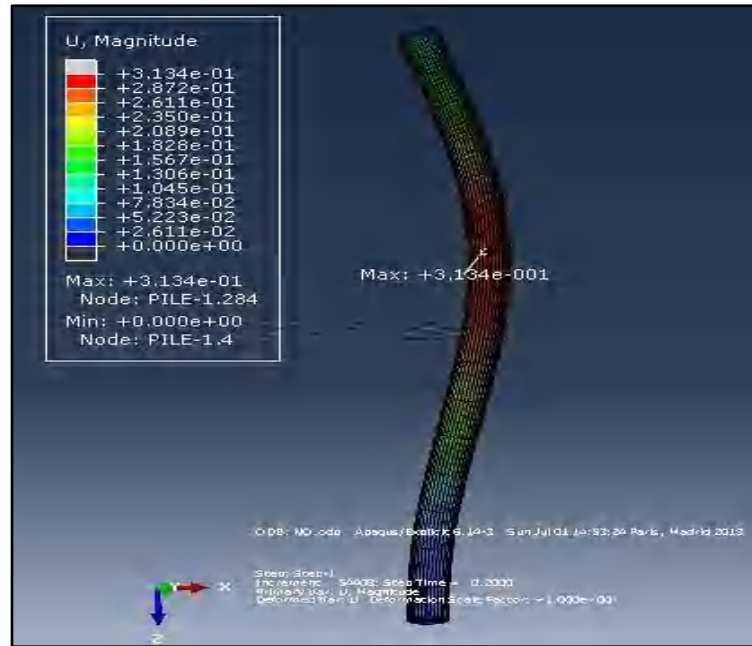


Figure VI.12 Flambement du pieu  $\lambda = 77.000 * 10^3 \text{ kn}$  (Abaqus)

### VI.5.3 Effet de la rigidité du sol

Dans cette partie, les résultats permettent de constater la relation entre les charges critiques de flambement du pieu totalement fiché dans le sol et le module d'élasticité. Afin d'étudier l'effet de la rigidité du sol (argile mou à raide), le module d'élasticité de l'argile a été varié de 12 à 42 MPa, un pieu de 50 cm de diamètre a été choisi en tant que pieu de référence. La figure V.13 montre à mesure que la magnitude du module d'élasticité augmente, la valeur de la charge critique de flambement calculée par Abaqus/CAE sera augmentée. Ces résultats sont présentés pour que le lecteur puisse voir comment le module d'élasticité affecte la charge critique de flambement d'un pieu isolé complètement fiché dans un sol homogène.

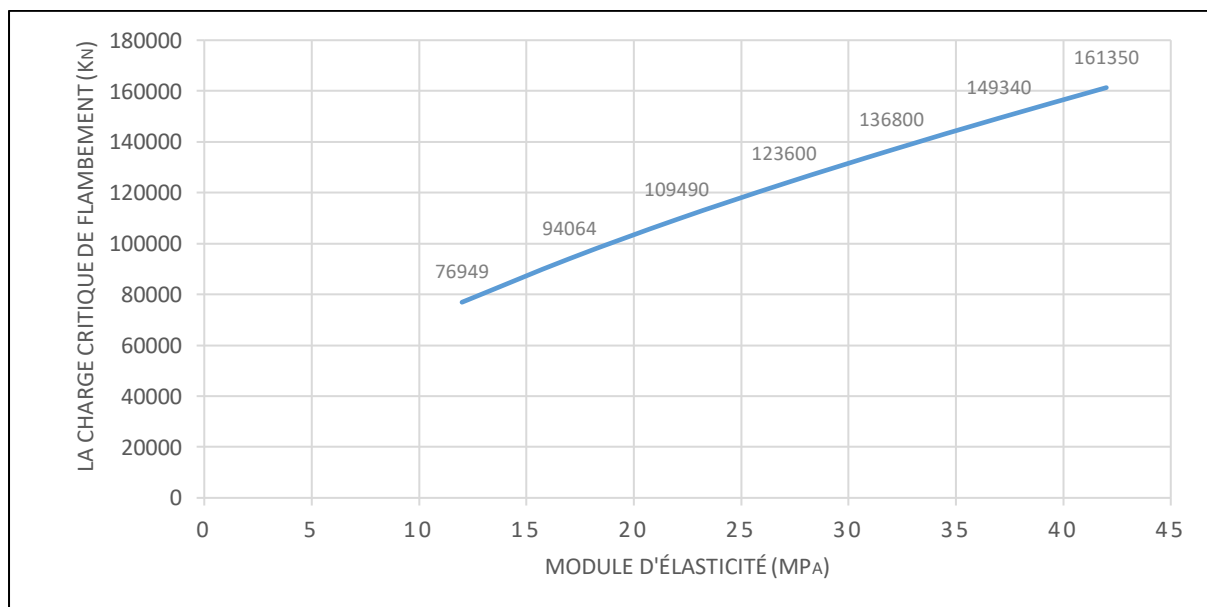


Figure VI.13 La charge critique de flambement du pieu en fonction de module d'élasticité du sol

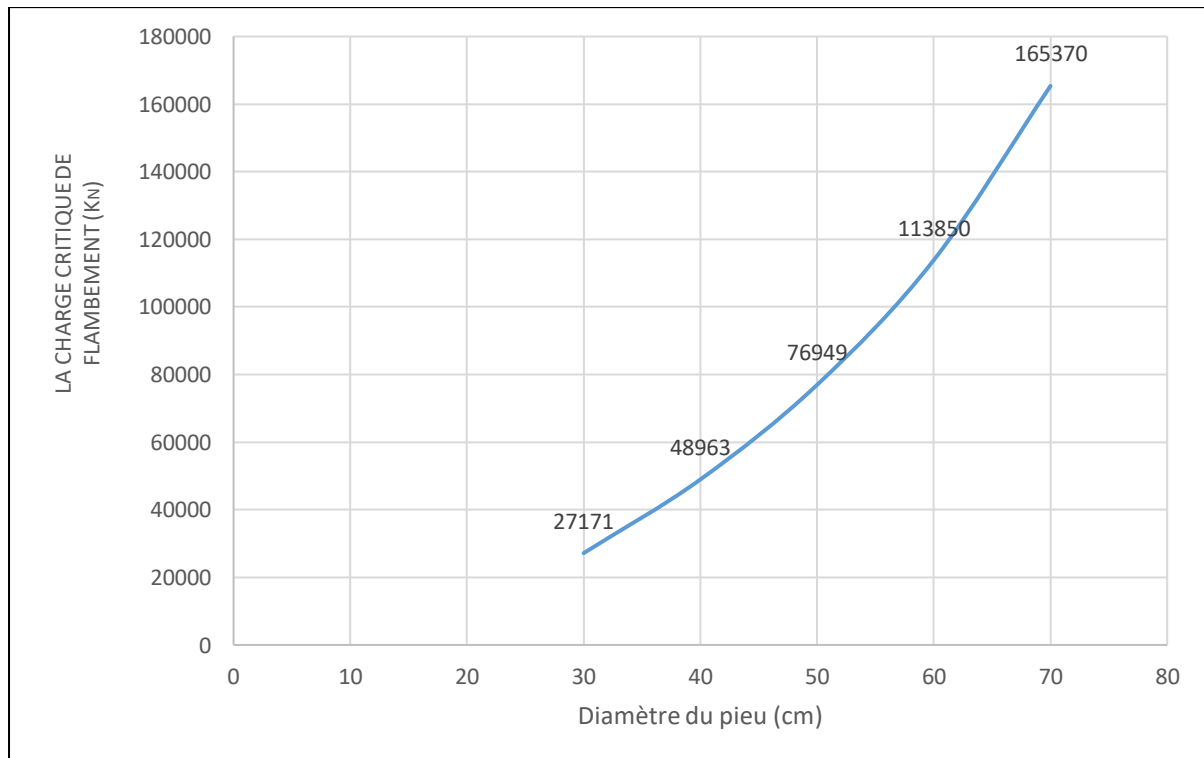
### VI.5.3 Effet de la géométrie du Pieu

La géométrie du pieu influence également les comportements de flambement. Dans cette partie, on va garder les mêmes caractéristiques du système pieu-sol, on change uniquement la géométrie du pieu. En commençant par la longueur du pieu comme indiqué dans le tableau V.5, puis on change le diamètre du pieu de 30cm à 70cm.

