

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



Université El Hadj Lakhdar Batna
Institut de Génie Civil, Hydraulique et Architecture
Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de
Magistère en Génie Civil

Option : Interaction sol-structure

Thème :

Analyse numérique par la méthode des éléments finis
d'un pieu isolé sollicité par une charge latérale

Présenté par :

ADDACI Ouassila

Devant le jury composé de :

Dr T.KARECHE	M.C (classe A)	Président	Université de Batna
Pr K.ABBECHE	Professeur	Rapporteur	Université de Batna
Dr M.BAHEDDI	M.C (classe A)	Examineur	Université de Batna
Dr S.MESSAST	M.C (classe A)	Examineur	Université de Skikda

Soutenu le : 17 / 06 / 2012

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



Université El Hadj Lakhdar Batna
Institut de Génie Civil, Hydraulique et Architecture
Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de
Magistère en Génie Civil

Option : Interaction sol-structure

Thème :

Analyse numérique par la méthode des éléments finis
d'un pieu isolé sollicité par une charge latérale

Présenté par :

ADDACI Ouassila

Devant le jury composé de :

Dr T.KARECHE	M.C (classe A)	Président	Université de Batna
Pr K.ABBECHE	Professeur	Rapporteur	Université de Batna
Dr M.BAHEDDI	M.C (classe A)	Examineur	Université de Batna
Dr S.MESSAST	M.C (classe A)	Examineur	Université de Skikda

Soutenu le : 17 / 06 / 2012

AVANT PROPOS

Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU le tout puissant qui m'a donné la santé, le courage et la foi pour arriver à ce jour.

Ce présent mémoire a été effectué sous la direction du Professeur K.Abbeche, à qui je voudrais exprimer mes sincères remerciements pour sa disponibilité, ses commentaires et ses critiques constructives.

Mes remerciements vont aussi à Monsieur H.Messaoudi pour la documentation mise à ma disposition tout au long de cette période de recherche.

Je remercie également les membres de jury pour le temps consacré à la lecture de ce travail et pour leurs remarques éventuelles.

Enfin, je ne pourrais finir mes remerciements sans penser à mes chers parents, mon oncle, ma famille et mes amies, dont le soutien et l'encouragement ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

RESUME

La bonne conception des fondations constitue un des éléments les plus importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en Génie Civil. Lorsque le sol de fondation en surface n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges, on utilise les fondations sur pieux. Beaucoup d'ouvrages importants sont généralement fondés sur des pieux tels que : les ponts, les centrales nucléaires, les structures off-shore, les tours à grandes hauteurs, les fondations pour machines...etc.

Dans ces cas, les pieux sont souvent soumis à des chargements latéraux en tête qui sont causés soit par les charges de la superstructure (descente de charge), soit par la géométrie du terrain (dissymétrie de la pression du sol sur le pieu).

La présente étude a pour objectif d'appréhender le comportement linéaire et non linéaire d'un pieu placé dans un sol uniforme (monocouche) ou hétérogène (multicouche) et soumis à une charge statique latérale.

On présente d'abord les diverses méthodes disponibles dans la littérature pour le calcul d'un pieu isolé chargé latéralement.

Un tour d'horizon est fait sur les différents modèles de comportement, linéaire et non linéaire, du sol. Cependant, seulement deux de ces modèles sont pris en considération pour la modélisation numérique par le code Plaxis, ce sont le Modèle Elastique Linéaire, et le Modèle Elastique Parfaitement Plastique de Mohr-Coulomb.

L'analyse de plusieurs cas d'études basés sur le comportement linéaire et non linéaire du pieu placé dans un sol monocouche ou multicouche et soumis à une charge latérale est ensuite réalisée, pour mettre en évidence l'effet de la non linéarité et du rapport d'élancement sur la réponse d'un pieu libre en tête et encastré à sa base dans un substratum rocheux.

Le modèle géométrique utilisé dans cette étude est validé par les données de la littérature.

ABSTRACT

Good foundation design is a very important element for buildings safety and durability in Civil Engineering. When the subsoil near surface does not have sufficient mechanical properties to support loads, then pile foundations are used. Many important works are generally founded on piles such as bridges, nuclear power plants, offshore structures, high rise towers, foundations for machinery ... etc.

In these cases, pile's cap is frequently subjected to lateral loads which are caused either by loads of the superstructure (vertical loads) or by the geometry of subsoil (dissymmetry of soil pressure on the pile).

The present study aims to understand the linear and nonlinear behaviour of a pile placed in a uniform soil (single layer) or heterogeneous soil (multilayer) and subjected to a lateral static loading.

We first present the various approaches available in bibliographic resources to calculate an isolated pile laterally loaded.

A review is made on the different soil's behaviour models, linear and nonlinear. However, only two of these models are considered for numerical modelling by the Plaxis code, which are the linear elastic model and the Mohr-Coulomb elastic perfectly plastic model.

The analysis of several cases based on linear and nonlinear behaviour of the pile placed in a single layer or multilayer soil and subjected to a lateral load is then performed to highlight the effect of nonlinearity and slenderness ratio in the response of a free head pile with embedded base in bedrock.

The geometric model used in this study is validated by data from bibliographic resources.

ملخص

يعتبر التصميم الجيد للأساسات من العناصر البالغة الأهمية في أمن واستدامة المنشآت. عندما تكون التربة السطحية ذات نوعية وخصائص ميكانيكية غير كافية لتحمل الأحمال الناتجة عن المنشأ، نتوجه إلى استعمال الوتد كأساس. هناك الكثير من الأعمال التي تبنى على هذا النوع من الأساسات، منها: الجسور، محطات الطاقة النووية، المنشآت البحرية، ناطحات السحاب، أساسات للآلات،.....الخ.

في هذه الحالات، تكون الأوتاد معرضة لأحمال أفقية مطبقة على قمته. هذه الأحمال ناتجة عن هيكل المنشأ نفسه، أو عن شكل الموقع (عدم تناظر الضغوط المطبقة من التربة على الوتد).

الدراسة التي بين أيدينا تهدف إلى فهم السلوك الخطي أو غير الخطي لوتد موجود في تربة أحادية الطبقة أو متعددة الطبقات، ومطبق عليه قوة أفقية ساكنة.

أولاً، نبين الطرق المختلفة المتواجدة في المراجع، والتي تعنى بدراسة وتد منعزل محمل أفقياً.

نقدم بعد ذلك نبذة عن مختلف نماذج السلوك، الخطية وغير الخطية، للتربة. لكن اثنان فقط من هذه النماذج ستؤخذ بعين الاعتبار لوضع النماذج الرقمية باستعمال برنامج PLAXIS وهما النموذج المرن الخطي، والنموذج المرن البلاستيكي بشكل مثالي لمور - كولومب.

ثم قمنا بتحليل عدة حالات مرتكزة على السلوك الخطي وغير الخطي للوتد المتموضع في تربة أحادية أو متعددة الطبقات ومعرض لقوة أفقية، وهذا بهدف توضيح تأثير اللاخطية، ونسبة النحول على استجابة وتد ذو قمة حرة وقاعدة مدمجة في قوام صخري.

النموذج الهندسي المستعمل في هذه الدراسة قد تمت مقارنته وتنبيته باستعمال المعطيات الموجودة في المراجع.

LISTE DES NOTATIONS ET UNITES DE MESURE

Notations :

$L :$	Longueur du pieu.
$d :$	Diamètre du pieu circulaire.
$B :$	Coté du pieu carré.
$r_0 :$	Rayon du pieu circulaire.
$E_p :$	Module d'élasticité longitudinal (Module de Young) du pieu.
$E_s :$	Module d'élasticité longitudinal (Module de Young) du sol.
$\nu_p :$	Coefficient de Poisson du pieu.
$\nu_s :$	Coefficient de Poisson du sol.
$\gamma_p :$	Poids volumique du pieu.
$\gamma_{sat} :$	Poids volumique du sol au dessous du niveau de la nappe phréatique.
$\gamma_{unsat} :$	Poids volumique du sol au dessus du niveau de la nappe phréatique.
$R_{inter} :$	Coefficient d'interface.
$\phi :$	Angle de frottement interne.
$c :$	Cohésion.
$\psi :$	Angle de dilatance.
$K_R :$	Facteur de flexibilité du pieu.
$I_{\rho H} :$	Facteur d'influence.
$I_p :$	Moment d'inertie de la section du pieu.
$X :$	Direction horizontale.
$Y :$	Direction verticale.
$U_x :$	Déplacement horizontal.
$U_y :$	Déplacement vertical.
$H :$	Charge horizontale appliquée à la tête du pieu.

k_x, k_y :	Coefficients de perméabilité suivant x et y respectivement.
Z :	Profondeur à partir de la surface du massif.
Z_s :	Profondeur à partir de laquelle la couche de sable devient plus influente que celle de l'argile.
Z_a :	Profondeur à partir de laquelle la couche d'argile devient plus influente que celle de sable.
Z'_s :	Profondeur à partir de laquelle la réponse du pieu devient totalement régie par la couche de sable.
Z'_a :	Profondeur à partir de laquelle la réponse du pieu devient totalement régie par la couche d'argile.
P :	Pressions latérales du sol.

Unités :

mm:	Millimètre.
cm:	Centimètre.
m :	Mètre.
KN :	Kilo newton.
KN/m^2 :	Kilo newton par mètre carré. (KPa : Kilopascal).
KN/m^3 :	Kilo newton par mètre cube.
m/jour :	Mètre par jour.
° :	Degré.
% :	Pourcentage.

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1.1 :</i>	Classification des pieux (MCIF, 2006).	/08
<i>Tableau 1.2 :</i>	Caractéristiques générales et critères d'utilisation des principaux types de pieux.	/11
<i>Tableau 1.3 :</i>	Choix du type de pieux selon la nature du sol.	/13
<i>Tableau 1.4 :</i>	Facteurs influençant (ϕ).	/14
<i>Tableau 1.5 :</i>	Valeurs du coefficient A (Terzaghi 1955).	/21
<i>Tableau 1.6 :</i>	Facteur rhéologique α pour divers types de sols (Fascicule 62 (1992)).	/22
<i>Tableau 1.7 :</i>	Valeur moyenne de E_s pour des sols sans cohésion.	/22
<i>Tableau 2.1 :</i>	Relations entre constantes élastiques (Leipholz, 1974).	/38
<i>Tableau 2.1 :</i>	suite...	/39
<i>Tableau 4.1 :</i>	Paramètres du sol et du pieu pour la construction du modèle.	/65
<i>Tableau 4.2 :</i>	Modules de Young du pieu pour la construction du modèle.	/65
<i>Tableau 4.3 :</i>	Déplacement latéral et facteur d'influence par PLAXIS.	/66
<i>Tableau 4.4 :</i>	Caractéristiques mécaniques du pieu pour le sol homogène.	/68
<i>Tableau 4.5 :</i>	Caractéristiques mécaniques élastiques du sable et de l'argile.	/68
<i>Tableau 4.5 :</i>	suite...	/69
<i>Tableau 4.6 :</i>	Caractéristiques mécaniques élastoplastiques du sable et de l'argile.	/70
<i>Tableau 4.7 :</i>	Différence des déplacements latéraux numériques en tête du pieu pour le sol homogène.	/73
<i>Tableau 4.8 :</i>	Déplacements latéraux en tête du pieu suivant l'élancement pour le sol homogène, $H = 500$ KN.	/76
<i>Tableau 4.9 :</i>	Ecart entre les déplacements en tête du pieu suivant l'élancement pour le sol homogène, $H=500$ KN.	/77

<i>Tableau 4.10 :</i>	Caractéristiques mécaniques du pieu pour le sol multicouche.	/78
<i>Tableau 4.11 :</i>	Caractéristiques mécaniques élastiques du sable, de l'argile, et du remblai.	/78
<i>Tableau 4.12 :</i>	Caractéristiques mécaniques élastoplastiques du sable, de l'argile et du remblai	/79
<i>Tableau 4.12 :</i>	Suite...	/80
<i>Tableau 4.13 :</i>	Différence des déplacements latéraux numériques en tête du pieu pour le sol multicouche.	/81
<i>Tableau 4.14 :</i>	Déplacements latéraux en tête du pieu suivant l'élanement pour le sol multicouche, $H = 500 \text{ KN}$.	/86
<i>Tableau 4.15 :</i>	Ecarts entre les déplacements en tête du pieu suivant l'élanement pour le sol multicouche, $H = 500 \text{ KN}$.	/86
<i>Tableau 4.16:</i>	Caractéristiques mécaniques du pieu pour l'étude des pressions.	/91
<i>Tableau 4.17 :</i>	Ecarts des pressions pour différents chargements (Sable élastique, $Z=L$)	/96

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 1.1 :</i>	Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e .	/05
<i>Figure 1.2 :</i>	Sonnette à taraude.	/06
<i>Figure 1.3 :</i>	Résistance des pieux.	/07
<i>Figure 1.4 :</i>	Pieu battu moulé.	/09
<i>Figure 1.5 :</i>	Pieu foré à la boue.	/10
<i>Figure 1.6 :</i>	Rupture des pieux libres en tête, et des pieux liés au chevêtre. (Broms 1964)	/17
<i>Figure 1.7 :</i>	Déformation du pieu et du sol (Adachi et al. 1994).	/17
<i>Figure 1.8 :</i>	Vecteur de déplacement du sol (Adachi et al. 1994).	/18
<i>Figure 1.9 :</i>	Représentation du modèle de Winkler.	/19
<i>Figure 1.10 :</i>	Courbe P-y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.	/24
<i>Figure 1.11 :</i>	Courbe P-y dans le cas de sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes.	/24
<i>Figure 1.12 :</i>	Loi de mobilisation de la réaction tangentielle.	/25
<i>Figure 2.1:</i>	Les "briques de base" pour la représentation des comportements.	/34
<i>Figure 2.2:</i>	Représentation du critère de Drücker-Prager.	/41
<i>Figure 2.3 :</i>	Représentation du critère de Mohr-Coulomb.	/42
<i>Figure 2.4:</i>	Comparaison des critères de Tresca et de von Mises.	/44
<i>Figure 3.1 :</i>	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	/48
<i>Figure 3.2 :</i>	Représentation du Hardening Soil Model.	/48
<i>Figure 3.3 :</i>	De la réalité au maillage en passant par la discrétisation.	/57
<i>Figure 3.4 :</i>	Types d'éléments linéiques.	/57

<i>Figure 3.5 :</i>	Types d'éléments plans.	/58
<i>Figure 3.6 :</i>	Types d'éléments volumiques.	/59
<i>Figure 4.1 :</i>	Système sol-pieu.	/65
<i>Figure 4.2 :</i>	Validation du modèle par les abaqes de Poulos et Davis (1980)	/66
<i>Figure 4.3 :</i>	Modèle géométrique.	/67
<i>Figure 4.4 :</i>	Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la profondeur, en milieu élastique homogène / (a) : sable, (b) : argile.	/69
<i>Figure 4.5 :</i>	Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la profondeur, en milieu élastoplastique homogène / (a) : sable, (b) : argile.	/71
<i>Figure 4.6 :</i>	Courbes numériques comparées des déplacements latéraux en tête du pieu en milieu élastique et élastoplastique / (a) : sable, (b) : argile, (c) : sable vs argile.	/72
<i>Figure 4.6 :</i>	Suite...	/73
<i>Figure 4.7 :</i>	Comparaison des déplacements latéraux en tête du pieu pour les différents élancements (a) : sable élastique, (b) : sable élastoplastique, (c) : argile élastique, (d) : argile élastoplastique.	/75
<i>Figure 4.7 :</i>	Suite...	/76
<i>Figure 4.8 :</i>	Modèle géométrique multicouche, type (1).	/77
<i>Figure 4.9 :</i>	Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la profondeur, en milieu multicouche élastique.	/79
<i>Figure 4.10 :</i>	Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la profondeur, en milieu multicouche élastoplastique.	/80
<i>Figure 4.11 :</i>	Courbes numériques comparées des déplacements latéraux en tête du pieu en milieu multicouche, élastique et élastoplastique.	/81
<i>Figure 4.12:</i>	Modèle géométrique multicouche, type (2).	/82
<i>Figure 4.13 :</i>	Courbes numériques de l'effet de stratification du massif sur le déplacement latéral, (a) : Modèle linéaire, (b) : Modèle de M-C	/83
<i>Figure 4.14 :</i>	Comparaison entre la variation du déplacement pour les configurations 1 et 2 du massif multicouche.	/84

<i>Figure 4.15 :</i>	Comparaison des déplacements latéraux en tête du pieu dans le sol multicouche (type 1) pour les différents élancements (a) : modèle élastique, (b) : modèle élastoplastique.	/85
<i>Figure 4.16 :</i>	Influence des couches de sol inférieures sur les déplacements latéraux en tête du pieu dans le sol multicouche (types 1 et 2) (a) : d=40cm, (b) : d=50cm, (c) d=67cm, (d) d=100cm.	/88
<i>Figure 4.16 :</i>	Suite...	/89
<i>Figure 4.17 :</i>	Comparaison entre les déplacements latéraux en tête du pieu suivant son élancement, dans : l'argile, le sable et les deux types de sol multicouche (types 1 et 2) / H = 500 kN.	/90
<i>Figure 4.18 :</i>	Variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans un sol sableux homogène ; (a) : Modèle linéaire, (b) : Modèle Mohr-Coulomb.	/92
<i>Figure 4.19 :</i>	Réponse « p-y » d'un pieu sous un chargement transversal hypothétique. (O'Neill et Dunnavant, 1985)	/93
<i>Figure 4.20 :</i>	Variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans un sol argileux homogène ; (a) : Modèle linéaire, (b) : Modèle Mohr-Coulomb.	/94
<i>Figure 4.21 :</i>	Variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans un sol multicouche ; (a) : Modèle linéaire, (b) : Modèle Mohr-Coulomb.	/95
<i>Figure 4.22 :</i>	Comparaison selon L/d de la variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans un sable élastique ; (a) : H=100 kN, (b) : H=500 kN.	/97
<i>Figure 4.23 :</i>	Comparaison selon L/d de la variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans un sable élastoplastique ; (a) : H=100 kN, (b) : H=500 kN.	/98
<i>Figure 4.24 :</i>	Comparaison selon L/d de la variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans une argile élastique ; (a) : H=100 kN, (b) : H=500 kN.	/99
<i>Figure 4.25 :</i>	Comparaison selon L/d de la variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans une argile élastoplastique ; (a) : H=100 kN, (b) : H=500 kN.	/100

TABLE DES MATIERES

Résumé	II
Abstract	III
Résumé (arabe)	IV
Liste des notations et unités de mesure	V
Liste des tableaux	VII
Liste des figures	IX
Table des matières	XII
Introduction générale	1
<u>Chapitre I</u> : Analyse bibliographique sur les fondations profondes	4
1.1. Généralités sur les pieux.	5
1.1.1. Définition.	5
1.1.2. Historique.	6
1.1.3. Rôle des pieux.	7
1.1.4. Classification des pieux.	7
1.1.5. Conditions d'emploi des pieux.	10
1.2. Facteurs influant sur le comportement d'une fondation profonde. ...	12
1.2.1. Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux.	13
1.2.2. Facteurs influençant les paramètres c et ϕ	13
1.3. Fondations profondes sous charges latérales.	15
1.3.1. Introduction.	15
1.3.2. Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral.	15
1.3.3. Méthodes de dimensionnement.	18
1.3.3.1. La théorie classique rigide-plastique.	18
1.3.3.2. La méthode des éléments finis.	19
1.3.3.3. Méthode au module de réaction.	19
a- Principe général.	19
b- Expression du module de réaction E_s	21
c- Les courbes P-Y.	23
1.3.3.4. Méthodes du continuum élastique.	30
a- Méthode de Poulos.	30
b- Méthode de Banerjee et Davis.	30
1.4. Conclusion.	31

<u>Chapitre II</u> : Comportement linéaire et nonlinéaire des sols	32
2.1. Introduction.	33
2.2. Modèles rhéologiques.	34
2.3. Comportement élastique.	37
2.3.1. Définition.	37
2.3.2. Elasticité linéaire isotrope de Hooke.	37
2.4. Comportement élastoplastique.	39
2.4.1. Définition de la plasticité.	39
a- Surface de charge.	39
b- Lois d'écoulement.	40
c- Lois d'écrouissage.	40
2.4.2. Critères de plasticité usuels en mécanique des sols.	41
2.4.2.1. Critères faisant intervenir la pression hydrostatique.	41
a- Critère de Drücker-Prager.	41
b- Critère de Mohr-Coulomb.	42
c- Critères fermés.	42
2.4.2.2. Critères ne faisant pas intervenir la pression hydrostatique.	43
a- Critère de Von Mises.	43
b- Critère de Tresca.	43
2.5. Conclusion.	44
<u>Chapitre III</u> : Aperçu sur l'outil numérique utilisé dans l'étude	45
3.1. Introduction.	46
3.2. Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis.	46
3.2.1. Modèle élastique linéaire.	47
3.2.2. Modèle de Mohr-Coulomb.	47
3.2.3. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening soil model).	48
3.2.4. Modèle pour sols « mous » (Soft soil model).	49
3.2.5. Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft soil creep model).	50
3.3. Le modèle élastoplastique utilisé dans le projet ; Mohr-Coulomb.	51
3.3.1. Choix du modèle.	51
3.3.2. Les paramètres du modèle.	51

3.4. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis.	54
3.4.1. Introduction.	54
3.4.2. Méthodes de résolution.	54
3.4.3. Intérêt des méthodes numériques.	55
3.4.4. La méthode des éléments finis.	56
3.5. Conclusion.	60
<u>Chapitre IV</u> : Présentation des résultats et discussions	61
4.1. Introduction et position du problème.	62
4.2. Modélisation du matériau constituant le pieu.	63
4.3. Construction du modèle.	63
4.3.1. Modèle d'analyse.	64
4.3.2. Paramètres du sol et du pieu.	65
4.4. Etude du système pieu-sol dans un massif de sol homogène.	68
4.4.1. Effet de la nonlinéarité du comportement du sol.	68
4.4.1.1. Cas d'un sol linéaire élastique.	68
4.4.1.2. Cas d'un sol élastoplastique.	70
4.4.1.3. Comparaison des résultats numériques en milieu élastique et élastoplastique.	72
4.4.2. Effet du rapport d'élancement du pieu L/d	74
4.5. Etude du système pieu-sol dans un massif de sol multicouche.	77
4.5.1. Effet de la nonlinéarité du comportement du sol.	78
4.5.1.1. Cas d'un sol linéaire élastique.	78
4.5.1.2. Cas d'un sol élastoplastique.	79
4.5.1.3. Comparaison des résultats numériques en milieu élastique et élastoplastique.	81
4.5.1.4. L'influence des couches de sol.	82
4.5.2. Effet du rapport d'élancement du pieu L/d	85
4.5.2.1. Etude de la réponse du pieu suivant l'élancement L/d	85
4.5.2.2. Influence des couches de sol.	86
4.6. Etude de la pression latérale du sol.	91
4.6.1. Effet de la non linéarité du comportement du sol.	91
4.6.2. Effet du rapport d'élancement du pieu L/d	96

Conclusions et perspectives	102
Références bibliographiques	107

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Problématique :

Les ouvrages de Génie Civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Lorsque la résistance du sol en surface n'est pas suffisante pour utiliser des fondations superficielles, les ingénieurs optent pour des fondations profondes qui permettent de reporter les charges de la structure sur des couches plus profondes. Parmi celles-ci, les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée en construction. Cependant, de nombreuses structures doivent pouvoir résister aussi bien à des charges axiales qu'à des charges latérales.