**Tableau VI.5** Les charges critiques de flambement pour différentes longueurs du pieu.

	Longueur du pieu (m)					
	10	12	14	16	18	20
la charge critique de flambement (kN)	<b>76949</b>	<b>77244</b>	<b>77265</b>	<b>77728</b>	<b>78132</b>	<b>78801</b>

La longueur du pieu a un effet insignifiant sur la charge critique de flambement du pieu, par rapport à son diamètre, bien que la longueur du pieu varie de façon considérable. Les résultats ont également montré que la résistance au flambement augmente de façon considérable avec le diamètre du pieu (figure VI.14). En outre, ils ont montré que la variation de la rigidité de l'argile de mou à raide indique que la force de flambement augmente avec l'augmentation de la rigidité du sol (figure VI.15).



**Figure VI.14** La charge critique de flambement en fonction de diamètre du pieu

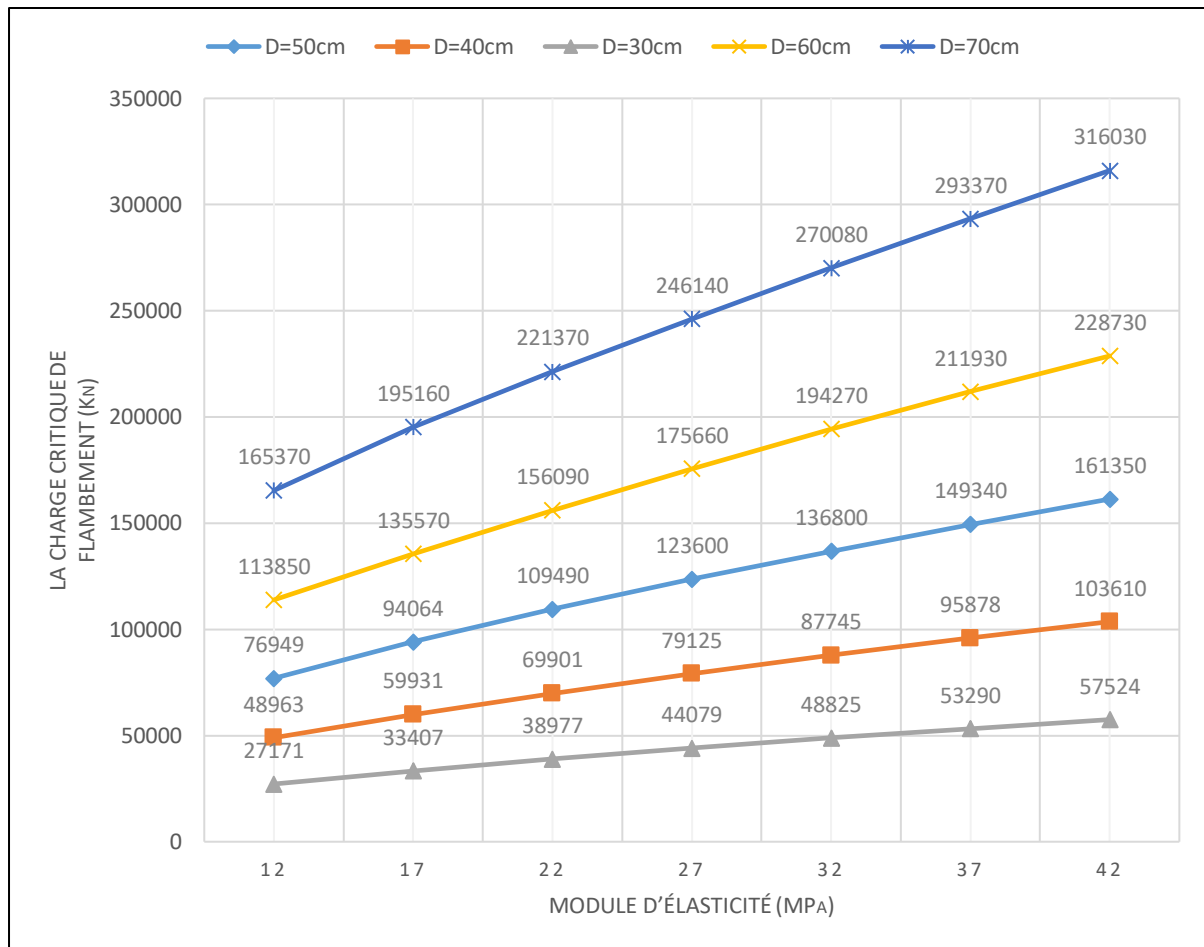


Figure VI.15 Les charges critiques de flambement du pieu en fonction de module d'élasticité du sol

## VI.6 Vérification et validation de modèle

Dans la présente section, nous vérifions la validité des modèles MEF générés et les conditions limites correspondantes utilisées représentant la tête du pieu et le milieu du sol par rapport à des cas particuliers pour lesquels des résultats d'analyse sont disponibles. Il est à noter qu'en 2004, Heelis et al. ont proposé une approche analytique plus précise pour prédire les charges de flambement des pieux partiellement fichés dans le sol et ont comparé leurs résultats avec ceux de (Davisson M. T., Robinson K. E., 1965) [79] et (Fleming & al. 1992), (Guang-bao F., Wen-chao L., Yun-gang Z., 2013) [108]. Il existe plusieurs méthodes pour étudier le phénomène du flambement. Dans ce contexte, nous vérifierons les résultats de notre modèle par rapport à la théorie de la charge de flambement d'Euler (voir chapitre 3) puis à la théorie de la charge critique de flambement d'Euler modifiée par (Davisson M. T., 1963) [1], pour les pieux en argile.



**VI.6.1 La charge critique de flambement d'Euler**

Le mathématicien et physicien Leonhard Euler a défini quatre cas de flambement typiques pour le calcul de l'effort de flambement. Pour chacun de ces cas, on a un facteur de longueur de flambement  $\beta$  permettant de calculer la longueur de flambement  $L_k$ .

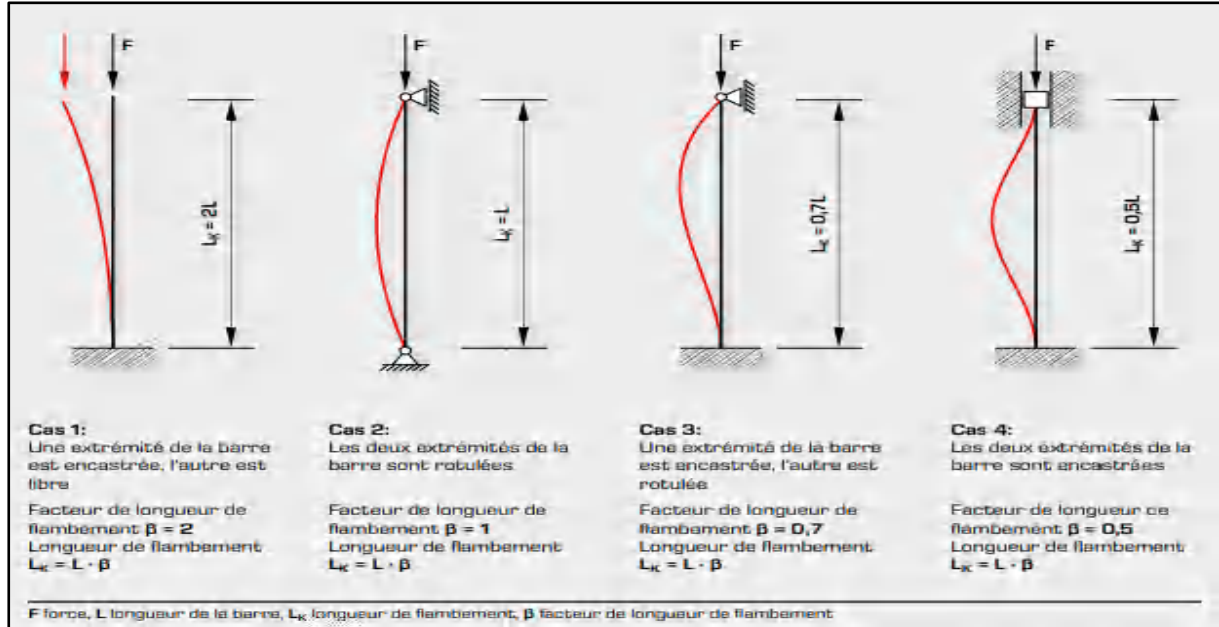


Figure VI.16 Les formules de base de la charge du flambement d'Euler et l'effet des conditions aux limites

Dans le cas d'une colonne articulée à l'une de ses extrémités et encastrée à l'autre,  $L = 0.699l$  et la résolution pour une colonne (équivalente à un pieu sans support de sol) ayant les caractéristiques géométriques suivantes, d'un diamètre de 0,50m et d'une longueur de 10m avec un module d'élasticité de 20GPa donne 12359Kn.

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 0.5^4}{64} = 30.68e^{-4} m^4 \quad \Rightarrow \quad P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 20 * e^6 * 30.68e^{-4}}{(0.7 * 10)^2} = 12359kn$$

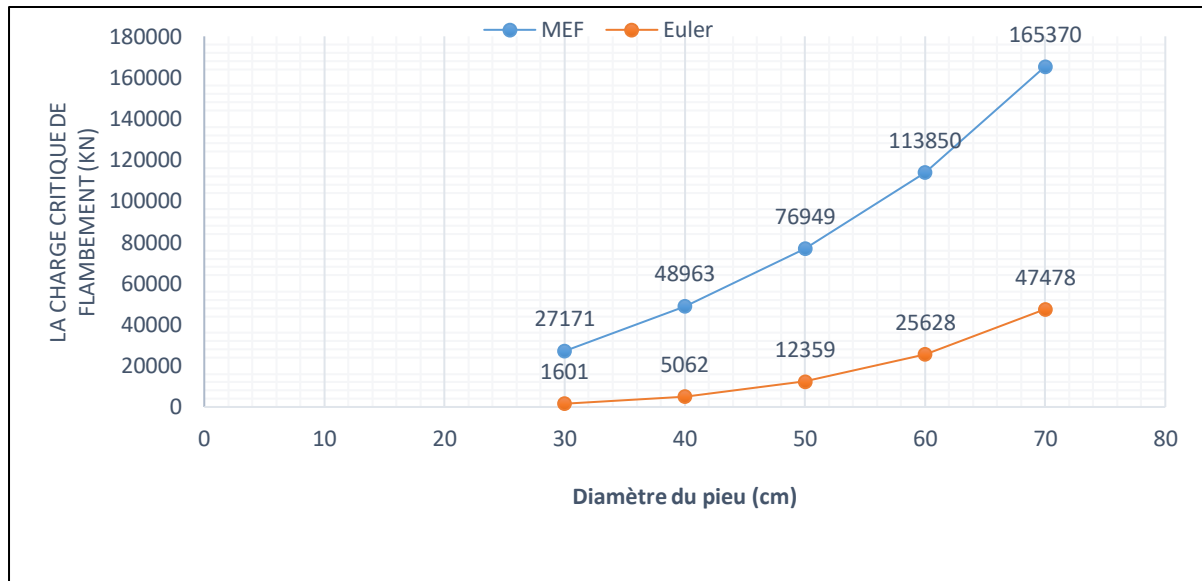
Le tableau ci-dessous montre la variation de la charge critique de flambement en fonction des différentes conditions aux limites pour la pointe et la tête du pieu.

Tableau VI.6 Variation de la  $P_{cr}$  pour différentes conditions limites de la tête de pieu

Diamètre du pieu	La charge critique du flambement $P_{cr}$ (kN)			
	Libre-Encastrée	Articulée- Articulée	Articulée-Encastrée	Encastrée -Encastrée
D=0.30m	196	785	1601	3139
D=0.40m	620	2481	5062	9922
D=0.50m	1514	6136	12359	24544
D=0.60m	3139	12558	25628	50230
D=0.70m	5817	23265	47478	93058

L'effet de la condition limite sur les comportements de flambement est également illustré dans le tableau ci-dessus. Les résultats montrent que la charge critique de flambement des pieux avec limites fixes est plus importante que celle des pieux avec des limites fixes et libres.

Les résultats de la charge critique de Flambement du pieu présentées dans le tableau VI.6 (cas: Articulé-Encastrée) ont été comparés avec ceux calculés par le code éléments finis Abaqus, comme le montre la figure VI.17.



**Figure VI.17** Comparaison des charges critique de flambement, cas : Articulé-Encastrée ( $E_s = 12MPa$ )

En accord avec la figure VI.17, on peut également constater que les charges critiques de flambement obtenues par la MEF sont supérieures par rapport à celle de la théorie de la charge de flambement d'Euler (équivalente à un pieu sans support de sol). Il est évident que les pieux sont dotés de fûts élancés, ce qui peut entraîner des ratios d'élancement très élevés, selon la longueur du fût de fondation. Cette condition serait préoccupante si les pieux étaient dans l'air ou dans l'eau et soumis à une charge de compression. Dans ce cas, la charge de flambement critique pourrait être estimée en utilisant l'équation d'Euler bien connue ci-dessus. Les pieux ne sont toutefois pas soutenus par l'air ou l'eau, mais par le sol. C'est la raison pour laquelle les pieux peuvent être chargés avec des forces de compression bien supérieures aux charges critiques de flambement calculées à l'aide de l'équation d'Euler. En effet, lorsque toute réaction élastique a disparu du milieu environnant autour du pieu, on retrouve les valeurs classiques des forces critiques d'Euler. Afin de ne pas sous-estimer la charge critique de flambement du pieu totalement fiché dans le sol, le calcul de la charge critique doit tenir compte de la réaction latérale du sol. En pratique, ce paramètre est souvent recommandé par l'ingénieur géotechnique. À cet

égard, l'attention est toutefois attirée sur la nécessité d'adopter une attitude prudente en ce qui concerne les hypothèses et en particulier la valeur du module de réaction horizontale du sol.

### VI.6.2 Le module de réaction du sol

Le module du sol, également appelé module de réaction du sol, est un paramètre de rigidité généralement utilisé pour définir les conditions d'appui des fondations. Ce module tient ses origines théoriques de la formulation de Winkler (Hetenyi M., 1946) [3]. Le module de réaction du sol est une constante d'intégration de l'équation différentielle d'une poutre supportée par des ressorts élastiques. Il peut également être défini comme le rapport entre la pression uniforme exercée sur le sol et la partie élastique du tassement. Il est fonction de ce qui suit :

- Propriétés élastiques du sol : Module d'élasticité,  $E_s$ , et coefficient de Poisson,  $\nu_s$ .
- Dimensions de fondation : Longueur,  $L$ , et largeur,  $B$ .
- Rigidité de la fondation : Module d'élasticité,  $E_f$ , et moment d'inertie,  $I_f$ .
- Autres facteurs indirects : Epaisseur de la couche de sol, et profondeur de la fondation sous la surface du sol,  $D$ .