Auparavant, la reprise des charges latérales était assurée par des pieux inclinés. Aujourd'hui, les pieux verticaux sont conçus pour reprendre de telles sollicitations.

Or, ce type de problèmes est assez complexe et a fait l'objet de peu de recherches. Par ailleurs, le fait que la conception de ce type de fondations fait appel à deux spécialités, la géotechnique et la structure (interaction sol-structure), rend l'accès à ce domaine frontière difficile. C'est précisément cet état de fait qui a motivé la présente étude.

Objectifs du projet :

Le comportement des pieux, même isolés, demeure difficile à analyser, d'autant plus lorsqu'ils sont inclinés et chargés tridimensionnellement et qu'ils se trouvent dans une configuration plus ou moins complexe de groupe ou de réseau. Aujourd'hui encore, il demeure difficile d'appréhender de façon complète les réactions du sol aux sollicitations des pieux ; dans ce but nous cherchons à identifier quelques paramètres pouvant influencer sur le comportement des pieux ainsi que l'ampleur de cette influence.

Cette étude a pour objectif de :

- Faire une revue bibliographique et documentaire exhaustive sur les méthodes d'analyse et de conception de pieux sous charges horizontales.
- Aborder la complexité du comportement des pieux de manière théorique; puis, de manière plus appliquée, sont présentés des cas d'étude sur un pieu chargé transversalement accompagnés d'une analyse.
- Présenter le comportement mécanique des pieux, plus particulièrement les pieux isolés, sous charge transversale et dans un sol monocouche ou multicouches, en utilisant le modèle élastique et le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb.

Méthodologie générale :

La méthodologie renferme des développements théoriques basés sur de nombreux travaux recensés dans la littérature. Elle renferme également d'appréhender quelques paramètres pouvant influencer sur le comportement des fondations profondes avec pieux, soumises à des forces statiques latérales.

Organisation du mémoire :

Le mémoire présenté est structuré en quatre chapitres.

Le premier chapitre évoque toutes les notions de base concernant les fondations profondes. Ces notions sont présentées d'une manière organisée et simplifiée pour mieux comprendre les différents facteurs intervenant dans le comportement de ce type de fondations.

Le deuxième chapitre est dédié à l'étude bibliographique sur le comportement non linéaire des sols. On expose les modèles rhéologiques, le comportement élastoplastique, notion de surface de charge, notion d'écrouissage, notion d'écoulement, les différents critères de rupture et la formulation en élastoplasticité.

Le troisième chapitre est consacré à la description générale de l'outil de calcul Plaxis, ainsi que les modèles de comportement utilisés dans la présente étude. Un aperçu sur la méthode des éléments finis a été également donné dans ce chapitre tout en montrant l'importance de celle-ci dans la résolution des problèmes complexes de géotechnique.

Le dernier chapitre s'intéresse à l'analyse numérique par éléments finis du comportement des pieux sous charge statique latérale, en utilisant le code Plaxis. L'accent est mis sur l'effet de la charge appliquée sur le pieu ainsi que celui de l'élancement de ce dernier sur sa réponse vis-à-vis au chargement. Ce chapitre met le point également sur l'influence de la non linéarité du comportement, ainsi que l'homogénéité (profil monocouche) ou l'hétérogénéité (profil multicouche) du sol. Une confrontation avec les résultats de la littérature est faite pour la validation du modèle utilisé.

Les conclusions générales et les perspectives de cette étude figurent en fin du présent document.

CHAPITRE I

ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES FONDATAIONS PROFONDES

1.1. Généralités sur les pieux :

1.1.1. Définition :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

Les 3 parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe et le fût compris entre les deux.

La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes.

D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e .

Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu. (Figure 1.1)

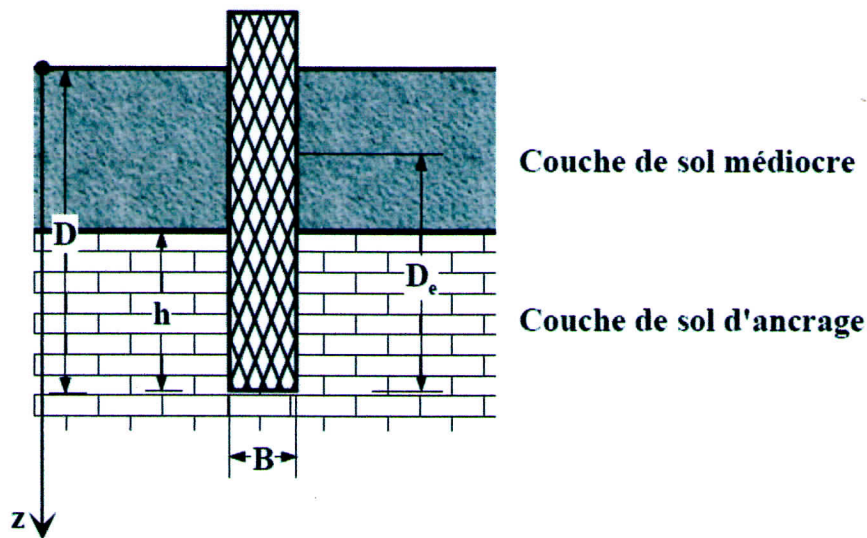


Figure 1.1 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e .

On considère qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif D_e/B est supérieure à 5.

Pour le calcul, les deux types de fondations (profondes et superficielles) se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation.

Pour les fondations profondes, le mode de travail et l'interaction avec le sol environnant conduisent à introduire la notion de profondeur critique qu'on peut définir, en première approximation, comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base n'augmente plus.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes, dont la base se situe au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des pieux ou parois de faible longueur et de tous les types de caissons. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers ; il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.

1.1.2. Historique :

Des pilots en bois ont été utilisés dès l'époque préhistorique. De nombreux ouvrages anciens conservés jusqu'à nos jours sont fondés sur pieux, en particulier en Hollande et en Italie (le Campanile de Venise, datant de l'an 900, comporte des pieux battus).

Les pieux anciens étaient battus à la masse ou à l'aide d'un mouton actionné à la main, le relevage s'effectuait par un système de cordes et poulie (*sonnette à taraude*, figure 1.2), et l'enfoncement était obtenu par la chute libre de la masse sur le pieu (*battage au mouton sec*).

Dans la fabrication des pieux, l'acier et le béton (quelquefois la conjugaison des deux) sont pratiquement aujourd'hui les seuls matériaux employés.

La conception des ouvrages où sont mis en œuvre ces éléments exige une bonne connaissance de la mécanique des sols.

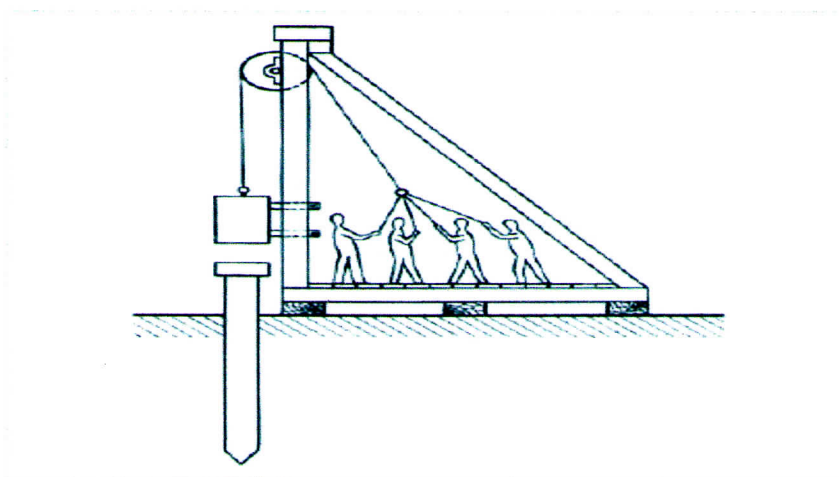


Figure 1.2 : Sonnette à taraude.

1.1.3. Rôle des pieux :

Lorsque le sol situé immédiatement sous les ouvrages ne présente pas des qualités de portance suffisantes, les pieux constituent une solution de fondations profondes. La *figure 1.3* montre les différents cas de résistance des pieux.

Les pieux contribuent parfois indirectement aux fondations, leur rôle étant uniquement d'améliorer les performances du sol, soit comme pieux de compactage soit comme drains ; dans ce dernier cas, ils sont constitués de matériau drainant (sable, gravier, mèche de fibre, etc.).

Ils sont utilisés également pour résister à :

- des efforts latéraux (poussée des terres, efforts dus au vent ou au freinage, etc.).
- des efforts de traction : ils ont alors un rôle d'ancrage (fondations de pylônes).

Dans ces derniers cas, il est préférable de les incliner dans la direction des efforts résultants pour réduire les effets de flexion auxquels, par leur forme élancée, ils résistent mal.

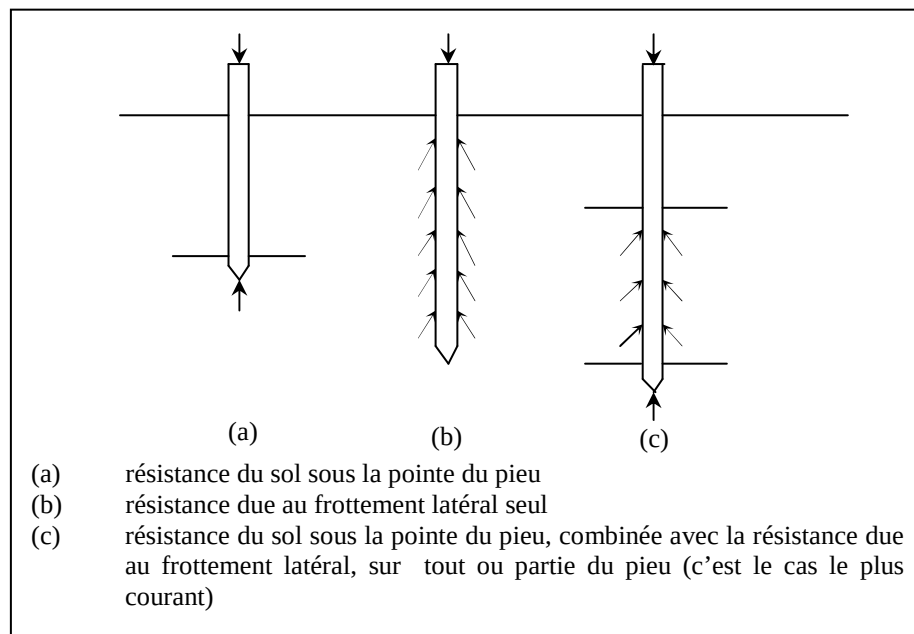


Figure 1.3 : Résistance des pieux.

1.1.4. Classification des pieux :

Les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt. Ces paramètres sont regroupés dans le *tableau 1.1*, adapté du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006).

Tableau 1.1 : Classification des pieux (MCIF, 2006)

Classification selon	Type de pieu
Mode d'installation	battu, foré, tubé, vissé, moulé
Nature de matériau	acier, béton, bois, béton précontraint
Géométrie de forme	vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné
Rigidité	long (flexible), court (rigide)
Type de structures	tour, machinerie, bâtiment
Déplacement du sol	subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement.
Mode de fonctionnement	Friction, pointe

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol ;
- les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol ;
- certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire.

a- Pieux refoulant le sol à la mise en place :

Dans ce groupe, on peut citer les pieux battus, qui sont des pieux soit façonnés à l'avance soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers, il s'agit essentiellement de pieux en métal et de pieux préfabriqués en béton armé. Pour les seconds, il s'agit de pieux battus moulés.

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

- Pieu battu préfabriqué.
- Pieu en métal battu.
- Pieu en béton foncé.
- Pieu en métal foncé.
- Pieu battu pilonné.
- Pieu battu enrobé.
- Pieu tubulaire précontraint.
- Pieu vissé moulé.

- Pieu battu moulé (*figure 1.4*) : L'exécution des pieux battus moulés consiste d'abord à battre un tube muni à sa base d'une plaque métallique dans le sol, à mettre, si nécessaire, en place la cage d'armatures, puis à remplir le tube de béton pendant son extraction.

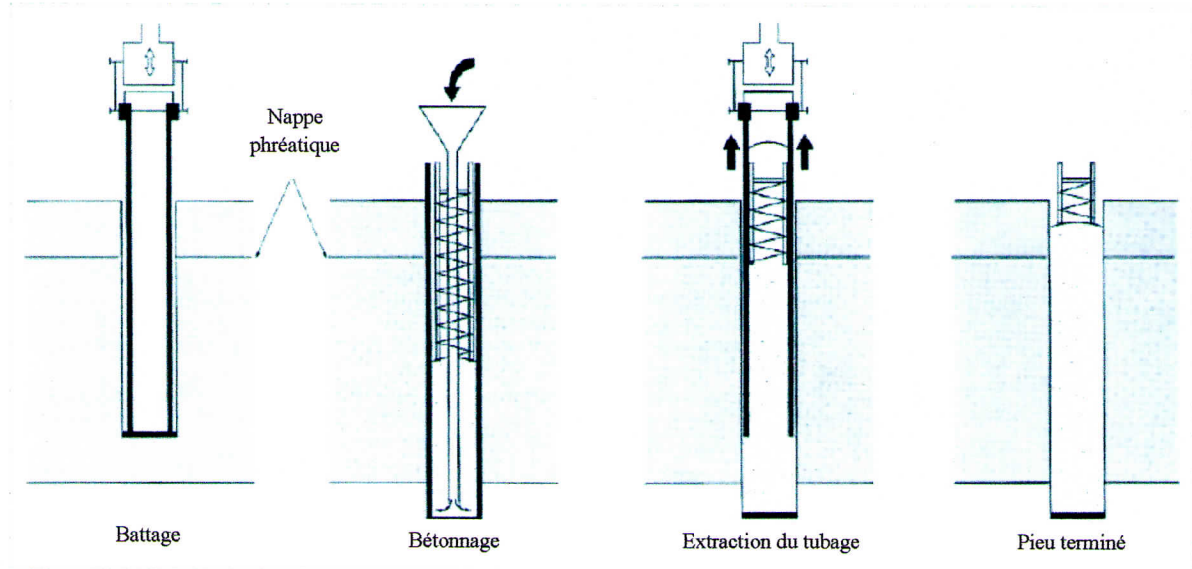


Figure 1.4 : Pieu battu moulé.

b- Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place :

Dans ce groupe, on peut citer les pieux forés dont l'exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu.

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

- Pieu foré simple.
- Pieu foré tubé.
- Puits.
- Pieu tarière creuse.
- Micropieux.
- Pieu injecté, sous haute pression, de gros diamètre.
- Pieu foré à la boue et barrette : 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. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage. (*Figure 1.5*).

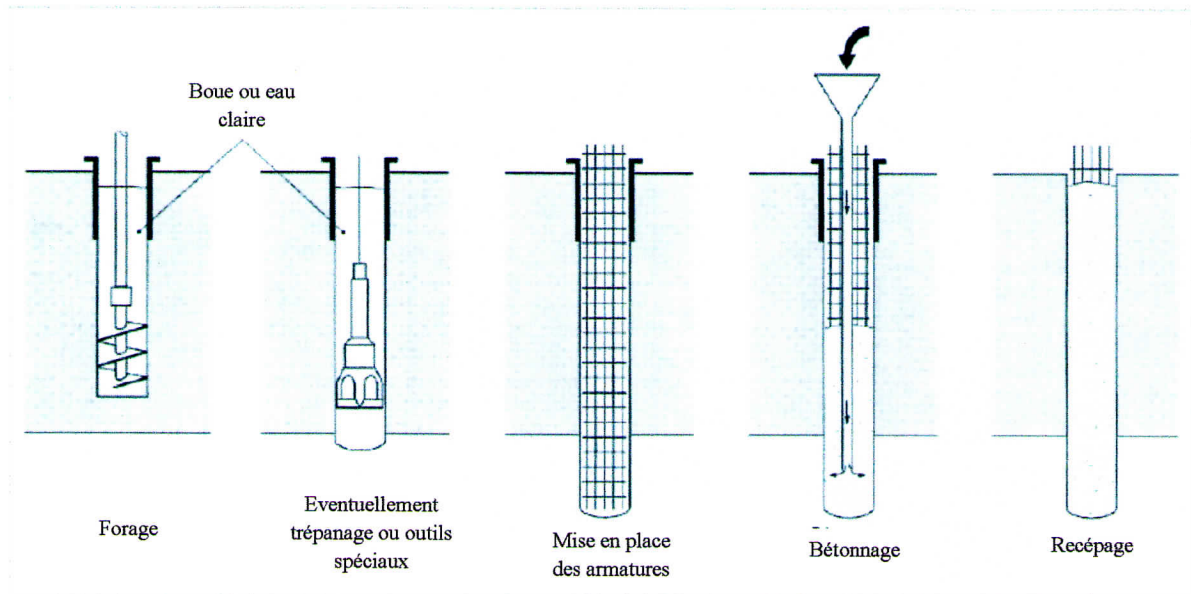


Figure 1.5 : Pieu foré à la boue.

1.1.5. Conditions d'emploi des pieux :

Le choix d'un type de pieux résulte de données et critères :

a- Techniques :

- nature de l'ouvrage, type et importance des charges,
- longueur possible des pieux,
- nature du sol,
- présence d'eau, agressivité particulière,
- causes de détérioration,
- possibilité de mise en œuvre et environnement,
- matériaux disponibles,
- délais d'exécution souhaités ;

b- Economiques :

- ressources locales et matières premières (bois, acier, ciment),
- possibilités d'approvisionnement, accès, transport,
- ressources en main-d'œuvre, coût,
- matériel disponible,
- comparaison des coûts des différents types techniquement satisfaisants,
- coût de l'entretien éventuel et des conséquences sur les ouvrages voisins,
- crédits disponibles.

Les avantages essentiels des différents types de pieux sont résumés au *tableau 1.2*.

Tableau 1.2 : Caractéristiques générales et critères d'utilisation des principaux types de pieux

Type de pieu	Charge unitaire acceptable (t)	Avantages	Inconvénients	Principales utilisations
Pieu en bois	10 à 35	Prix de revient faible Masse unitaire peu élevée Commodité de mise en œuvre Souplesse aux chocs	Limité en longueur et en capacité de portance Nécessite traitement et entretien dans les parties apparentes et à alternance air-eau (appontements) Fragile au battage, ne convient pas pour les sols durs	Fondations de petits ouvrages Convient dans régions productrices de bois et isolées Fondations d'ouvrages provisoires, ouvrages d'accostage
Pieu en béton préfabriqué battu	Couramment 100 à 130 150 à 250 pour les grosses sections (500 × 500 mm)	Qualités du béton armé Bonnes performances Inaltérable	Doit être armé pour les manutentions préalables (décollage, transport, levage) Nécessite aire de préfabrication et stockage temps de séchage Matériel important pour mise en œuvre Bruit et vibration au battage Recèpage et rabouillage délicats	Fondations d'ouvrages d'art au bord de l'eau (ponts, quais, silos, etc.) Fondations hors agglomération, dans des terrains saturés, de mauvaise qualité, et où le niveau de la couche portante est connu
Pieu battu moulé en place	Couramment 60 à 120 et jusqu'à 150	S'adapte aux profondeurs Compatibles avec la qualité du sous-sol Relativement économique en petit diamètre Performances améliorées lorsque la gaine est laissée en place	Taux de travail à la compression du béton limité à 50 daN/cm ² Diamètre limité aux possibilités du battage	Fondations de bâtiments et ouvrages d'art en site terrestre
Pieu foré moulé en place	Couramment 200 à 300 1 000 pour les gros diamètres (Ø 2 000 mm)	Exécution rapide Mise en œuvre par engin moderne peu bruyant Adapté aux variations de profondeur Possibilité de reconnaître les sols traversés et la couche portante	Qualité et contrôle de la mise en œuvre et des performances du béton Taux limité à 50 daN/cm ²	Fondations importantes (complexes sidérurgiques, centrales, grands ouvrages en site terrestre)
Pieu métallique plein	150 à 200	Peut supporter des efforts de flexion et traction Rabouillage facile Possibilité d'intervention rapide Utilisation immédiate Adapté aux variations de profondeur de fiche Possibilité de pénétration en terrain dur Peut atteindre de grandes profondeurs (40 à 50 m et plus)	Vulnérable à la corrosion Coût élevé	Fondations d'ouvrages subissant des efforts horizontaux
Pieu mixte (tube battu vidé et rempli de béton)	300 à 400 pour des diamètres Ø 1 500 mm (charge maximale s'il est admis de faire participer l'acier)	S'adapte aux profondeurs nécessaires Section du béton constante, qualité plus soignée	S'il y a risque de corrosion, l'acier ne participe pas Difficultés de fonçage en terrain dur ou avec obstacles	Fondations en sites saturés d'eau, en sites maritimes Fondations d'ouvrages importants (quais, ponts, etc.)