Selon (Terzaghi, K. V., 1955) [112], la réaction de la dalle ou de la poutre au sol est la pression "p" par unité de surface de la surface de contact entre la dalle ou la poutre et le sol dans lequel elle est implantée. Le module de réaction du sol est défini comme le rapport entre la pression répartie sur le pieu,  $p$  (kN/m), et le déplacement  $y$  (m) engendré par l'application d'une charge (Terzaghi 1955), présenté par l'équation suivante (Seyed A., Ehsan T., 2015), (Picard M., 2012) [113-114] :

$$K_s = P / y \quad (\text{VI.1})$$

Suite aux travaux de (Terzaghi, K. V., 1955) [112], (Davisson M. T. et Robinson K. E., 1965) [79] ont établi que  $K_s = 67c_u$  pour tous les sols cohérents. (Harr, M.E., 1966) [120] a proposé une formule pour prédire le tassement des semelles rigides carrées (La surface est  $B \times L$ ) reposant sur la surface d'un sol semi-infini, homogène, isotrope et linéairement élastique (Guang-bao F., Wen-chao L., Yun-gang Z., 2013) [108].

$$w = \frac{Bp}{K_s}(1 - \nu_s^2)\xi \quad (\text{VI.2})$$

Où :  $B$  est la petite dimension des semelles carrées,  $P$  est la pression moyenne appliquée sur les semelles,  $\xi$  est une constante adimensionnelle dépendant de  $L/B$ , qui est 1.08, 1.22, 1.72

et 2.12. Pour  $L/B$ , égale à 1.5, 2.0, 5.0 et 10 respectivement. L'équation (VI.2) peut être réécrite comme suit :

$$K_s = \frac{Bp}{w} = \frac{E_s}{(1-\nu_s^2)\xi} \quad (\text{VI.3})$$

Toutefois, en l'absence de résultats de tests, cette valeur peut être estimée selon la procédure indiquée ci-dessous : Selon (Vesic, A. S., 1961) , le module de la réaction du sol peut être calculé en utilisant le module de contrainte-déformation  $E_s$  basé sur la formule [113-116]:

$$K_s = 0.65 \cdot \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} \left[ \frac{E_s \cdot B^4}{E \cdot If} \right]^{1/12} \quad (\text{VI.4})$$

Où :  $B$  et  $If$  sont respectivement la largeur de la semelle et son moment d'inertie basé sur la section transversale en unités cohérentes,  $\mu$ , représente le coefficient du Poisson.

Selon (Selvadurai, 1979), (Jamshid, S., Maryam, A., 2009) [117-118], pour les semelles circulaires ayant un rapport longueur/diamètre ( $L/B \geq 10$ ), la relation suivante a été suggérée :

$$K_s = \frac{0.65E_s}{B(1-\nu_s^2)} \quad (\text{VI.5})$$

Où :  $B$  est le diamètre de semelle.

Dans notre étude, les suggestions de (Selvadurai, 1985) [118], ont été utilisées pour calculer les charges critiques de flambement par la méthode Davisson (1963) et pour chaque diamètre du pieu.

### VI.6.3 Analyse de flambement par la méthode Davisson (1963)

Dans le cadre de cette étude, nous avons mis au point un certain nombre de solutions pour diverses combinaisons de conditions aux limites des têtes et des pointes de pieux et pour les cas de module de réaction du sol constant ( $K_s$ ) en fonction de la profondeur. L'une de ces solutions est la méthode (Davisson M. T., 1963) [1], présentée ci-dessous. Les solutions pour diverses conditions limites sont présentées par Davisson dans la figure IV.4. La charge axiale est supposée être constante dans le pieu - c'est-à-dire qu'aucun transfert de charge dû au frottement du pieu ne se produit et le pieu étant initialement parfaitement droit. Les solutions présentées dans la figure IV.4 sont sans dimension, sous la forme d'un tracé de  $U_{cr}$  en fonction de  $I_{max}$ .

$$U_{cr} = \frac{P_{cr} R^2}{E_p I_p} \quad \text{et} \quad l_{\max} = Z_{\max} = \frac{L}{R} \quad (\text{IV.6})$$

En se basant sur un module de réaction ( $K_s$ ) pour un profil de sol donné afin de déterminer  $R$ , et en utilisant la figure IV.4 pour déterminer  $U_{cr}$ , cela permet de résoudre l'équation précédente (IV.6) pour la charge critique de flambement de pieu.

$$\frac{L}{B} = \frac{10}{0.5} = 20 > 10, \text{ selon (Selvadurai, 1985) [118] :}$$

$$K_s = \frac{0.65 E_s}{B(1-\nu_s^2)} = \frac{0.65 \cdot 12 \cdot e^6}{0.5(1-0.35^2)} = 17.778 e^6 \text{ N / m}^3$$

$$\triangleright I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi 0.5^4}{64} = 30.68 e^{-4} \text{ m}^4$$

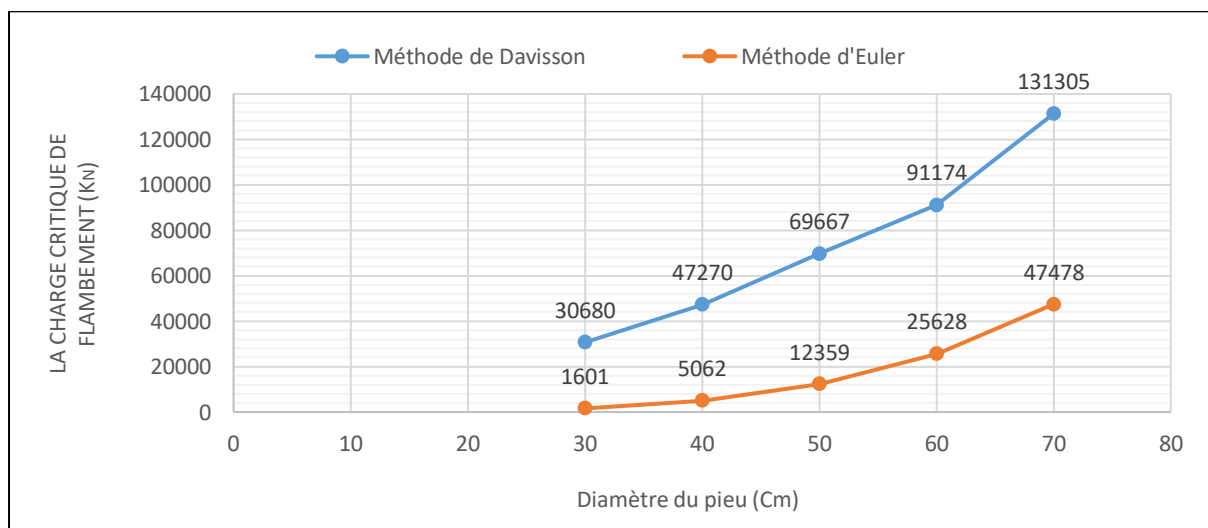
$$\triangleright R = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K}} = \sqrt[4]{\frac{2 \cdot e^{10} * 30.68 e^{-4}}{17.778 e^6}} = 1.36$$