1.2. Facteurs influant sur le comportement d'une fondation profonde :

Des bâtiments, des ponts, des structures offshore ou encore des murs de soutènement sont souvent construits sur des fondations profondes, généralement en béton armé.

Leur comportement est alors lié aux aspects suivants :

- Les caractéristiques géométriques des pieux (élancement, section, surface latérale, rugosité) et, éventuellement, du chevêtre qui les relie les uns aux autres ;
- La méthode d'installation des pieux (battage, méthode vibratoire, vissage, fonçage, forage puis moulage en place, etc.) ;
- Les forces, moments ou pressions appliqués et transmis aux pieux (compression, traction, sollicitations inclinées ou excentrées, sollicitations latérales, monotones ou cycliques, dynamiques) ;
- Le comportement non linéaire de chaque pieu (écrasement, allongement, flexion, torsion, cisaillement voire flambement) ;
- L'état de l'interface entre le sol et chaque pieu (glissement et frottement du sol le long du fût) ;
- Le comportement non linéaire du sol au voisinage immédiat du fût des pieux. Généralement, le fût est relativement rugueux et donc le frottement latéral représente en partie le cisaillement du sol sur une certaine épaisseur (très localisée) ;
- Le comportement non linéaire du sol près de la pointe des pieux.

Trois différentes non-linéarités, liées respectivement au sol, au pieu et à leur interaction, doivent être considérées pour modéliser le comportement d'un pieu dans un massif de sol. Ce comportement dépend également pour beaucoup de la technique de construction utilisée ; en effet, selon celle-ci :

- L'ordre de grandeur de la capacité portante (charge maximale supportable par le sol) peut être affecté, de même que la distribution de la charge dans le pieu ;
- Les contraintes dans le sol au voisinage du pieu et l'état même du sol (densité, propriétés mécaniques) sont souvent fortement modifiés. Ces contraintes dépendent du champ initial dans le massif de sol non perturbé, du poids du pieu, de l'interaction sol-pieu et de la reconsolidation du sol qui se produit après la mise en place de la structure ou à la fin de la construction de l'ouvrage ;
- Les contraintes résiduelles dans le pieu sont plus ou moins importantes.

Généralement, les effets de l'installation d'un pieu ne se font pas sentir au-delà de 10 à 15 fois son diamètre.

1.2.1. Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux :

Les dimensions et le type de pieux sont déterminés selon la nature du sol (*tableau 1.3*). Pour les pieux construits sur place ou préfabriqués, ils sont généralement déterminés à partir de considérations économiques et pratiques. Le choix du type de pieux est également dicté par l'importance de la structure à supporter.

Tableau 1.3 : Choix du type de pieux selon la nature du sol.

Nature du sol	Type de pieux	Références
Sol pulvérulent lâche	Pieu conique pour augmenter le frottement latéral	Hannigan et al. 1998
Dépôt d'argile molle profonde	Pieu en béton à surface rugueuse pour augmenter l'adhésion et la vitesse de dissipation de pression interstitielle	Hannigan et al. 1998
Sable lâche profond ou moyen dense	Section métallique type H-Pieu	Tomlinson, 1987
Dépôt de gros gravier	Pieu en béton précontraint dans le cas d'un battage prévu difficile. Section métallique type H-P et tubulaire à base ouverte sont utilisés mais souvent avec des longueurs plus grandes	Hannigan et al. 1988

Les pieux sont généralement dimensionnés soit sur la base de méthodes empiriques, soit sur la base d'essais in situ. Les deux principaux paramètres du sol pour le calcul de pieux sont la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (ϕ). De plus, dans le cas des charges latérales, la valeur du module de réaction du sol E_s est nécessaire pour le dimensionnement des pieux (Bowles, 1977 et Frank, 1995).

1.2.2. Facteurs influençant les paramètres c et ϕ :

a- Sols pulvérulents ($c = 0$, ϕ) :

La valeur de l'angle de frottement dépend principalement de :

- la compacité du sol (l'indice des vides (e)).
- la distribution granulométrique (C_u).
- l'angularité des particules.
- la rugosité de la surface des particules.
- la présence de l'eau.

Le *tableau 1.4* résume l'effet de ces facteurs sur l'angle (ϕ) :

Tableau 1.4 : Facteurs influençant (ϕ).

Facteurs	Angle (ϕ)
e (indice des vides) augmente	diminue
C_u augmente (granulométrie étalée)	augmente
la forme plus angulaire des particules	supérieur
la rugosité de la surface prononcée	important
présence de l'eau	Diminue légèrement

Il est à noter qu'en présence d'un bon drainage à l'état de rupture, l'angle ϕ devient l'angle de frottement effectif ϕ' (Holtz et Kovacs, 1991).

b- Sols cohérents :

Les paramètres c et ϕ sont influencés par les conditions de drainage et par la teneur en eau.

Quand le sol est saturé, c'est souvent le cas dans les sols cohérents, l'eau empêche les particules de sol de se serrer. A l'état de rupture, la résistance de cisaillement est constante et égale à la résistance de cisaillement non drainé c_u . C'est l'approche de calcul en contraintes totales. Lorsque le drainage est envisageable et que les contraintes de cisaillement sont reprises uniquement par les particules de sol, la cohésion c devient la cohésion effective c' et l'angle ϕ devient l'angle de frottement effectif ϕ' . C'est l'approche de calcul en contraintes effectives. Cette approche est utilisée pour le calcul de la stabilité des fondations, des remblais et des talus.

Une augmentation de la teneur en eau du sol diminue les forces de cohésion. Dans les sols compactés la cohésion (c) est plus importante, alors que la cohésion effective (c') est presque nulle dans les sols normalement consolidés (Holtz et Kovacs, 1991).

1.3. Fondations profondes sous charges latérales:

1.3.1. Introduction :

Outre le chargement axial dû au poids et aux charges permanentes de l'ouvrage, il arrive qu'un chargement latéral sollicite le pieu. Le sol réagit pour l'équilibrer, en mobilisant une réaction latérale.

La nature du chargement latéral provenant de la structure est variée. Le chargement peut être statique, comme l'effet de la poussée des terres sur une culée de pont. Il peut être cyclique, comme l'effet de la houle sur les plateformes off-shore. Enfin, le chargement peut être sous forme d'un choc, comme l'accostage des navires sur un quai ou un duc d'albe.

Il arrive que le chargement latéral provienne du sol lui même en cas de séisme par exemple, ou lors du déplacement latéral d'une couche d'argile compressible.

Il s'agit donc d'un problème d'interaction sol-fondation.

Différentes voies de recherches sur ce problème peuvent être envisagées:

- L'approche théorique, où la difficulté réside dans la modélisation du comportement du système sol-fondation. Devant la complexité du problème liée à la multitude des facteurs entrant en jeu d'une part et la rhéologie mal connue des sols d'autre part, les méthodes actuelles de dimensionnement des fondations profondes sous chargement latéral se basent sur des hypothèses simplificatrices qui ne représentent pas le comportement réel de la fondation ;
- L'expérimentation sur des ouvrages en vraie grandeur. Elle est limitée par les coûts, les délais et la quasi-impossibilité d'effectuer des études paramétriques.
- L'étude sur des modèles réduits. Les forces de masse sont prépondérantes en mécanique des sols. Or, la réduction des dimensions de l'ouvrage ne doit pas modifier son comportement, il est donc nécessaire d'augmenter les forces de masse du modèle.

1.3.2. Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral :

Certaines sollicitations appliquées aux structures ou certains mouvements du sol provoquent des efforts latéraux et/ou des moments fléchissants dans les fondations profondes. Des exemples typiques sont constitués par :

- Les pieux supportant la culée d'un pont, elle-même soumise à la poussée d'un remblai adjacent ;

- Les pieux supportant des structures off-shore, soumises aux effets de la houle et du vent, aux chocs de bateau ou d'iceberg ;
- Les pieux situés près d'une excavation ou utilisés pour la stabilisation des terrains susceptibles de glisser naturellement ;
- Les pieux inclinés dans un massif de sol qui tasse ;
- Les fondations sur pieux soumises aux actions sismiques.

Dans quelques cas, notamment en off-shore, les efforts dus à des glissements de terrain peuvent être très importants et entraîner la rupture des fondations. De même, les moments fléchissants peuvent générer des contraintes suffisamment importantes pour provoquer la rupture du matériau qui constitue le pieu et des déplacements incompatibles avec la stabilité des structures supportées par la fondation.

Quand le pieu est chargé transversalement, les réactions du sol se développent le long du pieu afin de permettre l'équilibre du système, le pieu fléchit et le sol est soumis à des déformations. Sous l'augmentation du niveau de chargement, la réaction du sol à une profondeur donnée continuera à croître, alors que le déplacement du pieu à cette profondeur augmente aussi. La relation entre le déplacement du pieu et la résistance est généralement non linéaire (O'Neill & Dunnavant, 1985).

Lorsque la charge continue d'augmenter, le système n'est plus en équilibre. En fonction de la longueur du pieu, de la rigidité de la section et des caractéristiques de charge-déformation du sol, le mode de rupture varie ainsi que le présente Broms (1964).

a- Pour les pieux « libres » en tête :

- *Figure 1.6 (a)*: Le moment de flexion maximum dans le pieu excède le moment causant le fléchissement ou la rupture de la section du pieu ; ce type de rupture arrive plutôt quand la fiche du pieu est relativement grande.
- *Figure 1.6 (b)*: Les pressions latérales résistantes des terres sont supérieures à la résistance latérale du sol le long du pieu et il tourne autour d'un point localisé à une certaine distance sous la surface du sol ; ce type de rupture survient plutôt quand la longueur du pieu et sa profondeur de pénétration sont relativement petites.

b- Pour les pieux liés au chevêtre :

- *Figure 1.6 (c)*: Pour des conditions réellement fixes en tête, le moment négatif maximum est plus important que le moment positif maximum, ainsi l'effort seuil de la section du pieu est généralement dépassé en commençant par la tête du pieu. Cependant le pieu est encore capable de résister à des charges transversales supplémentaires après formation de la première rotule plastique, et la rupture ne

survient pas jusqu'à ce qu'une seconde rotule plastique ne se forme au niveau du moment le plus important. Cette seconde rotule plastique se crée quand la valeur de ce moment est égale au moment causant le fléchissement de la section de pieu.

- *Figure 1.6 (d)*: La rupture survient aussi après la formation de la première rotule plastique à la tête du pieu si les réactions transversales du sol dépassent la capacité portante du sol le long du pieu, le pieu tourne alors autour du point situé à une certaine profondeur sous la surface du sol ; ce mode de rupture survient pour des longueurs de pieu et une profondeur de pénétration intermédiaires ;
- *Figure 1.6 (e)*: Quand les longueurs de pieu et les profondeurs de pénétration sont petites, les ruptures surviennent au moment où les charges transversales appliquées dépassent la résistance du sol supportant.

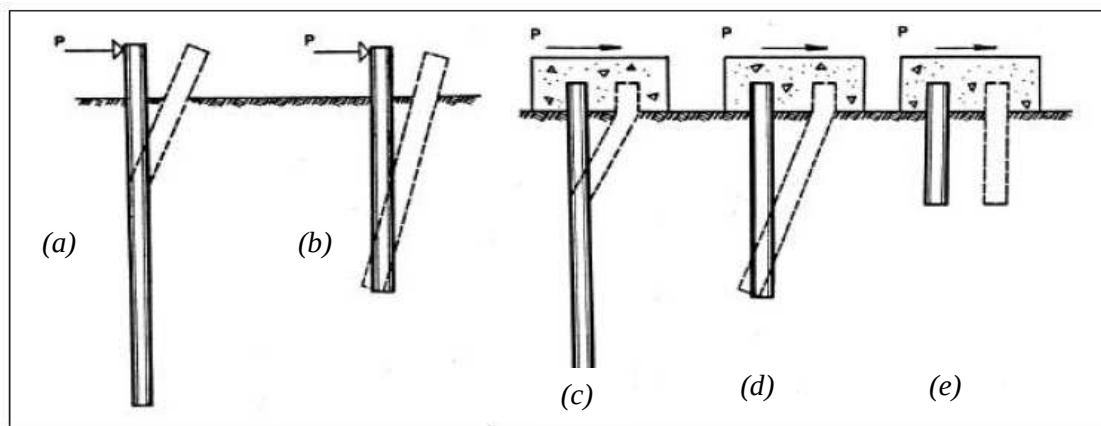


Figure 1.6 : Rupture des pieux libres en tête, et des pieux liés au chevêtre. (Broms 1964)

Adachi & al. (1994) ont analysé un pieu isolé (un demi-pieu circulaire) installé dans un conteneur à face transparente par traitement d'images (*figure 1.7*), afin de distinguer clairement les grandes déformations concentrées dans les couches superficielles. A l'avant du pieu, la zone dans laquelle se manifestent des déplacements perceptibles s'étend sur environ 4 diamètres (*figure 1.8*).

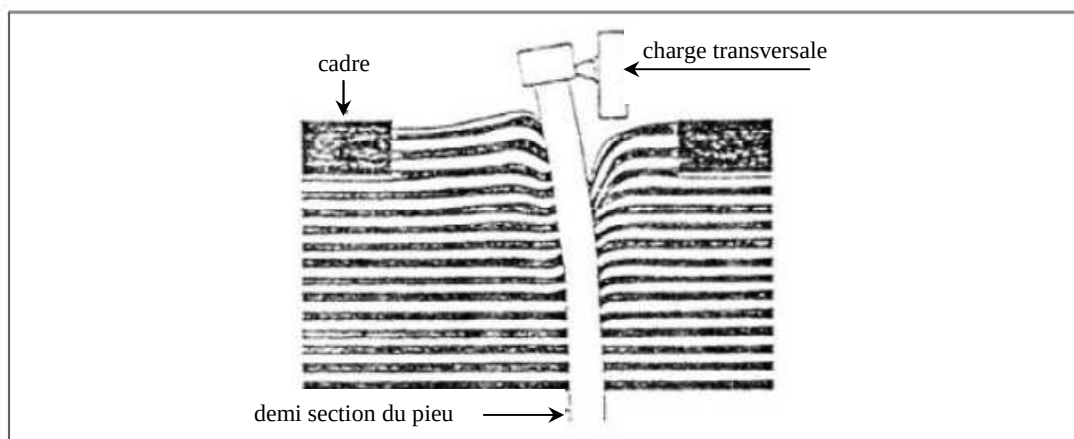


Figure 1.7 : Déformation du pieu et du sol (Adachi et al. 1994).

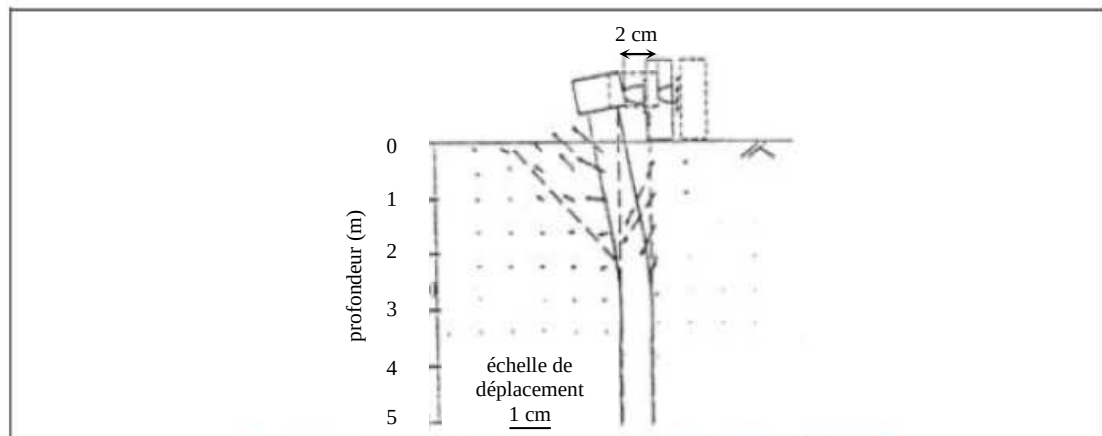


Figure 1.8 : Vecteur de déplacement du sol (Adachi et al. 1994).

1.3.3. Méthodes de dimensionnement :

La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale est influencée par les caractéristiques mécaniques du pieu, par la nature et le comportement du sol et par la loi de chargement.

Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Ils concernent les conditions aux limites et initiales, la géométrie, la nature du pieu et du sol.

Une méthode efficace pour le dimensionnement nécessite donc :

- une loi de comportement du sol pertinente ;
- un modèle pour définir l'interaction sol-pieu (courbes P-y) ;
- une technique pour la résolution numérique ;
- une modélisation réaliste de la géométrie du pieu et du sol, des conditions de chargement et aux limites.

Dans la majorité des cas, le critère de dimensionnement n'est pas la capacité latérale ultime du pieu mais les déplacements maximaux en tête.

Sur ces bases, diverses méthodes ont été établies pour l'analyse de pieux sous charges latérales.

1.3.3.1. La théorie classique rigide-plastique :

Elle suppose que le sol est entièrement à l'état de rupture dans les zones de butée et de contrebutée. Elle permet de déterminer la charge limite pour un pieu mais elle ne représente pas le comportement du pieu en déplacements. Par contre, dans le cas d'un groupe, elle ne prend pas en compte la présence d'un ou plusieurs pieux voisins et tend alors à surestimer la charge limite.

Poulos et Davis (1980) proposent diverses solutions pour le pieu isolé correspondant à différentes conditions aux limites. Ainsi dans le cas de contrainte plane, on considère que l'ensemble sol-pieu se comporte comme un bloc rigide et que la charge limite de l'ensemble est celle d'une semelle enfouie verticalement.

1.3.3.2. La méthode des éléments finis :

Elle constitue un outil puissant pour représenter les cas complexes (multicouche, 3D...). Par contre cette modélisation nécessite de connaître les lois de comportement appropriées du sol. De plus, il est délicat de reproduire l'état des contraintes initiales du massif autour du pieu. Enfin, tout en tenant compte des possibles symétries du problème à modéliser, les temps de calcul sont souvent dissuasifs.

1.3.3.3. Méthode au module de réaction :

Cette méthode est la plus couramment utilisée. Elle est basée sur le modèle de Winkler (1867). Elle consiste à modéliser l'interaction entre le sol et le pieu par une série de ressorts indépendants entre eux et de raideur variable. La raideur permet de relier directement la réaction latérale du sol (P) et le déplacement du pieu (y). Cette méthode est à la base des courbes P - y , les « ressorts » ont alors un comportement non linéaire.

a- Principe général :

Le modèle de Winkler, énoncé en 1867, définit le sol comme étant un empilement de tranches indépendantes, chaque tranche de sol est modélisée par un ressort horizontal (*figure 1.9*) sur lequel s'appuie le pieu.

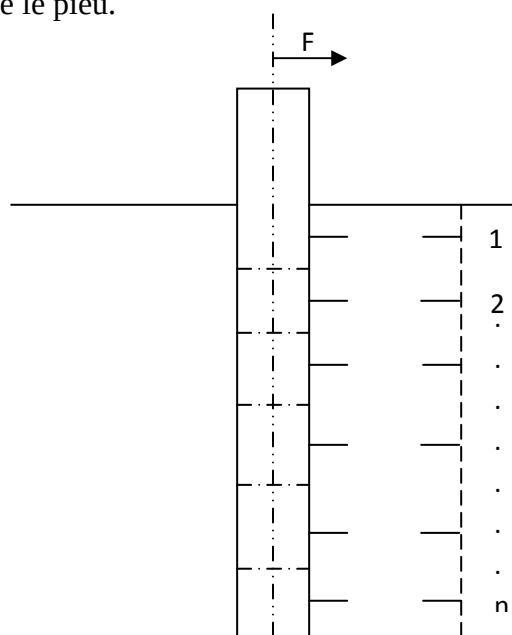


Figure 1.9 : Représentation du modèle de Winkler.

La pression sur une « tranche » de sol ne dépend que du déplacement horizontal de cette dernière et d'un coefficient de réaction du sol (équation 1).

$$P = K_h(z)y(z) \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

P : pression (N/m²) ;

$K_h(z)$: le coefficient de réaction à une profondeur z (N/m³) ;

Y(z) : le déplacement du pieu pour une profondeur z (m).

Ou,

$$P = E_s y(z) \text{ en posant } E_s = k_h(z)B \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

P : la réaction du sol (N/m) ;

E_s : le module de réaction du sol pour une profondeur z (N/m²) ;

B : le diamètre du pieu (m).

Le comportement de la poutre, en flexion dans le plan (y,z) se résume à :

$$M = E_p I_p \frac{\partial^2 y}{\partial z^2} \dots\dots\dots(3)$$

L'effort tranchant est égal à :

$$T = \frac{\partial M}{\partial z} \text{ et } \frac{\partial T}{\partial z} = -P \dots\dots\dots(4)$$

A partir des équations (2), (3) et (4) on peut écrire l'équation d'équilibre statique sur un tronçon de pieu.

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} = -P \leftrightarrow E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} + E_s y(z) = 0 \dots\dots\dots(5)$$

Le premier terme de cette équation est un terme d'amplification et le second d'atténuation.

Dans le cas d'un sol sec et homogène où le module de réaction du sol est constant quelle que soit la profondeur considérée, il est possible de résoudre l'équation (5) (Frank, 1999). La solution générale de cette équation différentielle est :

$$Y(z) = e^{\frac{z}{l_0}} \left(\alpha \cos \frac{z}{l_0} + \beta \sin \frac{z}{l_0} \right) + e^{-\frac{z}{l_0}} \left(\gamma \cos \frac{z}{l_0} + \delta \sin \frac{z}{l_0} \right) \dots\dots(6)$$

Avec :

α, β, γ et δ : les constantes d'intégration déterminées à partir des conditions limites (en tête et en pied) ;

l_0 : la longueur de transfert du pieu.

L'expression de la longueur de transfert l_0 est la suivante :

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 E_p I_p}{E_s}} \dots\dots\dots (7)$$

- ✓ **Remarque** : le pieu peut être considéré (Frank, 1999) comme souple (ou long) si $\frac{D}{l_0} > 3$,
et rigide (ou court) si $\frac{D}{l_0} < 1$(8)

Avec : D : longueur de fiche ;

Dans le cas d'un sol non homogène, pour lequel la réaction du sol n'est plus constante sur toute la profondeur, l'équation (5) ne peut plus être résolue de manière analytique. Le recours au calcul numérique est nécessaire. Plusieurs solutions sont explicitées dans la littérature. En effet, le problème principal est de déterminer le module de réaction du sol E_s .

b- Expressions du module de réaction E_s :

La définition du module de réaction est la difficulté principale de la méthode au module de réaction. Il dépend en effet de nombreux paramètres tels la rigidité du pieu, le niveau du chargement, la nature du sol, etc.

En France, les résultats d'essais pressiométriques sont d'usage courant pour le dimensionnement des fondations. Hadjadj (1993) recense la plupart des formulations publiées dans la littérature et il conclut que le module de réaction E_s du sol peut être déterminé si on a obtenu le module d'Young E par des essais en laboratoire ou le module pressiométrique E_M par des essais en place.

On retiendra:

b.1- Terzaghi (1955) :

$$\frac{E_s}{E} = \frac{1}{1,35} = 0,74 \quad \text{pour les sables}$$

Avec : $E = A \cdot \gamma \cdot z$ où γ est le poids volumique du sol et A est un coefficient adimensionnel fonction de la densité du sable (tableau 1.5)

Tableau 1.5 : Valeurs du coefficient A (Terzaghi 1955)

Densité du sable	Lâche	Moyen	Dense
Valeurs de A	100-300	300-1000	1000-2000

b.2- Ménard, Bourdon et Gambin (1969)

$$\frac{E_s}{E_M} = \begin{cases} \frac{3}{\frac{2}{3} \left(\frac{B_0}{B} \right) \left(2,65 \frac{B}{B_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{2}} & \text{pour } B > B_0 \\ \frac{18}{4 \cdot 2,65^\alpha + 3\alpha} & \text{pour } B < B_0 \end{cases}$$

Où :

 B_0 : diamètre de référence égal à 0,6 m α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (*tableau 1.6*)Tableau 1.6 : Facteur rhéologique α pour divers types de sols (*Fascicule 62 (1992)*)

	<i>Tourbe</i>	<i>Argile</i>		<i>Limon</i>		<i>Sable</i>		<i>Grave</i>	
<i>TYPE</i>	α	E_M/pl	α	E_M/pl	α	E_M/pl	α	E_M/pl	α
Surconsolidé ou très serré	-	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
Normalement consolidé ou normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

	<i>TYPE</i>	Très peu fracturé	Normal	Très fracturé	Très altéré
<i>Rocher</i>	α	2/3	1/2	1/3	2/3

b.3- Poulos (1971) :

Poulos propose pour des sables (sol sans cohésion) une valeur moyenne du module de réaction en fonction du type de sol (*tableau 1.7*). Ce module est déterminé à partir d'essais sur des pieux réels réalisés par Broms (1964) pour des sols non-cohérents.

Tableau 1.7 : valeur moyenne de E_s pour des sols sans cohésion.

Densité du sable	Intervalle de la valeur E_s (Kg/m ²)
Lâche	91400-210920
Moyen	210920-421840
Dense	421840-984300

Poulos a établi que le rapport entre le module de réaction du sol (E_s) et le module d'Young (E) du matériau constituant le sol est égal à : $\frac{E_s}{E} = 0,82$.

b.4- Matlock et Reese (1960) :

Leur méthode permet de déterminer le module de réaction du sol E_s à partir d'une analyse non linéaire des courbes P-y expérimentales, qui fait intervenir la notion de module sécant en chaque point de la courbe. Mc Clelland et Focht (1958) sont à l'origine de cette loi. Ils essayèrent initialement de corrélérer des courbes P-y avec des essais triaxiaux. L'expression du module de réaction est généralement donnée en fonction de la profondeur par une loi puissance.

c- **Les courbes P-y :**

Toutes les méthodes citées sont cependant limitées. En effet l'interaction sol-pieu est réduite à l'hypothèse que la pression ou la réaction du sol pour un tronçon est une fonction linéaire du déplacement.

La représentation d'un sol par une loi de comportement élastique semble illusoire. Il est nécessaire de modifier les hypothèses de la méthode du module de réaction et de supposer que la réaction du sol en tout point du pieu est une fonction non linéaire du déplacement. L'introduction des courbes P-y est alors indispensable pour la bonne modélisation du système sol-pieu.

c.1- Courbes P-y standardisées :

o Fascicule 62 (1993) :

Les articles du Fascicule 62 concernant les courbes P-y ont été rédigés à partir de l'interprétation faite des essais in-situ au pressiomètre [C.T.R.E. N°4 - Pressiomètres, 1991]. Ménard (1969) fait l'analogie entre le tassement d'une fondation superficielle uniformément chargée et un pieu chargé latéralement.

On définit un module K_f égal à deux fois le module de réaction E_s exprimé auparavant. Il est calculé par la formule suivante :

$$K_f = \begin{cases} \frac{12 E_M}{\frac{4}{3} \frac{B_0}{B} \left(2,65 \frac{B_0}{B} \right)^\alpha + \alpha} & \text{pour } B \geq B_0 \\ \frac{12 E_M}{\frac{4}{3} 2,65^\alpha + \alpha} & \text{pour } B \leq B_0 \end{cases}$$

Où : $B_0 = 0,60 \text{ m}$

α : coefficient rhéologique caractérisant le sol (*tableau 1.6*).

On admet que le sol exerce en chaque section de l'élément une réaction perpendiculaire à l'axe de celui-ci, fonction du déplacement transversal de la section considérée. Dans le cas de pieux de sections carrés ou circulaires, on considère que cette

réaction se compose uniquement de pressions frontales. La pression frontale est modélisée par une pression uniforme s'exerçant sur la largeur de l'élément perpendiculairement au sens du déplacement, notée B .

La loi de mobilisation de la réaction frontale en fonction du déplacement du pieu est définie par :

- Un segment de droite passant par l'origine et de pente K_f ,
- Un palier P_f égal à $B.p_f$.

Cette loi est illustrée par la *figure 1.10* dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.

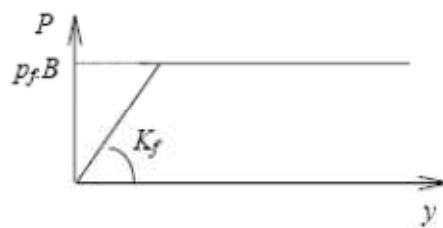


Figure 1.10 : Courbe P - y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.

Pour certains calculs, par exemple vis-à-vis des sollicitations accidentelles très brèves (chocs), les justifications peuvent être menées à partir d'un diagramme d'interaction tel que celui représenté par la *figure 1.11*

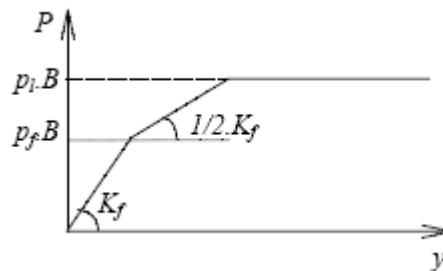


Figure 1.11 : Courbe P - y dans le cas de sollicitations accidentelles très brèves en tête dominantes.

Dans le cas de fondations allongées, de type barrettes, un frottement se développe sur les surfaces latérales des éléments. La courbe de réaction globale P - y est décomposée en deux courbes : une courbe de réaction frontale comme définie précédemment et une courbe de réaction tangentielle (*figure 1.12*) définie par :

- Un segment de droite passant par l'origine et de pente K_s ,
- Un palier P_s .

Le module K_s est pris égal au module de réaction frontale K_f défini précédemment. Le palier P_s est pris égal à : $P_s = 2.L_s .q_s$

Où : L_s est la longueur sur laquelle est calculé le frottement latéral et q_s le frottement latéral unitaire limite.

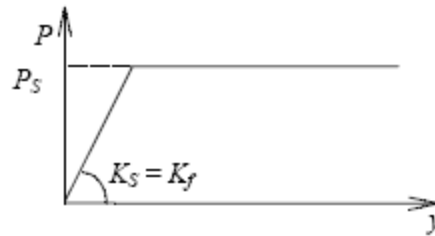


Figure 1.12 : Loi de mobilisation de la réaction tangentielle.

Dans les deux cas de fondations (pieux ou barrettes), le module de réaction du sol et le palier doivent être minorés pour les zones proches de la surface. La profondeur z_c sur laquelle s'applique cette minoration, comptée à partir de la surface du sol après travaux, est prise égale à $2B$ pour les sols cohérents et $4B$ pour les sols frottants.

Pour $z < z_c$, les lois effort-déplacement définies précédemment sont modifiées par une affinité :

- d'axe y,
- de direction P,
- de rapport : $0,5 \left(1 + \frac{z}{z_c}\right)$

o API et DNV

Les deux règlements américain et norvégien, l'American Petroleum Institute (A.P.I., 1993) et Det Norske Veritas (D.N.V., 1992) regroupent l'ensemble des recommandations pour le dimensionnement des fondations, notamment dans le milieu offshore. Le rapprochement du code américain et norvégien pour le calcul de fondations profondes, au début des années 1990, a débouché sur une recommandation pour la détermination des courbes P-y dans un sable. Les lois permettant de déterminer les courbes P-y sont déduites d'essais grandeur nature à Mustang Island au Texas (Reese & al, 1974). Ces règlements distinguent deux types de sols, le sable et l'argile, pour la création des courbes P-y. Dans le sable par exemple, la réaction du sol est définie comme étant une fonction non linéaire (tangente hyperbolique) ayant comme asymptote pour les grands déplacements la réaction ultime du sol.

$$P = AP_u \tanh\left(\frac{kz}{AP_u} y\right) \dots\dots\dots(9)$$

Avec :

A : un facteur prenant en compte le type de sollicitations ;

A = 0,9 pour un chargement cyclique

$A = (3 - 0,8 \frac{z}{B}) \geq 0,9$ pour un chargement statique

P_u : la réaction ultime du sol à la profondeur H (KN/m) ;

K : le module initial de la réaction du sol (KN/m³) ;

z : la profondeur (m) ;

y : le déplacement latéral (m).

La réaction ultime du sol est calculée à partir des relations suivantes :

$$P_u \text{ la plus faible valeur de } \begin{cases} P_{us} = (C_1 z + C_2 B) \gamma z \\ P_{ud} = C_3 B \gamma z \end{cases} \dots\dots\dots(10)$$

Avec :

P_{us} : réaction ultime du sol en surface ;

P_{ud} : réaction ultime du sol pour des couches profondes ;

B : le diamètre du pieu,

γ : le poids volumique du sol ;

C_1 , C_2 et C_3 : des coefficients déterminés à partir d'abaques, qui sont fonction de l'angle de frottement du sable Φ .

Le module initial de la réaction du sol (K) est déterminé par un abaque en fonction de l'angle de frottement et de la densité relative du sable.

o P.H.R.I. (Port and Harbour Research Institute, 1980)

Suite à des essais sur modèle réduit à 1g d'un pieu soumis à un chargement latéral (Kubo 1965), le règlement japonais propose une forme parabolique pour les courbes de réaction :

$$P = k_s \cdot z \cdot y^{0,5} \text{ pour un sable}$$

$$P = k_c \cdot z \cdot y^{0,5} \text{ pour une argile}$$

Où : k_s : module de réaction latérale dans un sable.

k_c : module de réaction latérale dans une argile.

Cette relation a ensuite été confirmée par des travaux réalisés avec la centrifugeuse du P.H.R.I. portant sur un pieu isolé chargé latéralement dans du sable (Terashi et al., 1989). Dans cette étude, diverses configurations de pieux ont été testées. La rigidité EI du pieu a une

influence sur la résistance du sol k_s (si EI diminue k_s augmente). Par contre l'influence est peu marquée sur le moment fléchissant maximum ou sur les déplacements.

L'étude montre aussi que la résistance du sol k_s est inversement proportionnelle à la racine carrée du diamètre B du pieu jusqu'à un diamètre proche de 80 cm.

c.2- Autres expressions de courbes de réaction :

o Li Yan & Byrne (1992) :

Utilisant la modélisation par la similitude du gradient hydraulique, Li Yan et Byrne (1992) ont mené une campagne d'essais de chargement latéral statique sur un pieu isolé dans le sable. Le but était d'étudier l'interaction sol-pieu en termes de courbes de réaction P-y. Comparant leurs résultats au règlement A.P.I., ils ont proposé une nouvelle expression de lissage des courbes P-y en deux segments pour une profondeur supérieure à un diamètre de pieu.

Le premier segment est une droite à l'origine, de pente $E_{\max}$ applicable pour :

$$\frac{P}{E_{\max}B} = \frac{y}{B} = \alpha \left(\frac{1}{1-\beta} \right)$$

Où : $E_{\max} = 2G_{\max} (1 + \nu)$, le module de cisaillement maximal $G_{\max}$ étant mesuré dans le conteneur expérimental, ν étant choisi égal à 0,2.

$\alpha = 5 (D_r) - 0.8$, D_r étant la densité relative en pourcentage.

β ayant une valeur proche de 0,5.

Le second segment est une courbe parabolique d'expression :

$$\frac{P}{B_{\max}B} = \alpha \left(\frac{y}{B} \right)^{\beta}$$

Le diamètre du pieu n'a pas d'influence sur la pente initiale des courbes P-y. Par contre, pour de grands déplacements, le palier plastique est dépendant du diamètre.

L'influence de l'excentricité du chargement est étudiée pour différentes profondeurs. Une augmentation de l'excentricité conduit à des moments fléchissants plus importants et à des courbes P-y moins raides. Ceci est surtout vérifié près de la surface. En profondeur, Li Yan et Byrne (1992) concluent qu'un même jeu de courbes de réaction P-y peut être utilisé, en pratique, pour dimensionner un pieu avec différentes configurations d'excentricité de chargement.

Un pieu fixe en tête est la configuration la plus courante en pratique. Comparée à celle d'un pieu libre en tête, l'étude montre que le moment maximal développé est moindre, donc que le pieu peut fournir une résistance latérale plus importante.

Par contre, pour une même condition de sol et de pieu, un même jeu de courbes de réaction peut être utilisé pour une liaison en tête fixe ou libre.

Ils confrontent leurs résultats aux règles données par l'A.P.I. Les conclusions renforcent la validité de la nouvelle expression proposée pour les courbes de réaction P-y.

o Georgiadis et al. (1992) :

Cette équipe a réalisé deux études expérimentales sur des pieux chargés latéralement :

- La première porte sur le comportement dans l'argile d'un groupe de pieux. La modélisation est faite sur modèle réduit en gravité normale.
- La seconde porte sur le comportement d'un unique pieu chargé transversalement dans du sable.

La modélisation est réalisée en centrifugeuse à 50g dans du sable compacté manuellement à une densité de 16.3 kN.m^{-3} .

Dans les deux cas, les pieux sont équipés de jauges sur leur fiche. Le dispositif expérimental est suffisamment instrumenté pour obtenir les conditions aux limites et ainsi obtenir par double dérivation et double intégration les courbes de réaction P-y.

Par ces deux approches aux conditions expérimentales très différentes, Georgiadis et al. obtiennent les mêmes conclusions concernant la forme des courbes P-y :

$$P = \frac{y}{\frac{1}{K} + \frac{y}{P_u}}$$

Où : K : raideur initiale de la courbe P-y.

P_u : résistance ultime du sol.

Pour les sables, se basant sur la théorie de Terzaghi (1955), les auteurs établissent que les valeurs de K augmentent proportionnellement avec la profondeur : $K = z.n_h$ où n_h est un coefficient dépendant de la densité du sable.

Pour la résistance ultime P_u , la valeur est le minimum de celles établies par Reese et al. (1974) :

$$P_{u1} = A\gamma z \left[\frac{K_0 z \tan\phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan\beta}{\tan(\beta - \phi)} [B + z \tan\beta \tan\alpha] + K_0 z \tan\beta (\tan\phi \sin\beta - \tan\alpha) - K_0 B \right]$$

$$P_{u2} = A\gamma z B [K_a (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \tan\phi \tan^4 \beta]$$

Avec :

γ : poids volumique du sol,

ϕ : angle de frottement interne du sable,

K_0 : coefficient de pression des terres au repos,

K_a : coefficient de pression des terres actives,

$\alpha = \phi/2$,

$\beta = 45^\circ + \phi/2$,

A : facteur de profondeur qui dépend du rapport z/D . Les auteurs choisissent ce coefficient entre 1 et 2, Reese et al. (1974) recommandent entre 0,9 et 3. Le choix effectué pour mieux "coller" aux courbes P - y expérimentales n'a pas d'influence sensible sur la réponse du pieu.

o Kouda et al. (1998) :

A la suite du tremblement de terre de Kobe en 1995, des lacunes dans les méthodes de dimensionnement ont été mises en avant. Cette équipe de chercheurs a travaillé sur la définition de relations P - y pour de grands déplacements. Des essais sur modèles en centrifugeuse sont la base expérimentale de l'étude.

Le pieu modèle est constitué de 13 cylindres indépendants et joints. Le dispositif expérimental permet d'appliquer une même charge à chaque tronçon indépendamment. Les déplacements de chaque élément du pieu sont aussi mesurés. Ainsi à chaque palier de chargement, les conditions aux limites d'un tronçon sont connues, permettant une analyse aisée des courbes de chargement.

Le principe d'interprétation des données expérimentales n'est malheureusement pas décrit.

La courbe de réaction obtenue a pour expression :

$$\frac{P}{n\gamma D} = \frac{\frac{k_h}{n\gamma} \frac{y}{D}}{1 + \frac{\frac{k_h}{n\gamma}}{\frac{p_{\max}}{n\gamma D}} \frac{y}{D}}$$

Où : k_h : module initial de réaction à la profondeur z ,

$p_{\max}$: pression limite à la profondeur z ,

γ : poids volumique du sol,

D : diamètre du pieu,

n : accélération centrifuge.

Ces essais mis en œuvre ne correspondent pas à des essais représentatifs d'un prototype, mais ils utilisent un procédé original permettant d'obtenir de grands déplacements du pieu sur toute sa fiche.

Les courbes P-y proposées sont validées en calculant la réponse d'un pieu. Ces résultats sont confrontés à ceux d'un essai sur pieu modèle isolé centrifugé. Une bonne concordance est obtenue pour de faibles et de grands déplacements.

1.3.3.4. Méthodes du continuum élastique :

Les méthodes du continuum élastique supposent que le massif de sol est un milieu continu et élastique. La plupart du temps, le sol est également considéré comme homogène et isotrope. Ces méthodes reposent sur la solution des équations de Mindlin (1936).

a- Méthode de Poulos :

Le comportement du pieu et du sol est caractérisé par deux paramètres, le module d'élasticité E_s et le coefficient de Poisson ν . Poulos (1971) modélise le pieu par une plaque verticale de largeur B et de longueur L . La rigidité à la flexion est constante sur toute la longueur et égale à $E_p I_p$. Le pieu est décomposé en n éléments de même longueur, chaque élément étant soumis à une contrainte horizontale constante p . L'expression du déplacement et de la rotation du pieu est fonction de deux paramètres : l'élancement du pieu L/B et le facteur de flexibilité K_R (rapport entre la rigidité à la flexion et le produit du module d'élasticité et de la longueur du pieu). Des abaques permettent de calculer le déplacement et la rotation du pieu à partir des paramètres énoncés ci-dessus (E_s , $E_p I_p$, L/B , K_R et ν) et de la charge latérale appliquée.

Cette méthode est toutefois limitée. En effet le sol n'étant pas élastique isotrope, il est difficile d'obtenir les coefficients E_s et ν à partir d'essais géotechniques standards.

b- Méthode de Banerjee & Davis :

L'approche de Banerjee et Davis (1978) utilise la solution analytique des équations de Mindlin (1936). On suppose que le module d'élasticité E_s varie linéairement avec la profondeur. Deux variables adimensionnelles K_R et X permettent, à partir d'abaques, de déterminer les déplacements du pieu ainsi que les moments.

Cette méthode, très proche de celle de Poulos (1971) présente les mêmes inconvénients (obtention de E_s). Toutefois, la simplicité d'utilisation des abaques permet un dimensionnement aisé du pieu si on admet un comportement élastique du sol.