$$\triangleright l_{\max} = Z_{\max} = \frac{L}{R} = \frac{10}{1.36} = 7.35$$

$\triangleright$  La figure III.4  $\Rightarrow U_{cr} \approx 2.1$

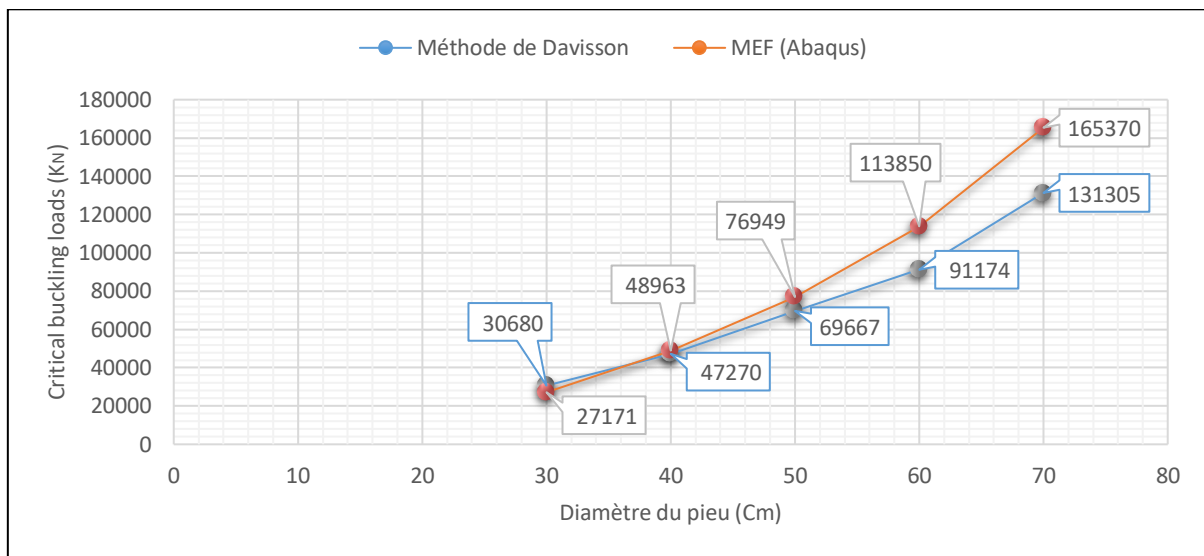
$$\triangleright P_{cr} = \frac{U_{cr} \cdot E_p I_p}{R^2} = \frac{2.1 * 2 \cdot e^{10} * 30.68 e^{-4}}{1.36^2} = 69667 \text{ Kn}$$

Afin de voir l'importance de tenir compte de la réaction latérale du sol, les résultats de la charge critique de Flambement d'Euler dans le tableau VI.6 (Articulée-Encastrée) ont été comparés avec ceux calculés par la théorie de la charge critique de flambement d'Euler modifiée par (Davisson M. T., 1963) [1], comme le montre la figure VI.18.



**Figure VI.18** les charges critique de flambement selon la théorie de flambement d'Euler et la théorie de flambement d'Euler modifiée par Davisson, 1963

Le calcul de la charge critique de flambement du pieu par la méthode de Davisson a donné une valeur théorique de 69667Kn qui est dite très conservatrice (A.B. Chance Company, 2003) [89]. Cette valeur est très proche de celle obtenue dans le modèle des éléments finis (76949kN) (Halimi, A., Kouloughli, S., 2021) [119]. En utilisant les deux méthodes, la figure suivante montre en terme de comparaison, les charges critiques de flambement du pieu totalement fiché dans le sol.



**Figure VI.19** Comparaison des charges critique de flambement selon la méthode de Davisson (1963) et la méthode des éléments finis-Abaqus ( $E_s = 12MPa$ )

La figure VI.19 indique que les deux résultats sont presque identiques. Les valeurs numériques montrent en général une charge critique de flambement légèrement supérieure à celle prédite par les équations théoriques. En effet, le résultat de simulation du modèle MEF est plus grand que celui de (Davisson M. T., 1963) [1], en raison de la plus forte restriction du sol environnant en 3D.

On peut voir que les deux méthodes d'analyse prévoient des résultats concordants, ce qui valide notre méthode.

Une étude comparative a montré une bonne corrélation entre la méthode de (Davisson M. T., 1963) [1], et celle de la méthode des éléments finis (Halimi, A., Kouloughli, S., 2021) [119], de sorte que la vérification ci-dessus prouve que le modèle en question est bien utilisable.

## VI.7 Résumé et conclusions

Dans ce chapitre, l'étude se focalise sur le comportement d'un pieu isolé implanté dans un sol homogène considéré comme élastoplastique, sous charge axiale, avec comme objectif de déterminer la charge critique de flambement du pieu.

L'étude porte sur un pieu chargé axialement en utilisant un exemple tiré du livre (Abaqus for Geotechnical Engineers / 3D elasto-plastic continuous problem). Cette étude numérique a été réalisée à l'aide du logiciel Abaqus/Cae, sur la base de données provenant des applications existantes afin de pouvoir comparer les résultats numériques avec ceux des calculs analytiques.

Dans le modèle 3D d'éléments finis développé à l'aide d'Abaqus/Cae, le pieu et le sol ont été modélisés en utilisant des éléments solides continus (C3D8R) pour tenir compte de la continuité du sol. Un modèle élastique a été adopté pour le pieu. Un critère de rupture Mohr-Coulomb a été défini pour l'argile. L'argile a été supposée varier de mou à raide et ne pas contenir d'eau libre. Le comportement de contact entre le pieu et le sol a été défini à l'aide des algorithmes tangentiel et normal de la base de données Abaqus/Cae.

Une étude paramétrique a été menée pour examiner l'effet de paramètres de conception cruciaux tels que la variation des amplitudes du module d'élasticité, la quantité de sol entourant le pieu, la longueur et le diamètre du pieu sur la charge critique de flambement. Il faut noter que la quantité d'argile autour du pieu a un effet significatif sur la valeur de la charge critique de flambement. Le module d'élasticité a été varié pour traduire une variation de la rigidité de l'argile, de mou à raide. Au fur et à mesure que l'amplitude du module d'élasticité augmente, la résistance au flambement augmente. Aussi, les résultats ont montré que la résistance au flambement augmente en fonction du diamètre du pieu concerné. La taille, le type et la géométrie des éléments utilisés dans les maillages ont une influence significative sur la qualité des solutions numériques calculées. L'influence de la densité du maillage et du type d'élément sur la précision de la simulation a été étudiée sous divers aspects par la variation de la taille du maillage et du type d'élément afin de parvenir à une précision adéquate et d'obtenir une valeur minimale pouvant provoquer le flambement du pieu (charge critique de flambement).

Contrairement au modèle de Winkler qui ignore l'interaction des ressorts, notre modèle MEF prend en compte les effets élastiques des particules du sol. Les résultats obtenus avec le calcul numérique (Abaqus) ont été confirmés et validés par comparaison avec les résultats du calcul analytique (Davisson M. T., 1963). En outre, ces résultats sont utiles pour optimiser la conception du système pieu-sol en termes de prévention du flambement dans les applications géotechniques.

**CHAPITRE VII :**  
**CONCLUSION GENERALE**



## VII.1 Conclusion générale

Cette thèse a été mise en place pour étudier le flambement des pieux totalement fichés dans le sol. Elle a pour but de déterminer l'effet de certains paramètres sur la diminution significative de la capacité de la résistance au flambement d'un pieu en béton armé. En effet, Le flambement des pieux devient un problème préoccupant, les pieux longs ou très longs étant largement utilisés dans le génie civil. Plusieurs méthodes d'analyse du flambement à valeur propre ont été proposées et recommandées dans la documentation des fondations.

Avec le développement de l'informatique, Les logiciels de simulation numérique sont aujourd'hui utilisés dans tous les domaines de l'ingénierie, Ils permettent de simuler avec précision le comportement de phénomènes très variés. En effet, grâce à la méthode des éléments finis, la modélisation numérique du problème de flambement des pieux est rendue possible sur la base d'un ensemble d'hypothèses. La réalisation concrète de cette étude nécessite de tenir en compte de la géométrie de la structure et de son environnement, des matériaux et de leur comportement, des charges, des conditions initiales et des conditions aux limites.

Abaqus, en tant que logiciel d'analyse par éléments finis à usage général, est préféré en géotechnique, en raison de sa puissante capacité d'analyse non linéaire. Dans cette étude, certains aspects de l'analyse numérique de pieu chargé axialement à l'aide d'Abaqus ont été effectuées pour étudier le comportement au flambement d'un pieu en béton armé totalement fiché dans le sol. Les résultats numériques ont été comparés à ceux des méthodes analytiques. Les conclusions suivantes sont tirées de cette étude :

- Le modèle de frottement de Coulomb conjugué au modèle de contact "*hard*" est capable de modéliser le mécanisme d'interaction pieu-sol.
- Les maillages triangulaires et tétraédriques sont aujourd'hui suffisamment développés pour être utilisés quotidiennement dans la plupart des logiciels de maillage et de simulation comme Abaqus.
- La longueur du pieu a un effet peu significatif sur la charge critique de flambement du pieu, en comparant avec son diamètre.
- L'étude paramétrique a été menée et il a été constaté que la rigidité du sol et le frottement sont les principaux facteurs qui régissent le mécanisme de transfert de charge, et par conséquent, la rigidité du sol influence directement la force de flambement du pieu.