1.4. Conclusion :

Il existe deux méthodes essentielles pour l'étude du comportement d'un pieu sous une charge latérale : la méthode du continuum élastique et la méthode au module de réaction.

La méthode du continuum élastique repose sur ces hypothèses fondamentales : le sol est un milieu élastique continu et adhère au pieu au cours du chargement. Cette dernière hypothèse suppose une certaine résistance à la traction du sol qui, dans la réalité, est très faible. Cette méthode est aujourd'hui très peu utilisée, mise à part pour le calcul aux éléments finis.

La méthode au module de réaction est aujourd'hui à la base de toutes les réglementations internationales. Elle décrit l'interaction sol-pieu par une loi de réaction du terrain en fonction du déplacement horizontal (courbe P-y). Toutefois, la modélisation du sol par des courbes P-y suppose que chaque couche de sol est indépendante, ce qui est inexact dans la réalité. D'ailleurs, pour la modélisation d'un pieu sous charge dynamique, Novak (1991) ajoute une loi de comportement entre chaque couche. Qui plus est, les courbes P-y réglementaires ne prennent pas en compte le mode d'installation du pieu (foré, refoulant, ...) ou la rugosité de l'interface sol-pieu.

CHAPITRE II

COMPORTEMENT LINEAIRE ET NON LINEAIRE DES SOLS

2.1. Introduction :

Les matériaux en Génie Civil sont assimilés à des milieux continus, qui sont soumis à un certain nombre de principes généraux de la physique et de la mécanique (la conservation de l'énergie, la conservation de la quantité de mouvement, etc..). L'objet de la loi de comportement est de caractériser l'évolution du matériau sous l'effet d'actions extérieures données, elle permet également de compléter le système d'équations de n'importe quel problème de mécanique des milieux continus. La diversité et la complexité des comportements des matériaux ont amené les rhéologues à distinguer un grand nombre de comportements tels que l'élasticité, la viscosité, la plasticité et leurs combinaisons.

Une loi de comportement doit :

- Caractériser une classe de milieux matériels soumis à certaines sollicitations,
- Etre issue de l'expérience,
- Satisfaire au second principe de la thermodynamique,
- Vérifier les conditions de stabilité et d'équilibre.

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, métal, géosynthétiques, etc.) et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact.

Les modèles utilisés dans les études de mécanique des sols sont très divers.

Les progrès des ordinateurs et des méthodes d'analyse numérique permettent de dépasser les limitations géométriques et rhéologiques des méthodes de calcul traditionnelles et d'aborder l'étude de problèmes aux géométries et lois de comportement complexes, combinant les concepts classiques de compressibilité, de consolidation primaire et de compression secondaire, de résistance au cisaillement, d'états limites de poussée-butée ou de portance. Cette approche globale passe par la définition d'une loi de comportement spécifique à chaque type de sol et par l'utilisation de techniques numériques appropriées.

Le développement de ces lois de comportement (ou modèles rhéologiques) s'appuie à la fois sur les schémas théoriques de la mécanique des milieux continus (élasticité, plasticité, viscosité et leurs combinaisons) et sur les résultats d'études expérimentales en laboratoire et en place. Suivant l'influence dominante, on peut ainsi obtenir soit des lois très complexes qui

cherchent à reproduire les moindres fluctuations des courbes expérimentales, soit des modèles plus simples qui se limitent à la représentation des aspects essentiels du comportement réel des sols.

Les matériaux naturels peuvent être regroupés en trois catégories : les roches, les sols pulvérulents (sols granulaires à forte perméabilité, par exemple la plupart des sables et les graves) et les sols cohérents (sols à faible perméabilité, par exemple la plupart des argiles et des limons). Ces matériaux ont des comportements relativement distincts. Il ne s'agit pas seulement d'un ordre de grandeur différent des caractéristiques de déformabilité et de résistance, mais bien d'un comportement différent du matériau, dû à sa formation au cours des temps géologiques et à l'histoire des chargements qu'il a subis ultérieurement.

2.2. Modèles rhéologiques :

L'allure qualitative de la réponse des matériaux à quelques essais simples permet de les ranger dans des classes bien définies.

Ces comportements "de base", qui peuvent être représentés par des systèmes mécaniques élémentaires, sont l'élasticité, la plasticité et la viscosité. Les éléments les plus courants sont, en *figure 2.1*:

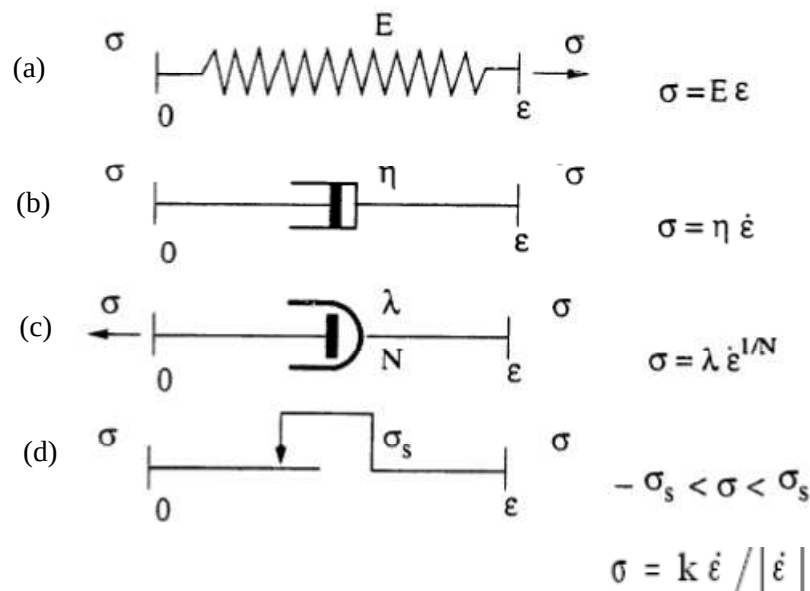


Figure 2.1: Les "briques de base" pour la représentation des comportements.

- **Le ressort**, qui symbolise l'élasticité linéaire parfaite, pour laquelle la déformation est entièrement réversible lors d'une décharge, et où il existe une relation biunivoque entre les paramètres de charge et de déformation (*figure 2.1 (a)*).
- **L'amortisseur**, qui schématise la viscosité linéaire (*figure 2.1 (b)*) ou non linéaire (*figure 2.1 (c)*). La viscosité est dite pure s'il existe une relation biunivoque entre la charge et la vitesse de chargement. Si cette relation est linéaire, le modèle correspond à la loi de Newton.
- **Le patin**, qui modélise l'apparition de déformations permanentes lorsque la charge est suffisante (*figure 2.1 (d)*). Si le seuil d'apparition de la déformation permanente n'évolue pas avec le chargement, le comportement est dit plastique parfait.

Si, de plus, la déformation avant écoulement est négligée, le modèle est rigide-parfaitement plastique.

Ces éléments peuvent être combinés entre eux pour former des **modèles rhéologiques**. Ceux-ci représentent des systèmes mécaniques qui servent de support dans la définition des modèles. Il ne faut en aucun cas leur accorder un trop grand crédit pour ce qui concerne la représentation des phénomènes physiques qui sont à la base des déformations. La réponse de ces systèmes peut être jugée dans 3 plans différents, qui permettent d'illustrer le comportement lors d'essais de type:

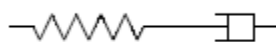
- *Ecrouissage*, ou augmentation monotone de la charge ou de la déformation, (plan ε - σ);
- *Fluage*, ou maintien de la charge (plan t - ε);
- *Relaxation*, ou maintien de la déformation (plan t - σ).

a- Modèles viscoélastiques :

- o Modèle de Maxwell : Ce modèle regroupe un amortisseur et un ressort en série.

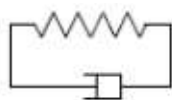
L'équation du modèle est :

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\sigma} / E + \sigma / \eta.$$

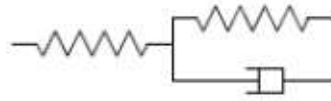


- o Modèle de Kelvin : qui comporte un ressort et un amortisseur en parallèle,

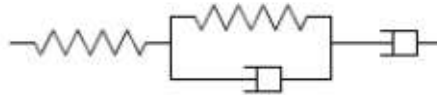
$$\sigma = \eta \dot{\varepsilon} + E \varepsilon,$$



o Modèle de Poynting :

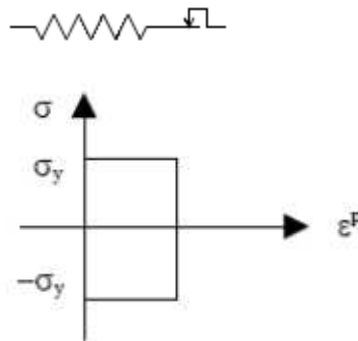


o Modèle de Burgers :

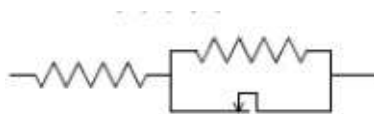


b- Modèles élastoplastiques :

- o Modèle de Saint-Venant : constitué par un ressort linéaire et un patin en série; lorsque le module E tend vers l'infini, le modèle devient rigide-parfaitement plastique,



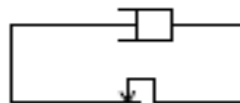
o Modèle de Prager



c- Modèles viscoplastiques :

o Modèle de Bingham

$$\sigma = \eta \dot{\epsilon} + k \dot{\epsilon} / |\dot{\epsilon}|$$



2.3. Comportement élastique :

2.3.1. Définition :

Le cas de l'élasticité linéaire correspond à la situation dans laquelle il existe une relation linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations élastiques. Ce n'est généralement pas le cas des sols qui, même pour de faibles déformations, ont un comportement élastiques non linéaire.

Pour le matériau élastique, l'état de contrainte ne dépend que des déformations (et vice-versa). Mathématiquement, le matériau élastique peut être défini à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\epsilon_{kl}) \quad (2.1)$$

Où : F_{ij} est la fonction de réponse élastique. Cette relation unique traduit l'indépendance du comportement du matériau vis-à-vis de l'histoire des chargements auxquels il a été soumis.

2.3.2. Elasticité linéaire isotrope de Hooke :

La relation contrainte-déformation, pour un matériau élastique linéaire, se met sous la forme générale suivante :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \epsilon_{kl} + \sigma_{ij}^0 \quad (2.2)$$

Où σ_{ij}^0 : représente le tenseur des contraintes initiales correspondant à un état initial de déformation nulle ($\epsilon_{kl} = 0$) et C_{ijkl} le tenseur décrivant le comportement physique du matériau. Si l'on suppose que l'état de contrainte initial est nul ($\sigma_{ij}^0 = 0$), l'équation 2.2 devient :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \epsilon_{kl} \quad (2.3)$$

L'équation ci-dessus correspond à l'équation générale de Hooke dans laquelle σ_{ij} et ϵ_{kl} sont des tenseurs du deuxième ordre et C_{ijkl} un tenseur du quatrième ordre. Pour le matériau élastique linéaire isotrope, le tenseur C_{ijkl} prend la forme générale :

$$C_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \delta_{kl} + \mu (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (2.4)$$

Les équations 2.3 et 2.4 conduisent à :

$$\sigma_{ij} = \lambda \epsilon_{kk} \delta_{ij} + 2 \mu \epsilon_{ij} \quad (2.5)$$

$$\epsilon_{ij} = \frac{\lambda \delta_{ij}}{2\mu(3\lambda+2\mu)} \sigma_{kk} + \frac{1}{2\mu} \sigma_{ij} \quad (2.6)$$

Dans ce cas, le comportement est entièrement caractérisé à partir de deux constantes indépendantes, λ et μ , appelées constantes de Lamé. Les équations 2.5 et 2.6 peuvent également se mettre sous les formes équivalentes suivantes :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (2.8)$$

qui dépendent de deux autres constantes : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν .

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

$$E > 0 \text{ et } -1 \leq \nu \leq 0,5 \quad (2.9)$$

Dans la pratique, le coefficient de Poisson ν est positif pour un sol.

Les équations 2.5 et 2.6 peuvent également s'exprimer en fonction du module de cisaillement G et du module de compression K . Ces paramètres correspondent à la décomposition du tenseur des contraintes σ_{ij} en une partie isotrope $p\delta_{ij}$ et une partie déviatorique s_{ij} :

$$\sigma_{ij} = p \delta_{ij} + s_{ij} = K \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2 G e_{ij} \quad (2.10)$$

De même, le tenseur des déformations peut se mettre sous la forme :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} \varepsilon_v \delta_{ij} + e_{ij} = \frac{1}{9K} \sigma_{kk} \delta_{ij} + \frac{1}{2G} s_{ij} \quad (2.11)$$

La valeur $\nu = 0,5$ correspond à $G = E/3$ et $1/K = 0$, c'est-à-dire à l'incompressibilité.

Les relations entre les différents paramètres utilisés pour représenter l'élasticité linéaire isotrope sont résumées dans le *tableau 2.1*.

Tableau 2.1 – Relations entre constantes élastiques (Leipholz, 1974).

Paramètres Couples de paramètres	Module de cisaillement $G = \mu$	Module d'Young E	Module de compression K	Coefficient de Poisson ν	Paramètre de Lamé λ
G, E	G	E	$\frac{GE}{9G - 3E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$	$\frac{G(E - 2G)}{3G - E}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K + G}$	K	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$	$K - \frac{2G}{3}$
G, λ	G	$\frac{G(3\lambda + 2G)}{\lambda + G}$	$\lambda + \frac{2G}{3}$	$\frac{\lambda}{2(\lambda + G)}$	λ
G, ν	G	$2G(1+\nu)$	$\frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	ν	$\frac{2G\nu}{1-2\nu}$

E, K	$\frac{3 K E}{9 K - E}$	E	K	$\frac{3K - E}{6K}$	$\frac{K(9K - 3E)}{9K - E}$
E, ν	$\frac{E}{2(1 + \nu)}$	E	$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	ν	$\frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$
K, λ	$\frac{3(K - \lambda)}{2}$	$\frac{9K(K - \lambda)}{3K - \lambda}$	K	$\frac{\lambda}{3K - \lambda}$	λ
K, ν	$\frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$	$3K(1 - 2\nu)$	K	ν	$\frac{3K\nu}{1 + \nu}$

2.4. Comportement élastoplastique :

2.4.1. Définition de la plasticité :

Le comportement plastique correspond à l'apparition de déformations irréversibles. La décomposition usuelle mais qui n'est pas forcément la seule est la suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (2.12)$$

Avec : ε les déformations totales, ε_e les déformations élastiques et ε_p les déformations plastiques.

Les modèles élastoplastiques s'appuient sur les trois concepts fondamentaux suivants :

- Le critère de plasticité ou surface de charge, qui est la frontière entre le domaine élastique et le domaine plastique ;
- La règle d'écoulement plastique, qui définit la façon dont évoluent les déformations plastiques.
- La règle d'écrouissage.

a- Surface de charge :

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties : l'intérieur de la surface de charge correspond à des états de déformations réversibles (élastiques) et à l'extérieur de la surface de charge, les déformations se composent d'une partie réversible (élastique) et d'une partie irréversible (plastique). On écrit alors :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (2.13)$$

Dans l'espace des contraintes, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par une fonction scalaire f de la contrainte σ_{ij} , appelée surface de charge du matériau telle que :

- $f(\sigma_{ij}) < 0$ corresponde à l'intérieur du domaine,
- $f(\sigma_{ij}) = 0$ corresponde à la frontière du domaine,
- $f(\sigma_{ij}) > 0$ corresponde à l'extérieur du domaine,

lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $f(\sigma_{ij})=0$, deux cas de comportement élastoplastique sont possibles : la surface f n'évolue pas (modèle élastoplastique parfait) ou bien la surface f évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage).

b- Lois d'écoulement :

Ce sont les règles qui vont permettre de définir la vitesse de déformation plastique ou viscoplastique lorsqu'on n'est en élasticité. L'étude des modèles rhéologiques a montré la nature des équations mise en jeu pour ce qui concerne l'intensité de la vitesse d'écoulement. Celle ci est liée à la vitesse de contrainte ou de déformation totale pour un matériau plastique, et à l'état actuel de contrainte et des variables internes pour un matériau viscoplastique. Pour la généralisation au cas tridimensionnel, il importe de se préoccuper également de la direction de l'écoulement.

c- Lois d'écrouissage :

Dans toute transformation réelle, l'énergie mécanique fournie au matériau n'est restituée par le matériau qu'en partie (déformation élastique), l'autre partie (loi de conservation de l'énergie) est dissipée sous l'une des formes suivantes :

- Augmentation de la température (chaleur spécifique),
- Changement d'état de certains constituants (chaleur latente),
- Production de chaleur cédée au milieu environnant,
- Modification de la structure interne du matériau (mouvement de dislocations, glissement relatif inter-grains, création de nouvelles fissures,...)

Cette modification (ou réarrangement) de la structure intime du matériau durant une transformation conduit à un nouvel état, dans lequel le matériau a les mêmes propriétés donc le même domaine d'élasticité (phase parfaite ou à écrouissage nul) ou à un domaine d'élasticité plus petit (phase adoucissante ou à écrouissage négatif) ou plus grand (phase durcissante ou à écrouissage positif). L'écriture de l'écrouissage est une tâche très complexe, qui dépend étroitement de la classe du matériau étudié. Certains matériaux présentent même des évolutions durcissantes puis adoucissantes au cours d'une sollicitation cyclique par exemple. Le type d'écrouissage peut, par ailleurs, être modifié par des trajets de chargements complexes ou par le vieillissement du matériau.

Les lois d'écrouissage sont donc les règles qui caractérisent l'évolution des variables d'écrouissage au cours de la déformation inélastique. Les principales classes d'écrouissage sont l'écrouissage isotrope et l'écrouissage cinématique.

2.4.2. Critères de plasticité usuels dans la mécanique des sols :

2.4.2.1. Critères faisant intervenir la pression hydrostatique :

Ces critères sont nécessaires pour représenter la déformation plastique des matériaux pulvérulents, des sols ou en présence d'endommagement du matériau. Ils expriment le fait qu'une contrainte hydrostatique de compression rend plus difficile la déformation plastique. Une des conséquences de leur formulation est qu'ils introduisent une dissymétrie traction-compression.

a- Critère de Drucker-Prager :

C'est une extension du critère de Von Mises, combinaison linéaire du deuxième invariant du déviateur et de la trace du tenseur des contraintes. C'est un cône dans le plan déviateur, qui dépend de l'altitude sur la trisectrice des axes σ_1 , σ_2 , σ_3 de contraintes principales (figure 2.2 (a)):

$$f(\sigma) = J - \frac{\sigma_y - \alpha I_1}{1 - \alpha}$$

$I_1 = \text{trace}(\sigma) = \sigma_{ii}$;

$I_2 = (1/2) \text{trace}(\sigma)^2 = (1/2) \sigma_{ij} \sigma_{ji}$;

$I_3 = (1/3) \text{trace}(\sigma)^3 = (1/3) \sigma_{ij} \sigma_{jk} \sigma_{ki}$ Sont des invariants du tenseur des contraintes.

La limite d'élasticité en traction reste σ_y , et la limite d'élasticité en compression est : $-\sigma_y/(1-2\alpha)$. Le coefficient α dépend du matériau, il est bien entendu compris entre 0 et 0.5, et on retrouve le critère de Von Mises pour $\alpha = 0$ (figure 2.2 (b)).

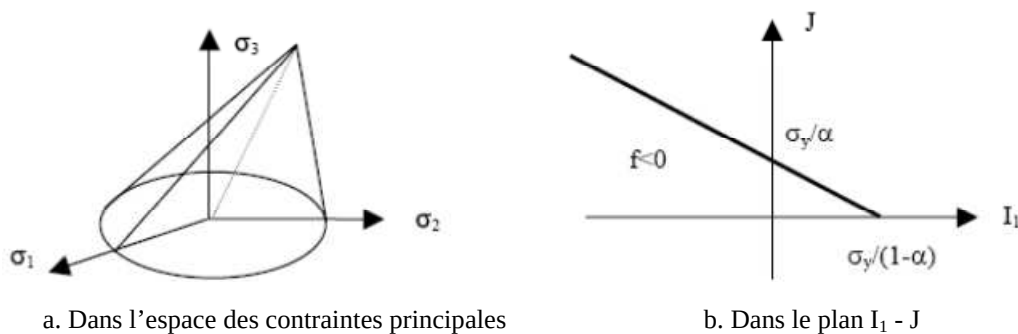


Figure 2.2: Représentation du critère de Drucker-Prager.

b- Critère de Mohr-Coulomb :

Il est apparenté au critère de Tresca, faisant intervenir comme lui le cisaillement maximum, mais en même temps la contrainte « moyenne », représentée par le centre du cercle de Mohr correspondant au cisaillement maximum, soit :

$$f(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \quad (\text{avec } \sigma_3 \leq \sigma_2 \leq \sigma_1)$$

Ce critère est sous-tendu par la notion de frottement, et suppose que le cisaillement maximal que peut subir le matériau (T_t en *figure 2.3 (a)*) est d'autant plus grand que la contrainte normale de compression est élevée. La limite admissible constitue une courbe intrinsèque dans le plan de Mohr. La formule énoncée ci-dessus est obtenue avec une règle de frottement linéaire :

$$|T_t| < -\tan(\varphi) T_n + c$$

La constante c est la cohésion, correspondant à la contrainte de cisaillement qui peut être supportée par le matériau sous contrainte moyenne nulle. L'angle φ désigne le frottement interne du matériau. Si c est nul et φ non nul, le matériau est dit pulvérulent. Si φ est nul et c non nul, comme dans le cas du critère de Tresca, le matériau est purement cohérent.

Dans le plan déviateur, on obtient un hexagone irrégulier :

$$TS = 2\sqrt{6}(c \cos \varphi - p \sin \varphi)/(3 + \sin \varphi), \text{ et } CS = 2\sqrt{6}(-c \cos \varphi - p \sin \varphi)/(3 - \sin \varphi)$$

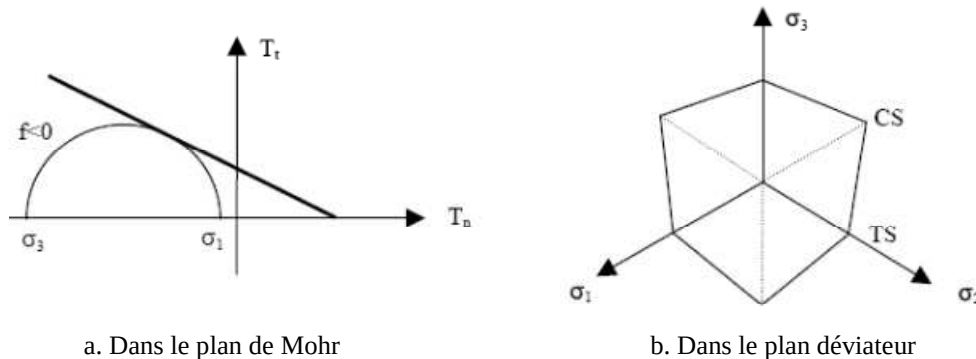


Figure 2.3 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb.

c- Critères "fermés" :

Les deux critères précédents prévoient que le matériau devient infiniment résistant en compression triaxiale. Ce comportement n'est en général pas vérifié sur les matériaux réels qui sont sensibles à la pression hydrostatique. Pour permettre de simuler par exemple des opérations de compaction, on a recours à des modèles "fermés", dans lesquels on définit la courbe limite en deux parties, le raccord s'effectuant pour une valeur critique négative de la pression hydrostatique. On retiendra par exemple le *cap model*, qui ferme par une ellipse le

critère de Drucker-Prager, ou le modèle de Cam-clay (utilisé pour les argiles), dont la courbe limite est définie par deux ellipses dans le plan ($I_1 - J$).

2.4.2.2. Critères ne faisant pas intervenir la pression hydrostatique :

a- Critère de Von Mises :

Dans le critère de von Mises, on considère que le seuil de plasticité est lié à l'énergie élastique de cisaillement. Cela revient à négliger l'influence du troisième invariant. Dans la mesure où la trace du tenseur des contraintes n'intervient pas, le critère le plus simple est celui qui n'utilise que le second invariant du déviateur des contraintes, ou encore l'invariant J (contrainte équivalente au sens de Von-Mises) :

$$J = \sigma_{eq} = (\sqrt{3J_2}) ;$$

$$J_1 = \text{trace}(s) = 0$$

$$J_2 = (1/2) \text{trace}(s)^2 = (1/2) s_{ij} s_{ji}$$

$$J_3 = (1/3) \text{trace}(s)^3 = (1/3) s_{ij} s_{jk} s_{ki}$$

Sont les invariants du déviateur (s) du tenseur de contraintes.

Ceci correspond à une sphère dans l'espace des tenseurs s symétriques (expression quadratique des composantes s_{ij} , qui sont toutes équivalentes), soit, si σ_y est la limite d'élasticité en traction, la fonction de charge est définie par :

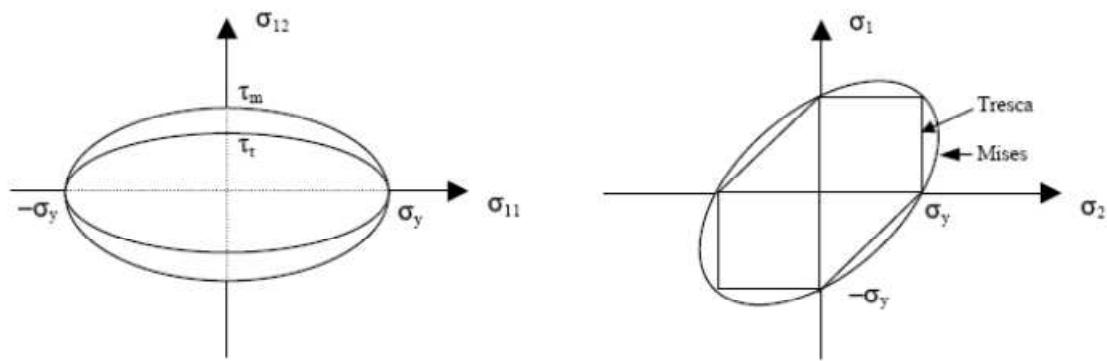
$$f(\sigma) = J - \sigma_y$$

b- Critère de Tresca :

Le seuil de plasticité n'est plus lié à l'énergie élastique de cisaillement mais à la contrainte de cisaillement. L'expression du critère de Tresca fait intervenir les cisaillements maximums dans chaque plan principal, représentés par les quantités $(\sigma_i - \sigma_j)$. La spécificité du critère de Tresca est de ne retenir que le plus grand d'entre eux. Le fait de rajouter une pression à chaque terme de la diagonale ne modifie pas, comme prévu, la valeur du critère. Contrairement au cas précédent, cette expression ne définit en général pas une surface régulière (discontinuité de la normale, points anguleux):

$$F(\sigma) = \max (\sigma_i - \sigma_j) - \sigma_y$$

Dans l'espace des contraintes principales, chacun de ces critères est représenté par un cylindre de génératrice (1,1,1), qui s'appuie sur les courbes définies ci-dessus dans le plan déviateur.



a. En traction-cisaillement (Von Mises : $\tau_m = \sigma_y/\sqrt{3}$, Traction : $\tau_t = \sigma_y/2$)

b. En traction biaxiale

Figure 2.4: Comparaison des critères de Tresca et de von Mises.

2.5. Conclusion :

Les lois de comportement développées ne sont pas toujours utilisables pour tous les types de sollicitations. Elles sont basées sur un schéma classique : représenter au mieux le comportement sur des chemins de contraintes simples et connus afin de déterminer les paramètres de la loi et puis passer au calcul d'ouvrages réels.

Les paramètres doivent être peu nombreux et assez faciles à déterminer, ce qui n'est pas le cas dans la plupart des modèles, mais plus la loi est complexe plus le nombre de paramètres augmente.

Les nombreux essais réalisés sur le sol montrent que le comportement est souvent écouissable et dilatant. La règle d'écoulement plastique pour les sols doit être non associée à la surface de charge.

Pour les lois élastoplastiques, deux types de modèle sont envisagés: avec le domaine élastique ouvert ou fermé. Pour le comportement du sol où le cisaillement domine, les lois à domaine élastique ouvert sont suffisantes. La rupture s'obtient suivant la courbe proche du critère de rupture de Mohr-Coulomb. Par contre la simulation du comportement de sol en compression demande une loi avec le domaine élastique fermé. Les lois utilisant les concepts de l'école de Cambridge représentent très bien ce phénomène.

CHAPITRE III

APERÇU SUR L'OUTIL NUMERIQUE UTILISE DANS L'ETUDE

3.1. Introduction :

Plaxis v8 est un progiciel d'éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches non linéaire, dépendant du temps et anisotrope.

Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. Plaxis est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres) avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes éprouvés, ainsi que des procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par des défauts (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats ; des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné de chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

3.2. Les modèles de comportement utilisés dans Plaxis :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-

plastique des sols, aussi bien sous sollicitations monotones que cycliques. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis.

Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels dans un délai raisonnable, en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle à calcul » de l'ingénieur géotechnicien, où le microordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simples, voire simpliste, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrive ce comportement.
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

3.2.1. Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas du module d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation :

$$E = 2G(1 + \nu)$$

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

3.2.2. Modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, c et ϕ sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du matériau (voir *figure 3.1*).

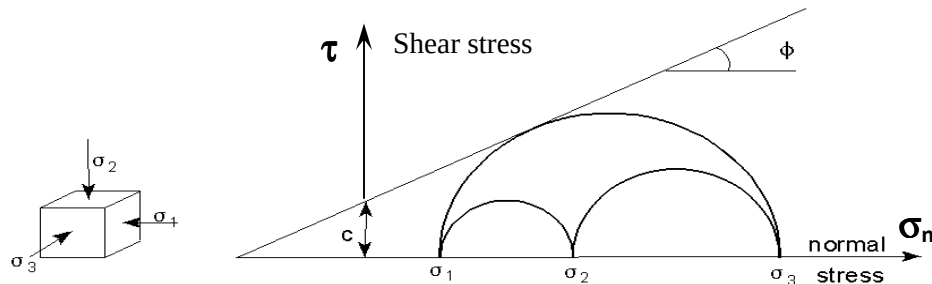


Figure 3.1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

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

3.2.3. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening soil model) :

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

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste, il y a une courbure des courbes efforts-déformations avant d'atteindre la plasticité ;
- De distinguer entre une charge et une décharge ;
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

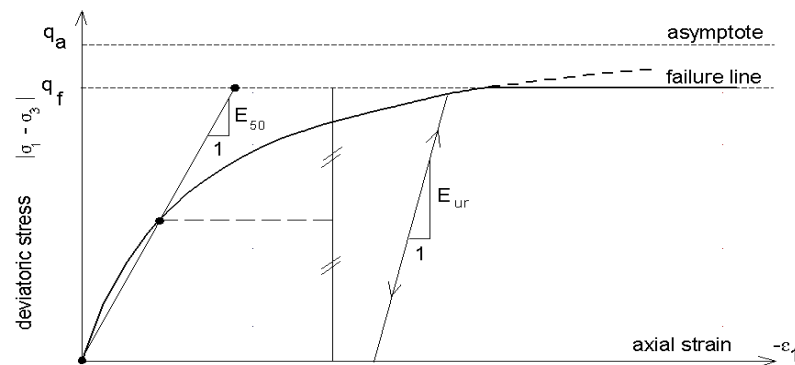


Figure 3.2 : Représentation du Hardening Soil Model.

✓ Les paramètres du HSM

Paramètres de Mohr-Coulomb :

c	: Cohésion (effective)	[kN/m ²]
φ	: Angle de frottement effectif	[°]
ψ	: Angle of dilatance	[°]

Paramètres de rigidité :

E_{50}^{ref}	: Module sécant dans un essai triaxial	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	: Module tangent dans un essai oedométrique	[kN/m ²]
m	: Puissance (environ 0,5 pour les sables)	[-]

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref}	: Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 E_{50}^{ref}$)	[kN/m ²]
ν_{ur}	: Coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut $\nu_{ur} = 0.2$)	[-]
p^{ref}	: Contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$ s)	[kN/m ²]
K_0^{nc}	: K_0 - consolidation (par défaut $K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$)	[-]
R_f	: Coefficient à la rupture q_f / q_a (par défaut $R_f = 0,9$)	[-]
$\sigma_{tension}$	: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$)	[kN/m ²]
$c_{increment}$	: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$)	[kN/m ³]

3.2.4. Modèle pour sols « mous » (soft soil model) :

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface de plasticité associée limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

✓ Remarque :

Le SSM n'est pas valable pour les interfaces, il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.

Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et ϕ .

En résumé, les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^*	: Indice de compression	[-]
κ^*	: Indice de gonflement	[-]
c	: Cohésion	[kN/m ²]
ϕ	: Angle de frottement	[°]
ψ	: Angle de dilatance	[°]

3.2.5. Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (soft soil creep model) :

Le SSCM permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais par la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables), elle est caractérisée par le paramètre C_α et génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

✓ **Les paramètres du SSCM**

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{C_\alpha \alpha_v}{2.3(1+e)}$$

Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb :

c	: Cohésion	[kN/m ²]
ϕ	: Angle de frottement	[°]
ψ	: Angle de dilatance	[°]

Paramètres de consolidation:

κ^*	: Indice de gonflement	[-]
λ^*	: Indice de compression	[-]
μ^*	: Indice de fluage	[-]

3.3. Le modèle élastoplastique utilisé dans le projet, Mohr-Coulomb :

3.3.1. Choix du modèle :

Modélisation rime toujours avec simplification.

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il n'a pas la complexité ni aussi les possibilités que l'on peut rencontrer dans d'autres modèles, dont notamment les modèles élastoplastiques à plusieurs surfaces de charge avec écrouissage. Ces derniers modèles sont plus aptes à décrire le comportement non linéaire des sols et le comportement sous sollicitations cycliques.

Pour les applications géotechniques qui se traitent souvent soit par des calculs élastiques, soit par des calculs rigides-plastiques, l'approche en déformation que permet le modèle de Mohr-Coulomb est sûrement avantageuse et marque un progrès intéressant.

Comme dans toute méthode classique de calcul, la première simplification est l'établissement d'une coupe du sous-sol : cette simplification des différents sols rencontrés lors des reconnaissances permet à l'ingénieur de disposer d'un schéma conceptuel de calcul comportant les principales couches de sol influentes. C'est pour ces couches que se pose la question de la détermination des paramètres de calcul.

La détermination des paramètres mécaniques du modèle de Mohr-Coulomb est simple et ces paramètres ont la signification physique à laquelle le géotechnicien est habitué. La plus grande difficulté reste, comme dans toute simulation numérique ou tout calcul, la sélection adéquate des paramètres à affecter aux différents matériaux et à prendre en compte dans les calculs.

3.3.2. Les paramètres du modèle :

a- Les poids volumiques :

Le poids volumique "unsat" que demande Plaxis est le poids volumique des terrains au dessus de la nappe. Sauf cas particuliers, ce n'est pas un poids volumique sec tel que γ_d . Il peut être légèrement plus faible que le poids volumique "sat" ou humide des terrains en dessous de la nappe. L'estimation de ces valeurs, dans un système d'unité compatible avec le reste des données (mètre, kPa et kN/m^3 ou mètre, t, t/m^2 et t/m^3 ou tout autre, même si la loi oblige au premier...) est facile en fonction de la nature des terrains. Ces valeurs se situent dans une gamme de 15 à 20 kN/m^3 voire plus pour des remblais très compactés ou au contraire des vases et des tourbes très peu denses.

b- Les perméabilités :

L'évaluation de la perméabilité d'un sol est la plus difficile. Si les essais de laboratoire sont bien définis, ils ne fournissent souvent qu'une perméabilité verticale pour des gradients bien supérieurs à ceux que l'on rencontre en place.

Le point le plus important est l'anisotropie de perméabilité. De nombreux sols présentent des perméabilités horizontales supérieures à leurs perméabilités verticales.

On peut alors définir une perméabilité horizontale plus forte que la perméabilité verticale. Un rapport de 10 à 100 peut être envisagé.

La perméabilité des sols varie au moins de 10^{-3} à 10^{-10} m/s, soit 7 ordres de grandeurs.

c- Le coefficient de Poisson ν :

Pour un matériau élastique, le coefficient de Poisson varie dans les limites 0 à 0.5. La première valeur correspond à un sol qui n'aurait pas "d'effet latéral" : un exemple en est la neige. La seconde est celle d'un sol incompressible (ce qui est tout à fait différent d'indéformable).

Une valeur de 0,2 à 0,4 est conseillée pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles.

d- Le module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au $G_{\max}$, mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture. L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Cette question se retrouve dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

e- L'angle de frottement :

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

suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement ϕ_{cv} (à volume constant, au palier).

f- La cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

g- L'angle de dilatance :

L'angle de dilatance s'estime dans un essai triaxial drainé avec mesure de variation de volume, mais on ne dispose pas très souvent de tels essais. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante : $\psi = \phi - 30^\circ$ pour $\phi > 30^\circ$

Mestat (1997) a effectué une compilation des différentes estimations proposées.

Le cas $\psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique).

h- Les paramètres d'interface :

Il peut être judicieux de placer des éléments d'interface même sans réduction des propriétés mécaniques à l'interface. Un cas de figure bien connu des géotechniciens est le $\delta = 2/3 \phi$ que l'on prend dans les calculs de poussée. Cette réduction des propriétés mécaniques à l'interface est nécessaire pour une simulation correcte du comportement d'interaction sol-structure ou sol-inclusion.

i- Le coefficient K_0 :

K_0 n'est pas un paramètre du modèle de Mohr-Coulomb. Il est nécessaire à l'initialisation des contraintes effectives ou totales. Ce coefficient a été décrit comme "le trou noir" de la mécanique des sols.

La valeur de 0.5 n'est pas intrinsèquement mauvaise pour peu qu'on l'applique à un sol normalement consolidé.

La formule de Jaky (1944) ($K_0 = 1 - \sin \phi$) s'applique aussi dans les mêmes conditions. L'angle ϕ qui intervient est en fait un ϕ' d'argile normalement consolidée et la valeur de 30° n'est pas trop loin de la réalité.

Mayne et Kulhawy ont donné une compilation des différentes valeurs de K_0 .

3.4. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis :

3.4.1. Introduction :

La simulation des phénomènes physiques est le souci permanent de l'ingénieur dans sa démarche de conception, qui doit s'articuler sur une meilleure prévision de comportement des systèmes. Au 19^{ème} siècle, les expériences et les solutions analytiques étaient les seuls moyens d'analyse et d'interprétation. A l'aube du 20^{ème} siècle, la méthode de Rayleigh-Ritz représentait une révolution idéologique où la solution semi-analytique approchée devenait une alternative sérieuse aux solutions purement analytiques, telles que les fonctions d'Airy. Depuis l'apparition des moyens de calcul au cours des années 60, la puissance des méthodes numériques s'est rapidement développé pour devenir l'outil principal de modélisation des systèmes complexes et variés.

De nos jours, l'approche numérique s'avère indispensable pour résoudre les systèmes réels rencontrés dans les différents secteurs de l'ingénierie. La méthode des éléments finis est basée sur deux principes fondamentaux : la discrétisation et l'interpolation. La diversité des applications de cette méthode témoigne de son intérêt dans le calcul des structures.

3.4.2. Méthodes de résolution :

Pratiquement tous les phénomènes physiques peuvent être décrits mathématiquement par un système d'équations aux dérivés partielles applicables dans l'espace modélisé (i.e volume, temps...), avec des conditions établies aux frontières (ou limites) de l'espace considéré. Pour la résolution de ce système, deux voies sont possibles : analytique ou numérique.

Les solutions analytiques consistent à résoudre directement les équations différentielles au moyen des techniques mathématiques habituelles telles que la séparation des variables, les solutions analogues ou les transformées de Fourier et de Laplace. A la fin du 19^{ème} siècle, les fonctions d'Airy ont permis la résolution d'un certain nombre de problèmes d'élasticité, en particulier les problèmes de champs singuliers en pointe de fissures. L'avantage de ces solutions est qu'elles restent valables indépendamment des valeurs numériques des paramètres du système (i.e. géométrie, matériaux et charges).

Aidées par le développement spectaculaire des moyens de calculs (sur tous les plans : méthodes, machines et logiciels), les solutions numériques consistent à donner une solution approchée d'un système complètement défini. Deux approches sont envisageables : locale ou

globale. Dans l'approche locale, les équations différentielles sont directement discrétisées (le système différentiel d'équilibre est appelé formulation forte) ; à titre d'exemple, on peut citer la méthode des différences finies. Dans l'approche globale, l'équilibre du système est exprimé sous une formulation plus générale (appelée formulation faible), souvent en terme de bilan énergétique, qui est ensuite discrétisée. Dans cette deuxième approche, l'équilibre énergétique n'est pas assuré localement (i.e. en tout point d'un milieu), mais seulement au niveau global d'un élément de volume. Cette approche présente des avantages considérables pour le traitement des systèmes complexes.

Au début du 20^{ème} siècle, la méthode de Rayleigh-Ritz a permis de poser les bases de la méthode des éléments finis en introduisant la notion de champ approché. Ces dernières années ont vu des développements intenses en éléments finis pour l'analyse des différents types de structures et de comportements complexes pour les structures allongées telles que les ponts, les poutres ; ainsi la discrétisation se fait seulement pour la coupe droite de la structure (i.e. dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal). Dans le but de gagner en efficacité, la méthode des éléments de frontières constitue un progrès considérable en limitant la discrétisation à la frontière du domaine étudié. Récemment, la technique des volumes finis présente une évolution qui reste adaptée au problème de champs linéaires (e.g. acoustique,...). Dans tous ces développements, la recherche du meilleur rapport entre coût de calcul, précision en généralité, a été l'objectif essentiel permettant d'aller encore plus loin dans la représentation des systèmes industriels.

3.4.3. Intérêt des méthodes numériques :

Les méthodes numériques présentent des intérêts considérables, parmi lesquels :

- Traitement des formes géométriques compliquées.
- Traitement des comportements complexes et évolutifs (non linéaire, visqueux, transitoire,...).
- Couplage des différents phénomènes : mécaniques, thermiques, magnétismes, hydrauliques,...
- Exploitation directe et rapide des résultats.
- Grande capacité d'adaptation aux innovations (modèles, matériaux, procédés,...).
- Très grande simplicité d'utilisation (c'est aussi un danger ! car cela n'encourage pas trop à réfléchir !).

Néanmoins, certains inconvénients peuvent être gênants :

- Temps de calcul assez significatif pour les modèles réels.

- Grand besoin en ressources informatiques (puissance, capacité de stockage,...).
- Résultats non transposables et spécifiques à l'application numérique.
- Sensibilité des informations locales pour plusieurs types de problèmes (fissuration,...).
- Effort considérable pour l'interprétation et la validation des résultats.

Il faut garder à l'esprit que le coût réel d'une modélisation n'est en réalité ni le coût-machine ni le coût-logiciel, mais plutôt le coût-ingénieur, évalué par le temps passé pour la définition, l'implémentation du modèle, la validation, l'interprétation et la présentation des résultats.