- Pour un système pieu-sol donné, la corrélation entre le coefficient de réaction du sol de fondation ( $K_s$ ) et le module d'élasticité du sol peut être décrite par l'équation (VI.5), qui inclut l'effet du diamètre du pieu  $B$ .
- La comparaison des résultats numériques avec les approches théoriques a fait apparaître qu'un bon accord a été obtenu et que l'équation simplifiée (IV.6) proposée par Davisson (1963) donne une estimation acceptable de la charge critique de flambement d'un pieu totalement fiché dans le sol.

Cette étude vise à permettre aux ingénieurs, et plus particulièrement aux géotechniciens qui souhaitent apprendre la méthode des éléments finis, de produire des modèles relativement satisfaisants aussi bien en ce qui concerne la durée des calculs et la précision des résultats. En effet, ce calcul n'est pas la solution exacte au problème de flambement des pieux, mais il constitue une approximation raisonnable de la réalité. Plusieurs paramètres ont été modifiés individuellement, et leurs influences ont été étudiées dans des limites de variation raisonnables. Par ailleurs, il convient de noter que les calculs effectués avec d'autres logiciels de calcul par éléments finis devraient donner des résultats semblables, mais pas strictement identiques.

## VII.2 Limitation et recommandations

Les deux extrémités du pieu sont articulées, En réalité, la tête et la pointe du pieu sont plus proches de la fixation. Les résultats sont donc généralement assez conservatifs.

Le développement d'un modèle constitutif plus précis qui saisisse le comportement non linéaire, Cela devrait inclure des tests in-situ pour calibrer le modèle constitutif.

Cette étude se limite à un pieu chargé axialement, en ignorant toutes les possibilités de chargement latéral qui peuvent se produire et toute amplification de flambement que cela aurait pu provoquer. De plus, l'étude a été limitée à la charge statique et la rigidité dynamique du sol n'a donc pas été prise en compte.

Les limitations mentionnées ci-dessus pourraient toutes être prises en compte pour les travaux futurs. De plus, la thèse pourrait être élargie, il sera donc très intéressant de voir comment les pieux en béton ou composites réagiront en termes de capacité de flambement à des raideurs variables.

## ***Références Bibliographiques***

- [1] Davisson M. T., "Estimating buckling loads for piles". Proc. Second Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 351-71, 1963
- [2] Davisson M. T., Gill, H. L. "Laterally loaded piles in a layered soil system". Proc. American Society of Civil Engineers, Vol. 89, SM3, pp. 63-94, 1963
- [3] Hetenyi M., "Beams on elastic foundation". Ann arbor, University of Michigan press. 1946
- [4] Prakash S., "Behavior of pile groups subjected to lateral loads". PhD. thesis, University of Illinois, pp.229. 1962
- [5] Reddy A. S., Valsangkar, A. J. "Buckling of Fully and Partially Embedded Piles" J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM6, pp. 1951-1965, 1970
- [6] Knappett J. A., Craig, R. F. "Craig's soil mechanics". Eight edition. 2012
- [7] "Piles Foundations". University of Bolton, Vol. 1, 2010
- [8] Lionel F., "Fondation : Fondations profondes". Cerama- Ile de France- ENPC. 2019
- [9] Luc S., "Géotechnique pour le technicien IUT Génie Civil et Construction Durable". France. 2018
- [10] Bouafia A., "Calcul pratique des fondations et des soutènements".OPU. 2009
- [11] Nasib F. Nuseibeh B. S., "Pile foundation, behavior and analysis of a pile under axial and lateral loads". These doctorat, université de Texas at el paso, 1980
- [12] Atkinson J., "The mechanics of soils and foundations". Taylor & Francis, 2007
- [13] Khelifi Z., "Modélisation du comportement d'un pieu isolé sous charges latérales par un modèle de contact". Mémoire de Magistère, Université de Béchar, Algérie 2010
- [14] Benzaria O., "Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargement cycliques axiaux". Thèse de doctorat, Université Paris-Est, France, 2012
- [15] Estephan R., "Contribution aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux". Thèse de doctorat LCPC, Paris, 2003
- [16] Abchir Z., "Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés soumis à des sollicitations axiales monotones et cycliques dans le sable". Thèse de doctorat, Université Paris-Est, France, 2016
- [17] Bustamante M., Frank R., Christoulas S., "Evaluation de quelques méthodes de calcul des pieux forés". Géotech, N. 54, pp. 39-52, 1991

- [18] Ngoc-Thanh N., "Modélisation du comportement des fondations profondes dans les argiles molles". Thèse de doctorat, Institut polytechnique de Grenoble, France, 2008
- [19] Khouaouci M., "Evaluation de la réponse cyclique axiale d'un pieu isolé dans le sable". Thèse de magister, Université Saad Dahleb de Blida, Algérie, 2009
- [20] Mestat P., Prat M. "Ouvrages en interaction. Emploi des éléments finis en Génie Civil". AFPC, Hermes Science Publications, 1999
- [21] Bakkour AZ., "Comportement des fondations profondes sous charges : Aspects structuraux et géotechniques". Thèse de doctorat, Montréal, Canada, 2008
- [22] Said I., "Comportement des interfaces et modélisations des pieux sous charges axiales". Thèse de doctorat, LCPC Paris, France, 2006
- [23] Terfaya N., "Modélisation de l'interaction sol-pieu avec prise en compte du contact et frottement par la méthode du matériau standard implicite". Thèse de doctorat, Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen, Algérie, 2019
- [24] Bencheikh B., "Interaction sols-structures : modelisation et resolution numerique". Thèse de doctorat, université des Sciences et Techniques de Lille, France, 1991
- [25] DeGennaro V., Frank R., "Modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis". Bulletin de LCPC, 4552, pp. 107-133, 2005
- [26] Boulon M., "Le comportement d'interface sol-structure : aspects expérimentaux et numériques". Rev. Franç. Géotech, N. 54, pp. 27-37, 1991
- [27] Boulon M., "Basic features of soil structure interface behaviour, Computers and Geotechnics". N.7, pp.115-131, 1989
- [28] Phlipponat G., Hulbert B. "Fondations et ouvrages en terre". Eyrolles, Paris, France, 2003
- [29] Frank R., Mestat P., "Aspects expérimentaux et numériques du frottement unilatéral des pieux". Mec. Ind, pp. 651–666, 2000
- [30] Goodman R.E., Taylor.L, Brekke T.L., "A model for the mechanics of jointed rocks" J. of Soils Mech.and Found, Div., ASCE, 94(SM3), pp. 637-659, 1968.
- [31] Herrmann L.R., "Finite element analysis of contact problems". J. of Engin. Mechanics, ASCE, 104, pp. 1043-1059, 1978
- [32] Frank R., Guenot A., Humbert P., "Numerical analysis of contacts in geomechanics". Proc. 4th Int. Conf. on Num. Meth. In Geomechanics, Edmonton, May 31-June 4, pp. 37-45, 1982