3.4.4. La méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis consiste en l'approximation du champ étudié sur des formes géométriques simples. La qualité de cette approximation dépend de l'écart entre le modèle et le champ réel (qui reste le plus souvent inaccessible). Dans la méthode des éléments finis, l'approximation polynomiale est la plus répandue, grâce à la simplicité des manipulations mathématiques. Elle a aussi une interprétation directe, en l'associant au développement en séries du champ réel.

La méthode des éléments finis propose de découper le système réel en un certain nombre d'éléments à géométries simples. Cette procédure est appelée « discrétisation » car le milieu continu est remplacé par une série d'éléments discrets.

a- Domaines d'application :

La méthode des éléments finis est appliquée dans la majorité des domaines de la physique. Cela va de la mécanique à l'électronique, en passant par la thermique et la météorologie. Dans tous ces cas, la formulation reste quasiment identique, mais la nature des champs et les lois de comportement sont adaptées au domaine d'application. Autrement dit, *on vit dans un monde construit par éléments finis*.

b- Principe de l'approximation :

Le problème de l'analyse des solides déformables peut être totalement résolu si l'on connaît le champ de déplacement en tout point du milieu. Il suffit de déterminer ce champ, ce qui est quasiment impossible pour les systèmes mécaniques. Le principe de la méthode des éléments finis consiste à restreindre la détermination de ce champ à un nombre fini de point du milieu, appelés « nœuds » (*figure 3.3*).

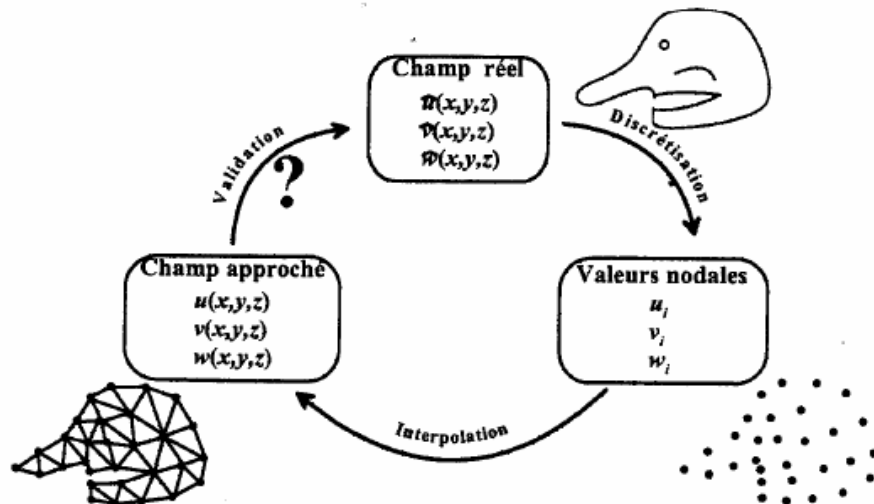


Figure 3.3 : De la réalité au maillage en passant par la discrétisation.

Le processus de passage du champ continu aux valeurs nodales est appelé « discrétisation ». La résolution du système est ainsi effectuée dans le but de déterminer les valeurs du champ en ces nœuds, c'est ce qu'on appelle « valeurs nodales ». Pour l'instant, le champ reste inconnu dans le domaine entre les nœuds. La solution est naturellement de définir le champ approché (et continu) par interpolation des valeurs nodales. Pour cela, on utilise les fonctions de forme pour l'interpolation à l'intérieur de chaque maille joignant un groupe de nœuds. La structure finale est ainsi constituée en considérant toutes les mailles du système.

c- Types d'éléments utilisés dans la Méthode des Éléments Finis :

La modélisation par éléments finis implique donc le découpage de la structure en sous-domaines appelés « éléments ».

- Éléments 1D : Les éléments à une dimension sont utilisés pour les structures en squelette planes ou spatiales. On trouve dans cette catégorie les éléments de barre où seulement l'effort axial est considéré et les éléments de poutres où le phénomène de flexion est présent. Un cas particulier est celui des structures minces axisymétriques (e.g. cylindre mince ou bouteille axisymétrique). Ces structures peuvent être modélisées par des éléments 1D représentant la ligne génératrice de révolution.

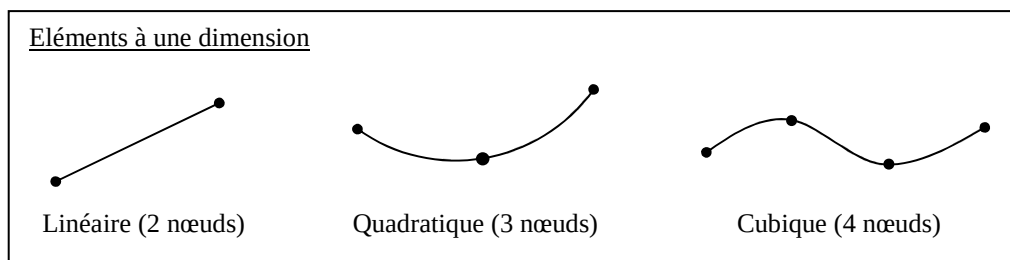


Figure 3.4 : Types d'éléments linéiques.

- Éléments 2D : Les éléments à deux dimensions sont les plus utilisés car ils permettent la modélisation d'un grand nombre de systèmes. Ils ont aussi un intérêt pédagogique, car il est plus facile d'expliquer les formulations sur un plan que dans l'espace. Ces éléments permettent l'analyse des problèmes d'élasticité plane (i.e. contrainte plane et déformation plane) ainsi que les problèmes axisymétriques (e.g. cuve cylindrique avec paroi épaisse) ; dans ce dernier cas, on les appelle « éléments toriques ». Lorsque la flexion intervient, ces éléments sont utilisés pour les plaques minces ainsi que pour les coques minces (avec ou sans effet de membrane).

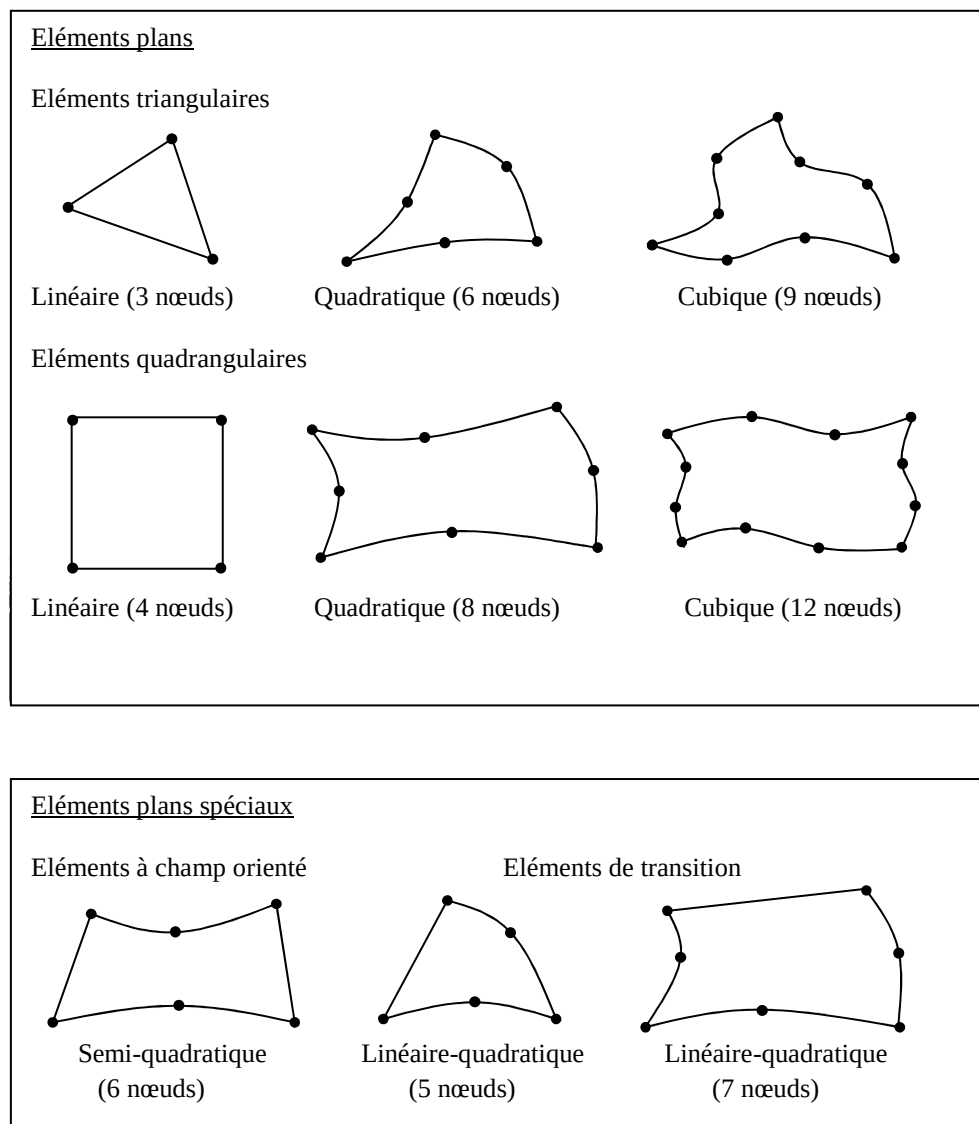


Figure 3.5 : Types d'éléments plans.

- Éléments 3D : C'est le cas des structures massives où les dimensions des pièces sont comparables dans toutes les directions. Les éléments 3D sont donc utilisés pour les solides massifs et les plaques et coques épaisses.

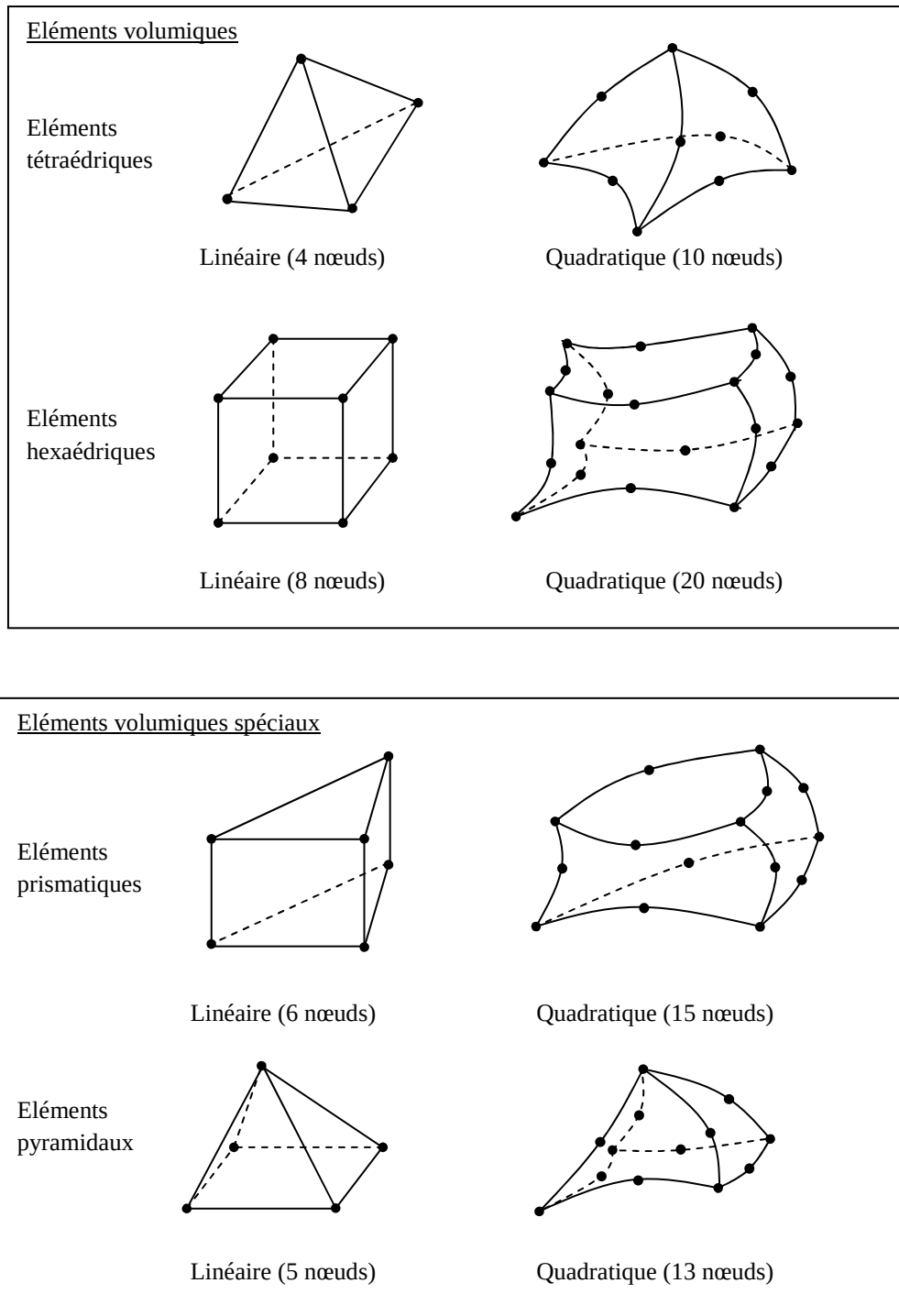


Figure 3.6 : Types d'éléments volumiques.

3.5. Conclusion :

Le logiciel Plaxis, comme tout autre, n'est qu'un outil. Cet outil, pour rendre les services que l'on attend de lui, nécessite d'une part un "mode d'emploi" mais aussi d'être alimenté par des paramètres décrivant le comportement du sol.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel...

La détermination des "bons" paramètres à rentrer dans ce logiciel est capitale. Les essais de laboratoire sont toujours trop peu nombreux, on doute de leur représentativité, on doute aussi des essais in situ, etc...Peut être alors qu'une bonne approche est de faire non pas un calcul type Plaxis mais d'en faire plusieurs pour vérifier le rôle des paramètres influents dans un calcul d'ouvrage.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

CHAPITRE IV

PRESENTATION DES RESULTATS ET DISCUSSIONS.

4.1. Introduction et position du problème :

L'étude du comportement d'un pieu isolé sous chargement latéral à l'aide des éléments finis doit tenir compte des différents phénomènes mis en jeu. Toutefois, certains choix doivent être faits par rapport au comportement dominant observé dans la littérature lors des essais réalisés par différents chercheurs.

Quand un pieu est soumis à une charge latérale, le déplacement et la capacité portante latéraux dépendent essentiellement des caractéristiques du pieu et des propriétés du sol près de la surface, jusqu'à une profondeur moyenne de 3 à 4 fois le diamètre du pieu (Broms 1981).

Sous charges latérales, les contraintes normales à l'arrière du pieu sont réduites et des contraintes de traction se développent. Comme un sol ne supporte pas de fortes contraintes de traction, il se produit le plus souvent un décollement entre le pieu et le sol. L'existence de ce vide entre ces deux matériaux, observé expérimentalement sur une certaine profondeur, influence fortement la réponse du pieu, notamment au cours d'un chargement cyclique. Par ailleurs, sous l'effet de la charge latérale, les contraintes normales dans le sol augmentent devant le pieu.

En recourant à deux lois de comportement pour un sol donné, le problème consiste en l'étude par modélisation numérique en éléments finis, sous un chargement latéral statique, d'un pieu isolé cylindrique en acier de longueur $L = 10.00$ m dans un massif de sol (sableux ou argileux, homogène ou multicouches), libre en tête et bloqué en pied (pas de déplacement ni de rotation) dans un substratum rocheux. Le comportement du sol du massif est schématisé selon une loi élastique linéaire et une loi élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb. Cependant, la présente étude vise à étudier l'effet de l'interaction sol-pieu sur les paramètres caractérisant le comportement non linéaire du système sol-pieu :

- Déplacement latéral du pieu (U_x).
- Pression latérale du sol (p).

Nous tenons à signaler que l'étude sera faite pour deux types de sol, sol uniforme et sol multicouche, en fonction de :

- L'effort horizontal H .
- Le rapport d'élancement L/d .
- Le comportement linéaire et non linéaire du sol.
- La nature du sol.

4.2. Modélisation du matériau constituant le pieu :

Les pieux utilisés en génie civil sont fabriqués en bois, en béton (armé ou non) ou en métal (essentiellement de l'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, les matériaux constituant les pieux sont fréquemment considérés comme élastiques et isotropes pour les gammes de contraintes habituelles en géotechnique. Toutefois, pour des analyses cycliques ou dynamiques, il peut être nécessaire de supposer un comportement élastoplastique pour l'acier (critère de Von Mises) ou pour le béton (critère de Drucker-Prager).

Tant que le pieu peut être considéré comme rigide par rapport au sol (le rapport $E_{\text{pieu}}/E_{\text{sol}}$ est supérieur à 100), il semble que le coefficient de Poisson ait une influence très faible sur le comportement du pieu. Si le chargement est tel qu'aucun glissement significatif ne puisse apparaître entre le sol et le pieu, il est raisonnable de supposer un contact parfait entre les deux matériaux (compatibilité parfaite des déplacements à l'interface).

Dans la présente étude, le pieu est modélisé par un matériau linéaire élastique ayant un comportement non-poreux. Le modèle linéaire élastique représente la loi de Hooke, il est caractérisé par le module d'Young E , et le coefficient de Poisson ν . Ce modèle est fréquemment utilisé dans Plaxis pour modéliser des structures rigides placées dans le sol en le combinant avec le comportement non-poreux, (exp : pieux).

4.3. Construction du modèle :

Lorsqu'un pieu est chargé latéralement, il y a une mobilisation d'une zone de sol devant le pieu. Cette zone est tridimensionnelle, et restreindre le comportement à un comportement en 2D implique d'adopter des hypothèses fortes (Chaudhry, 1994) sur le comportement du système.

Une modélisation en déformation plane a été souvent utilisée pour étudier l'interaction entre deux ou plusieurs pieux. Mais ce type de modélisation n'est pas réaliste, car les pieux apparaissent alors comme des rideaux de palplanches ou comme des plaques de longueur infinie. L'interaction entre les pieux et le sol ne peut donc pas être représentée de manière correcte. L'étude en déformation plane peut, en revanche, être utilisée pour analyser le comportement local d'une tranche de sol contenant une section de pieu : cette modélisation peut convenir à l'étude locale d'un pieu ou d'un groupe de pieux soumis à des charges latérales perpendiculaires à leur axe (P.Mestat 1999). Et c'est précisément le cas de notre

étude. Pour cette raison, et comme notre étude porte sur un pieu de section circulaire, il sera nécessaire de donner l'équivalence dimensionnelle entre le diamètre d'un cercle et le côté d'un carré, qui sera définie par la relation suivante (Boumekik, 1985) :

$$B = (\sqrt{\pi}) r_0 ;$$

B : côté du pieu carré.

r_0 : rayon du pieu circulaire.

Comme pour tout calcul par éléments finis, des conditions en déplacements ou en contraintes doivent être imposées aux frontières du maillage. La position des frontières est donc un problème essentiel, car elles peuvent être situées à une distance « finie » ou « infinie » (cas d'une fondation isolée dans un massif de sol homogène semi-infini). Les frontières latérales et inférieure peuvent être représentées par des éléments finis ou par des éléments infinis. Dans cette étude, seuls les éléments finis sont considérés.

Les déplacements significatifs se produisent autour du pieu dans une zone s'étendant latéralement sur 4 à 5 fois le diamètre du pieu et très rarement au-delà de 10 fois ce diamètre en profondeur (Bijngte et al.1991 ; Fleming et al.1992).

Selon P.Mpan et D.Levacher (2004), une zone de massif s'étendant latéralement sur une distance supérieure à 6B (ou 6d) de part et d'autre de l'axe de symétrie du pieu, est la distance au-delà de laquelle il n'y a aucun effet dû au chargement latéral. Et les déplacements verticaux et horizontaux du système pieu-sol sont nuls sur ces limites, autrement dit, $u=v=0$ ($w=0$) respectivement sur les limites en X et Y (et Z).

Le modèle géométrique utilisé dans tout le projet est obtenu après validation par les abaques de Poulos et Davis (1980).

4.3.1. Modèle d'analyse :

En effet, le modèle numérique demande la détermination de cinq paramètres qui sont E, ν (paramètres d'élasticité) et c, ϕ et ψ qui sont respectivement la cohésion, l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance. Ces paramètres sont fournis par des essais de laboratoire et qui sont nécessaires pour des calculs de déformation ou de stabilité.

Le modèle sol-pieu utilisé dans la présente étude est représenté par la *figure 4.1* ; le pieu est en acier de poids volumique γ_p , il a un diamètre (d) et une longueur (L).

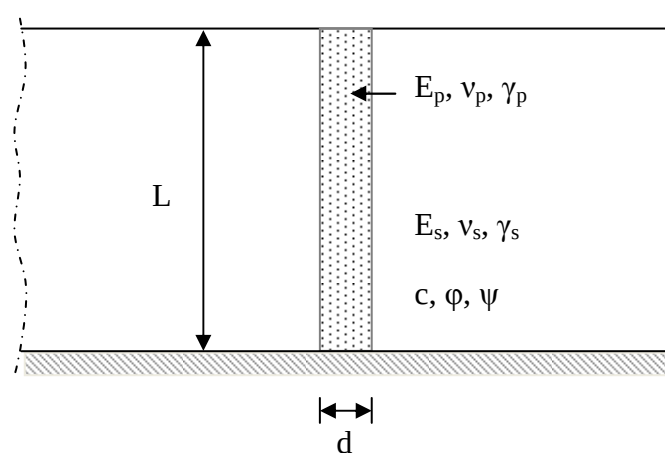


Figure 4.1 : Système sol-pieu.