- [33] Day R.A., Potts D.M., "Zero thickness interface elements. Numerical stability and application". *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, 18, pp. 689-708, 1994
- [34] Desai C.S., Zaman M.M., Lightner J.G., Sirirwardane H.J., "Thin-layer element for interfaces and joints". *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech*, 8, pp. 19-43, 1984
- [35] Pande GN., Sharma KG., "On joint/interface elements and associated problems of numerical ill-conditioning". *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech*, Vol. 3, pp. 293-300, 1979
- [36] Zaman M., "Evaluation of thin layer element and modelling of interface behaviour in soil-structure interaction". *Proc of 5th Int. Conf. on Num. Meth. In Geomech. Nagoya*, 1-5 April, pp.1797-1803, 1985
- [37] Desai CS., Ma Y., "Modelling of joints and interfaces using the disturbed state concept". *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 16, pp 623-653, 1992
- [38] Sharma KG., Desai CS., "Analysis and implementation of thin-layer element for interfaces and joints". *J. Eng. Mech.* Vol. 118, N.12, pp.2442-2462, 1992
- [39] Segura JM., Carol I., "Zero-thickness interface elements for hydraulic fracture simulation". *Anales de mecánica de la fractura*, Vol. 20, pp.143-148, 2003
- [40] Qian X., Yuan H., Li Q., Zhang B., "Comparative Study on Interface Elements, Thin-Layer Elements, and Contact Analysis Methods in the Analysis of High Concrete-Faced Rockfill Dams", *Journal of Applied Mathematics*, Vol. 2, 2013
- [41] Nguyen VP., "An open source program to generate zero-thickness cohesive interface elements". *Advances in Engineering Software* N74, pp.27–39, 2014
- [42] Stutz H., Wuttke F., Benz T. "Extended zero-thickness interface element for accurate soil–pile interaction modelling". *8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Delft, The Netherlands, 2014
- [43] Mandel J., "Flambage au sein d'un milieu élastique". *Annales des Ponts et Chaussées*, 1936, n. 9, pp. 295-335, 1936
- [44] Cummings, A E "Flambement au sein d'un milieu élastique". *Highway Research Board Proceedings*, Vol 18, Part II, pp. 112-119, 1939
- [45] George W. G., "Influence of soft ground on the design of long piles". *proceeding 2nd international conference on soil mechanics*, Rotterdam, Vol. 04, pp. 84-88, 1948

- [46] Gouvenot D., "Essais de chargement et de flambement de pieux aiguilles". Annales de l'institut technique de bâtiment et des travaux publics, comité français de la mécanique des sols et des fondations, No. 334, 1975
- [47] Poulos H. G, Davis E. H., "Pile Foundation Analysis and Design". university of Sydney, 1980
- [48] Prakash, S., Sharma, H.D. "Pile foundation in engineering practice". John Wiley and Sons, New York, 1990
- [49] Emile Y., "Etude théorique et expérimentale du flambement des pieux". Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France, 1994
- [50] Moussaoui M., "Modélisation du comportement d'un pieu isolé sous charges verticales", Thèse de magister, Université 20 Août 1955 – Skikda, Algérie, 2007
- [51] Stringer M., "The Axial Behaviour of Piled Foundations in Liquefiable soil". Doctor of Philosophy, University of Cambridge, 2011
- [52] Guillermo A. L. J., "Static and dynamic behavior of pile supported structures in soft soil". Thèse de doctorat, Université Grenoble Alpes, France, 2019
- [53] Tomlinson M., Woodward J., "Pile design and construction practise". Sixth edition, Press is an imprint of Taylor & Francis Group, An Informa business, 2015
- [54] Salama M., Basha A., "Elastic buckling loads of partially embedded piles in cohesive soil". Innovative Infrastructure Solutions, 2019
- [55] Mladen Ć., Boris F., Simon S., "Buckling analysis of 3d model of slender pile in interaction with soil using finite element method". Structural Integrity and Life, Vol. 12, No 3, pp. 221-232, 2012
- [56] Moghaddam A., Nayeri A., Mirhosseini S.M., "Evaluation of pile's buckling under axial load by b-spline method and comparison with finite element method and exact solution". Journal of Applied Engineering Sciences, ART.NO. 238, Vol. 8, pp. 29-34, 2018
- [57] Junxiu L., Xianfeng S., Baoquan C., Guangyong C., Kai L., "Study on Buckling Behavior of Tapered Friction Piles in Soft Soils with Linear Shaft Friction", Advances in Civil Engineering, 2020
- [58] Francis A. J., Stevens L. K. "Report on behavior and design of slender point-bearing piles in soft soil". Australian Road Research, Université de Melbourne, 1960

- [59] Guang-bao F., Wen- chao L., Yun-gang Z., "Numerical Eigenvalue of Partially Embedded Piles", Vol. 18 Bund. M. pp. 2595-2603, 2013
- [60] Sriram, K. "Critical buckling loads of concrete piles in clay". Journal of Structural Engineering, Vol. 28, No. 3, pp. 153-156, 2001
- [61] Jianjun M., Jian P., Lianhua W., Yueyu Z., "Critical load and buckling of the single pile foundation subjected to the vertical load". The 4th Symposium on the Mechanics of Slender Structures, Journal of Physics: Conference Series448, 2013
- [62] Chen Y., Chen L., Xu K., Liu L., Ng Charles W. W., "Study on critical buckling load calculation method of piles considering passive and active earth pressure". Structural Engineering & Mechanics, 2013
- [63] Xianfeng S., Ximing C., Junxiu L., "Buckling of Rock-Socketed Piles Embedded in Soft Soils". IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 371, 2019
- [64] Vlora S., Luljeta B., Burbuqe S., Bajram S., "Influence of Soil Stiffness and of End Support Conditions of a Pile in its Buckling Force". International Journal of Current Engineering and Technology, Vol. 4, No. 1, 2014
- [65] Khodair Y., Abdel-Mohti A., "Numerical Analysis of Pile–Soil Interaction under Axial and Lateral Loads". International Journal of Concrete Structures and Materials, Vol. 8, No. 3, pp. 239-249, 2014
- [66] Jesmani M., Nabavi S.H., Kamalzare M., "Numerical analysis of buckling behavior of concrete piles under axial load embedded in sand". Arab. J. Sci.Eng., 39(4), pp. 2683-2693, 2014
- [67] Tao D., Qijian L., Ming H., "Buckling of Fully Embedded Single Piles by Using the Modified Vlasov Foundation Model". International Journal of Structural Stability and Dynamics, Vol. 17, No. 1, 2017
- [68] Nadeem M., Chakraborty T., Matsagar V., "Nonlinear Buckling Analysis of Slender Piles with Geometric Imperfections". American Society of Civil Engineers, 2014
- [69] Vlora S., Luljeta B., Bajram S., Burbuqe S., "Analysis of Buckling of Piles Fully Embedded in Ground According to Finite Element Method". International Journal of Current Engineering and Technology, Vol. 4, No. 1, 2014
- [70] Vlora S., Luljeta B., Burbuqe S., Bajram S., "Buckling of fully embedded piles in the ground subject to axial compression force". 2<sup>nd</sup>International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, EPOKA University, Tirana, ALBANIA, 2013

- [71] Foriero A, Bayati Z., "Three dimensional FEM buckling analyses of piles embedded in various soil types". *Structural Integrity and Life*, Vol. 18, No 3, pp. 171–179, 2018
- [72] "Engineering Dynamics and strength of materials". School of computing and technology, University of sunderland.
- [73] Bhattacharya S., Carrington T.M., Aldridge T.R., "Buckling considerations in pile design". Taylor & Francis Group, London, 2005
- [74] Bogumil W., Wojciech K., Mikolaj W., "Nonlinear analysis of pile displacement using the finite element method". *Technical Transactions Civil Engineering*, 2-B, pp. 138-141, 2013
- [75] Amer A., Rabab A., Hana N., "Numerical Nonlinear Buckling Analysis of Tapered Slender Reinforced Concrete Columns". *International Journal of Civil Engineering*, Volume 17, Issue 8, pp 1227–1240, 2019
- [76] Yun-gang Z., Hong W., Fu-chen L., "Modeling Vertical Bearing Capacity of Pile Foundation by Using ABAQUS". Vol. 17, Bund. L, pp 1855-1865, 2012
- [77] Basmaji B., "Développement d'un modèle analytique d'interaction sol-structure pour l'étude du comportement mécanique des structures soumises à un mouvement de terrain : influence des déformations de cisaillement et de la plasticité". Thèse de doctorat, Université de Lorraine, France, 2017
- [78] Ushanthan M., "Impact de l'interaction sol-structure sur la conception des fondations superficielles des cadres concentriques en acier". These Maîtrise ès sciences appliquées, Université de Montréal, Canada, 2018
- [79] Davisson M. T., Robinson K. E., "Bending and Buckling of Partially Embedded Piles". *Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol 2, pp. 243-246, 1965
- [80] "FOREVER : Synthèse des résultats et recommandations du Projet national sur les micropieux". L'école nationale des ponts et chaussées, 2012
- [81] Toakley A. R., "Buckling loads for elastically supported struts". *Proc. ASCE*, 91, 1965
- [82] Toakley A. R., "The behavior of isolated and group of slender point bearing piles in soft soil", M. S. Thesis, University of Melbourne, Australia, 1964
- [83] Prakash S. " Buckling loads of fully embedded vertical piles". *Computers and Geotechnics*, Vol. 4, Issue 2, pp. 61-83, 1987
- [84] Kerciku A. A, Bhattacharya S., Burd H. J. Lubkows,ki Z. A., " Fixity of pile foundations in seismically liquefied soils for buckling calculations – an eigenvalue analysis", *The 14<sup>th</sup>, World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 12-17, 2008



- [85] Azuar M. J.J., Renault M. J., "Les micropieux". Sétra, Direction des routes, Ministère de l'urbanisme du logement et des transports, 1986
- [86] Vlora S., Luljeta B., Bajram S., Burbuqe S., "Parameters that influence buckling forces of a fully embedded pile based on the finite difference method". Journal of Civil Engineering and Architecture, pp. 325-334, 2017
- [87] Al-Ejbari A. T., "Elastic buckling of slender non-prismatic piles partially or completely embedded in elastic foundation soil using the finite differences method". Iraqi Journal of Civil Engineering Vol. 7, No. 1, pp. 13-20, 2010
- [88] Chandraprakash K., Ramesh babu V., "Behaviour and analysis of laterally loaded piles subjected to static lateral loads". International journal of scientific & engineering research, Vol. 7, issue 3, 2016
- [89] "Helical Screw Foundation System Design Manual for New Construction". A.B. Chance Company, 2003
- [90] Al-obaydi A., "Buckling of piles resting on incompressible layer ". Thesis of master degree, University of Baghdad, 1991
- [91] Edouard F., "Visiativ-solutions : 5 bonnes raisons d'utiliser Abaqus pour la simulation numérique". Pôle Expertise, Visiativ, 2017
- [92] Denis A., "Présentation général d'Abaqus". Formation des masters, école central de paris, 2008
- [93] Antaluca E., "Contribution à l'étude des contacts élasto-plastiques – effet d'un chargement normal et tangentiel-". Thèse de doctorat, L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, France, 2005
- [94] Jérôme S., "Modélisation numérique des fondations profondes soumises à du frottement négatif", Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées, Université de Montréal, Canada, 2016
- [95] Mickaël A., "Présentation du logiciel ABAQUS : Principes et fonctionnement". Université de technologie de compiègne, laboratoire roberval / umr utc-cnrs, France, 2019
- [96] Peng, H., "Modelisation numerique du comportement mecanique sur pente des dispositifs geosynthetiques". Thèse de doctorat, L'universite bordeaux I, France, 2006
- [97] "ABAQUS : Analysis user's manual online documentation", Dassault Systèmes Simulia Corp, Providence, 2011

- [98] Penazzi L., "Calcul de structures presentation de la methodes des elements finis". Ecole des mines d'albi, 1999
- [99] Suvrano D., "Introduction to Finite Elements: Abaqus Handout". Department of mechanical, aerospace and nuclear engineering, usa
- [100] Helwany S., " Applied Soil Mechanics: with ABAQUS Applications ". John Wiley & Sons, 2007
- [101] Isabelle F., " Développement d'un modèle numérique général de comportement des géomatériaux". Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées, université de Laval, 2000
- [102] Massicotte B., Yildiz E., Conciatori D., "Étude de l'effet des remblais sur la résistance des ponts de type dalle épaisse". Rapport de recherche, Direction des structures, Ministère des transports du Québec, 2015
- [103] "Impact-contact analysis of prismatic graphite blocks using Abaqus". Kaeri/Tr-4192, 2010
- [104] Hammadi A., "Simulation de l'emboutissage à froid par une Méthode Asymptotique Numérique". Thèse de doctorat, université de Metz, 2001
- [105] "Abaqus for Geotechnical Engineers". Dassault Systèmes Simulia Corp, Providence
- [106] Sang-woo K., Yong-nam K., Beom-soo K., "Influence of Mesh Density and Element Type on the Accuracy of FE Analysis of Periodic Cellular Structures". Advanced Materials research, Vol. 445, pp. 583-588, 2012
- [107] Shashikant T., Bindu R. S., "Effect of Mesh Size on Finite Element Analysis of Plate Structure". International Journal of Engineering Science and Innovative Technology (IJESIT) Volume 4, Issue 3, 2015
- [108] Guang-bao F., Wen-chao L., Yun-gang Z., "Numerical eigenvalue buckling analysis of partially embedded piles". EJGE, Bund. M, Vol. 18, 2013
- [109] Simonovski I., Cizelj L., Jaksic N., "The influence of finite element meshes on the results of a spatial polycrystalline aggregate model". International Conference, Slovenia, 2009
- [110] Xiao-guo Z., Ming-xin L., Yun-gang Z., "Numerical Study for Buckling of Pile with Different Distributions of Lateral Subgrade Reaction". EJGE, Bund. M, Vol. 19, 2014
- [111] Vlora S., Luljeta B. Burbuqe S., Bajram S., "Influence of Soil Stiffness and of End Support Conditions of a Pile in its Buckling Force". International journal of current engineering and technology, Vol.4, No. 1, 2014

- [112] Terzaghi, K. V., "Evaluation of Coefficient of Subgrade Reaction". *Geotechnique*, 5(4), pp. 297-326, 1955
- [113] Seyed A., Ehsan T., "Numerical and theoretical study of plate load test to define coefficient of subgrade reaction". *Journal of geotechnical and transportation engineering*, Volume 1, Issue 2, 2015
- [114] Picard M., "Comportement et modelisation p-y des argiles sensibles du Québec: études expérimentale et paramétrique". *Mémoire de maîtrise en génie civil*, Université Laval, Québec, Canada, 2012
- [115] Kanakeswararao T., Ganesh B., "Analysis of Pile Foundation Subjected to Lateral and Vertical Loads", *international journal of engineering trends and technology (IJETT) – Vol. 46 N. 2*, 2017
- [116] Jaehwan L., Sangseom J. "Experimental study of Estimating the Subgrade Reaction Modulus on Jointed Rock Foundation". *Rock Mech Rock Eng*, pp. 2055-2064, 2016
- [117] Jamshid S., Maryam, A. "Comparative Study of methods of Determination of coefficient of Subgrade Reaction". *EJGE*, Vol. Bund. E, 2009
- [118] Selvadurai. "Elastic Analysis of Soil-Foundation Interaction". Elsevier Scientific Pub. Co, 1979
- [119] Halimi A., Kouloughli S., "Buckling Loads of Fully Embedded Pile in Clayey Soil Based on the Finite Element Method". *Modelling in Civil Environmental Engineering*, Vol. 16, Issue 3, pp. 26-39, 2021
- [120] Harr M.E., "Foundations of Theoretical Soil Mechanics". McGraw-Hill, New York, 1966
- [121] Vesic A. S., "Bending of Beams Resting on Isotropic Elastic Solid". *JSMFD*, ASCE, Vol. 87, pp.35 – 53, 1961