4.3.2. Paramètres du sol et du pieu :

Le sol est considéré comme un milieu élastique uniforme semi-infini, ayant un module d'élasticité E_s uniforme (Poulos et Davis, 1980).

Les paramètres de chacun des deux matériaux (sable et pieu) sont donnés dans le tableau 4.1, (P.Mpan et D.Levacher, 2004).

Tableau 4.1 : paramètres du sol et du pieu pour la construction du modèle.

Paramètre	Symbole	Unité	Sable	Pieu ($d=40\text{cm}$)
Modèle	Model	-	Linéaire élastique	Linéaire élastique
Type de Comportement	Type	-	Drainé	Non-poreux
Poids volumique	γ	KN/m^3	18	78
Module de Young	E	KN/m^2	23000	Variable selon K_R *
Coefficient de Poisson	ν	-	0.37	0.3

* Les valeurs du module de Young du pieu sont, suivant le facteur de flexibilité K_R :

Tableau 4.2 : Modules de Young du pieu pour la construction du modèle.

K_R	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	0.1	1	10
E_p KN/m^2	$1.83 \cdot 10^5$	$1.83 \cdot 10^6$	$1.83 \cdot 10^7$	$1.83 \cdot 10^8$	$1.83 \cdot 10^9$	$1.83 \cdot 10^{10}$	$1.83 \cdot 10^{11}$	$1.83 \cdot 10^{12}$

Les résultats numériques obtenus dans le cas d'un sol uniforme sont présentés sur le tableau 4.3. Ces résultats présentent le facteur d'influence I_{pH} pour un pieu à tête libre et pied encastré.

Tableau 4.3 : Déplacement latéral et facteur d'influence par PLAXIS.

K_R	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	0.1	1	10
U_x (mm)	7.46	6.56	5.13	3.42	1.83	0.487	0.063	0.006
$I_{\rho H}$	17.158	15.088	11.799	7.866	4.209	1,121	0,145	0,0137

Avec :

K_R : le facteur de flexibilité du pieu ; $K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}$, I_p étant l'inertie du pieu et L sa longueur.

$I_{\rho H}$: le facteur d'influence ; $I_{\rho H} = \frac{U_x E_s L}{H}$, H étant la charge horizontale appliquée.

U_x : le déplacement horizontal.

Dans le but de valider notre modèle numérique, nous avons jugé utile de confronter les résultats obtenus précédemment avec ceux des abaques de Poulos et Davis (1980), figure 4.2.

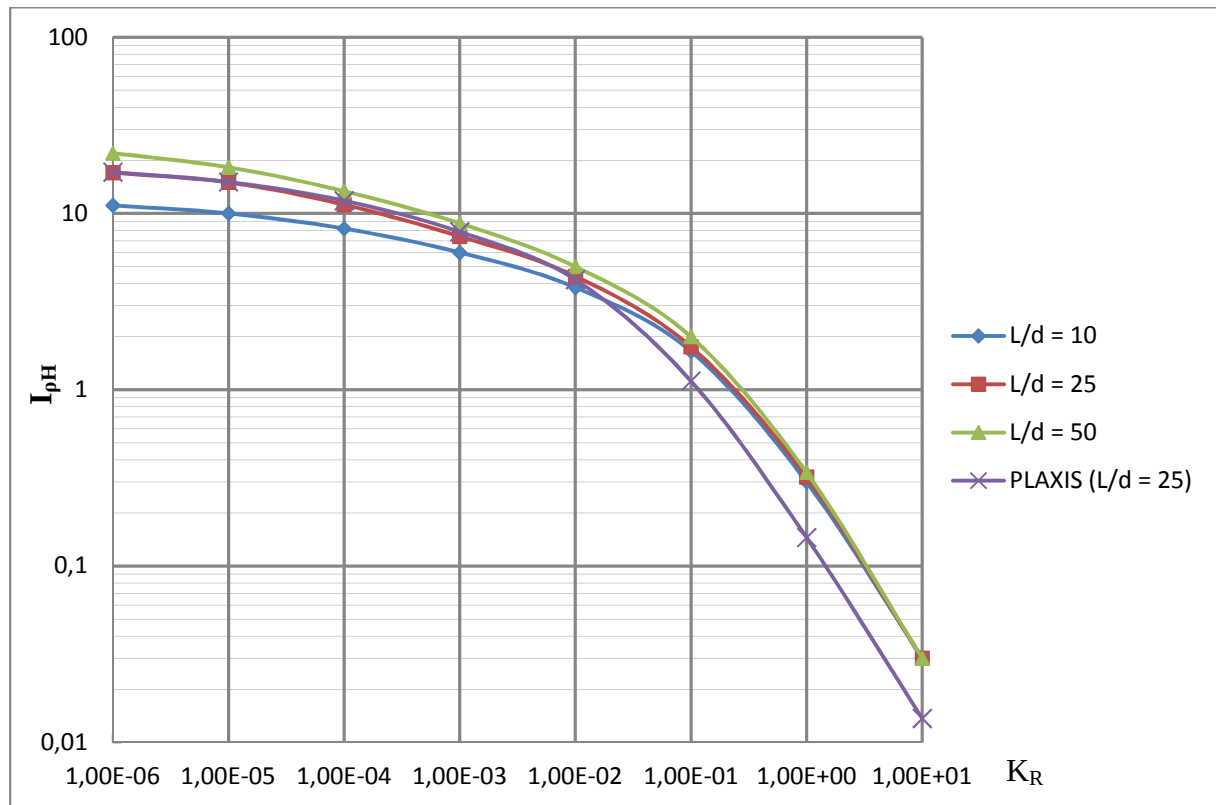


Figure 4.2 : Validation du modèle par les abaques de Poulos et Davis (1980).

D'après cette figure, on constate clairement que pour des valeurs de $K_R \leq 10^{-2}$, les résultats obtenus numériquement par le modèle utilisé (PLAXIS, $L/d=25$) se convergent énormément avec ceux de Poulos et Davis (1980). Par contre, pour des valeurs de $K_R > 10^{-2}$,

on remarque une légère divergence entre les résultats numériques (PLAXIS) et ceux de Poulos et Davis (1980).

D'après ces auteurs, les valeurs de $K_R > 10^{-2}$ sont rarement utilisés (pieux très rigides). A partir de cela, on peut dire que ces résultats sont satisfaisants et le modèle géométrique testé va être retenu pour la continuité de la présente étude.

Les limites de ce modèle s'étendent latéralement sur 5 mètres de part et d'autre de l'axe du pieu, les déplacements horizontaux et verticaux sont nuls sur les limites du modèle, $U_x = U_y = 0$.

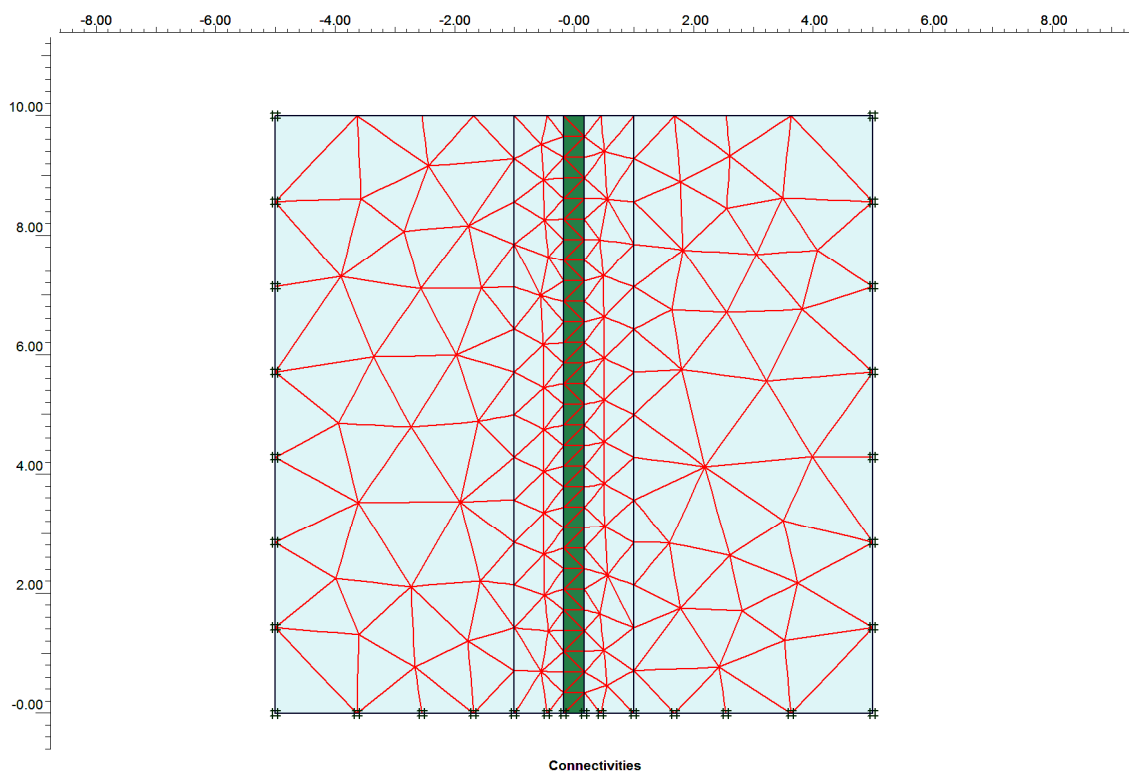


Figure 4.3 : Modèle géométrique

4.4. Etude du système pieu-sol dans un massif de sol homogène :

En premier temps, l'étude sera menée en considérant le pieu situé dans un sol uniforme (monocouche) en mettant l'accent sur l'effet de la nonlinéarité du sol et de l'élancement du pieu sur leur comportement.

4.4.1. Effet de la nonlinéarité du comportement du sol :

Le matériau constituant le pieu est modélisé par une loi élastique linéaire et isotrope. Les caractéristiques mécaniques introduites pour le calcul sont résumées dans le *tableau 4.4*, (P.Mpan et D.Levacher, 2004).

Tableau 4.4 : Caractéristiques mécaniques du pieu pour le sol homogène.

Paramètre	Symbole	Unité	Pieu ($d=40\text{cm}$)
Modèle	-	-	Linéaire élastique
Type de Comportement	-	-	Non-poreux
Poids volumique	γ_p	KN/m^3	78
Module de Young	E_p (acier)	KN/m^2	$2.1 \cdot 10^8$
Coefficient de Poisson	ν_p	-	0.3

Le chargement latéral est statique, et comporte des efforts ponctuels appliqués en tête du pieu sans prise en compte des déplacements initiaux. Les différentes amplitudes d'efforts latéraux appliqués au pieu sont : 100 KN, 200 KN, 300KN, 400 KN et 500 KN.

4.4.1.1. Cas d'un sol linéaire élastique :

Dans cette étude, les deux types de sols les plus répandus sont utilisés, à savoir « le sable » et « l'argile ».

Les deux sols sont modélisés par une loi de comportement élastique linéaire isotrope et homogène. Les paramètres introduits pour le calcul sont résumés dans le *tableau 4.5* : (P.Mpan et D.Levacher 2004 et PLAXIS V.8 Manuel de référence).

Tableau 4.5 : Caractéristiques mécaniques élastiques du sable et de l'argile.

Paramètre	Symbole	Unité	Sable	Argile
Modèle	-	-	Linéaire élastique	Linéaire élastique
Type de Comportement	-	-	Drainé	Non drainé
Poids volumique non saturé	γ_{unsat}	KN/m^3	18	16

Poids volumique saturé	γ_{sat}	KN/m ³	20	18
Module de Young	E_s	KN/m ²	23000	15000
Coefficient de Poisson	ν_s	-	0.37	0.35
Coefficient Interface	R_{inter}	-	1	0.5
Perméabilité	k_x, k_y	m/jour	1	10 ⁻³

La figure 4.4 illustre l'évolution des déplacements latéraux du pieu dans un sol élastique sous la variation du chargement latéral.

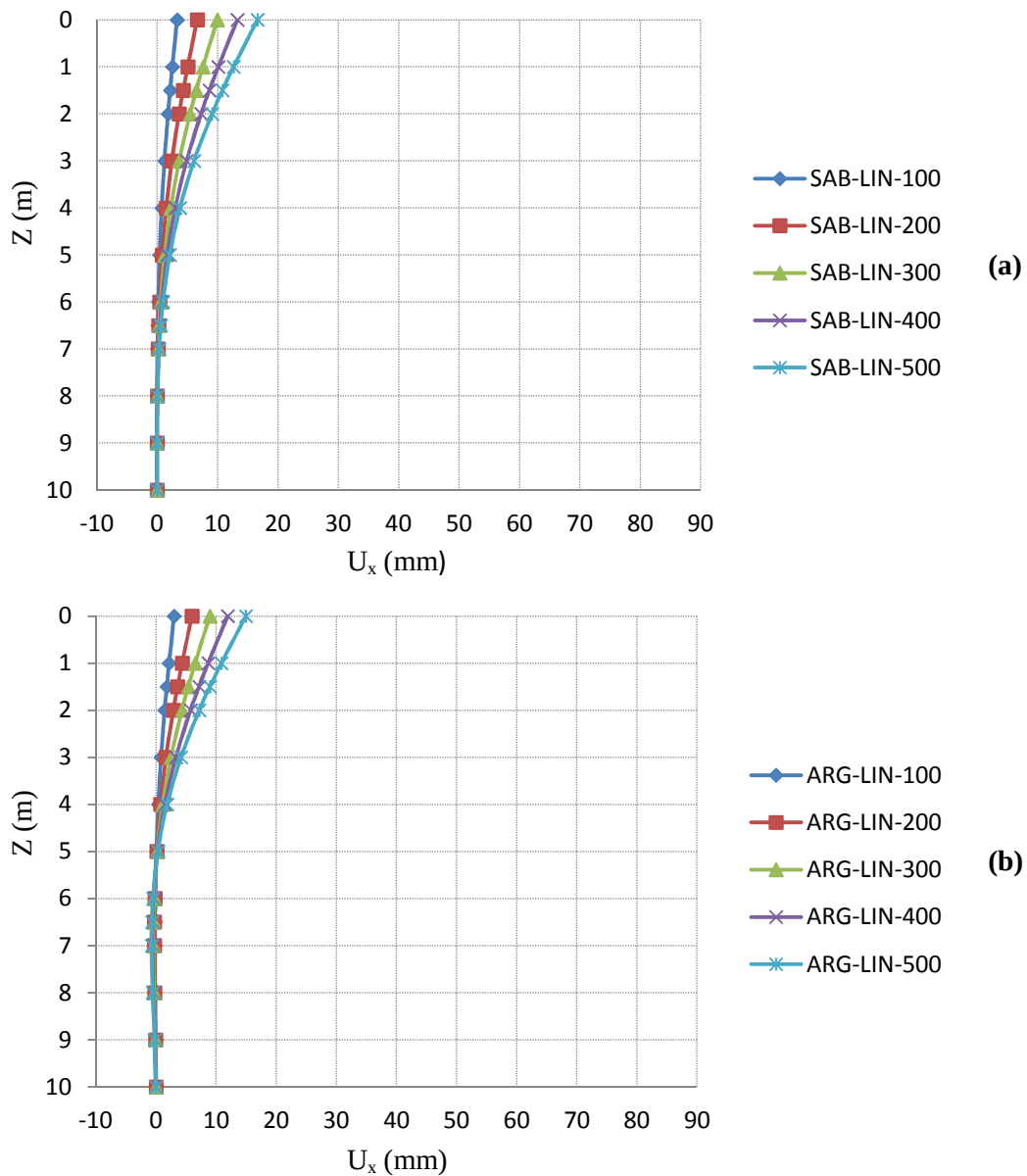


Figure 4.4 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la profondeur, en milieu élastique homogène / (a) : sable, (b) : argile.

D'après cette figure (*figure 4.4*), on constate que les plus grands déplacements du pieu se produisent en surface avec l'augmentation du chargement. La valeur maximale du déplacement est donnée par le niveau de chargement le plus élevé.

Pour le sable, il est clair que les déplacements demeurent presque constants pour des profondeurs $Z \geq 6\text{m}$, mais ils croissent progressivement pour des profondeurs $Z < 6\text{m}$, et ce quelque soit la valeur de chargement adoptée. Par contre, pour l'argile, la première constatation reste vraie pour une profondeur $Z \geq 5\text{m}$, et la deuxième le reste pour $Z < 5\text{m}$. Ceci marque l'insensibilité relative du pieu à l'augmentation du chargement latéral, à ces niveaux de profondeur.

1.1.1.1. Cas d'un sol élastoplastique :

Les deux sols sont ici modélisés selon une loi de comportement élastique parfaitement plastique de type Mohr-Coulomb. Les paramètres modélisant le sol comme milieu élastoplastique sont résumés dans le *tableau 4.6*, (P.Mpan et D.Levacher 2004 et PLAXIS V.8 Manuel de référence).

Tableau 4.6 : Caractéristiques mécaniques élastoplastiques du sable et de l'argile.

Paramètre	Symbole	Unité	Sable	Argile
Modèle	-	-	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Type de Comportement	-	-	Drainé	Non drainé
Poids volumique au dessus du N. N.P	γ_{unsat}	KN/m ³	18	16
Poids volumique au dessous du N. N.P	γ_{sat}	KN/m ³	20	18
Module de Young	E_s	KN/m ²	23000	15000
Coefficient de Poisson	ν_s	-	0.37	0.35
Cohésion	c	KN/m ²	1	2
Angle de frottement	ϕ	°	35	24
Angle de dilatance	ψ	°	5	0
Coefficient Interface	R_{inter}	-	1	0.5
Perméabilité	k_x, k_y	m/jour	1	10^{-3}

La *figure 4.5* illustre l'augmentation des déplacements latéraux du pieu dans un sol élastoplastique sous l'amplification du chargement latéral.

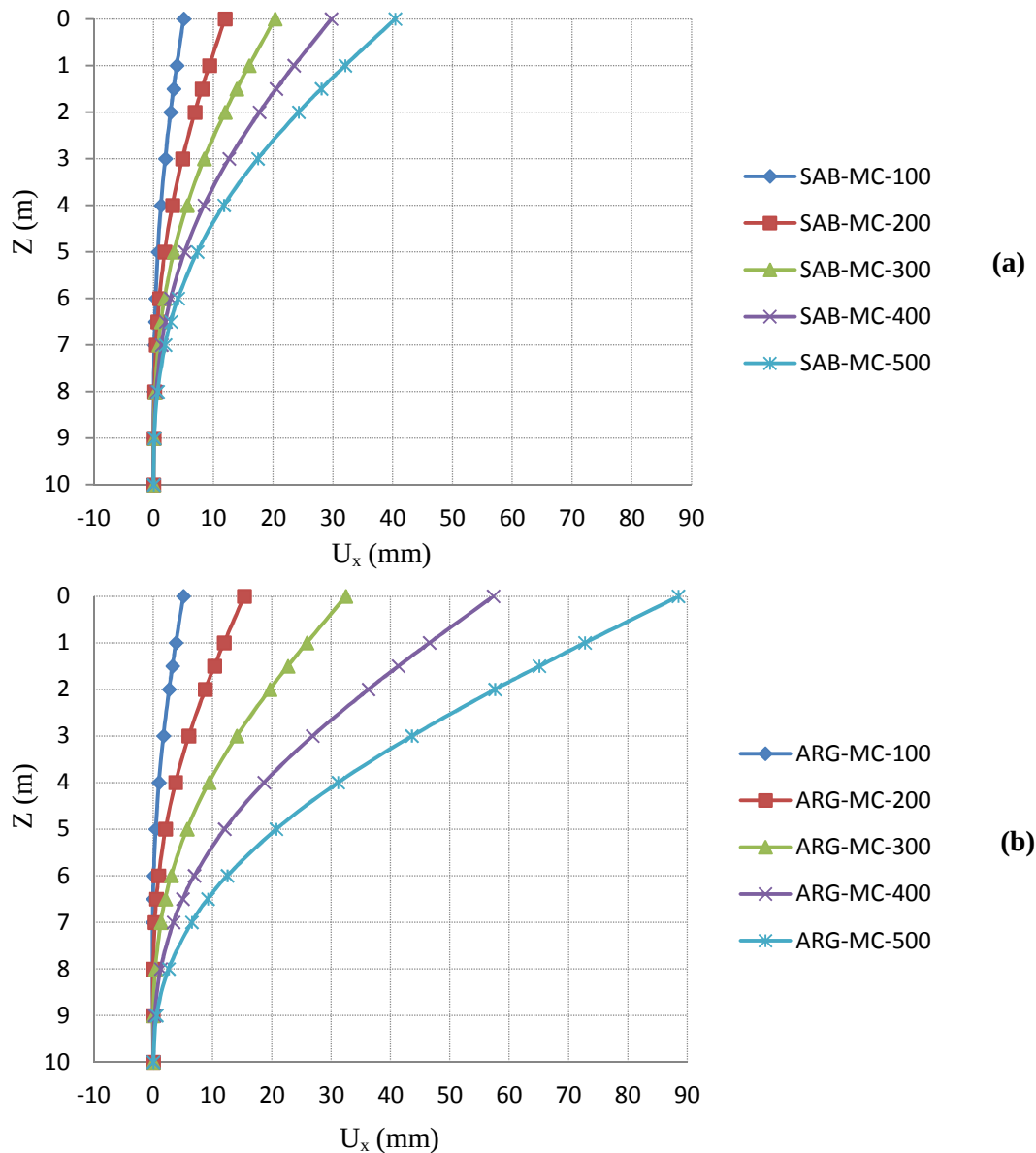


Figure 4.5 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la profondeur, en milieu élastoplastique homogène / (a) : sable, (b) : argile.

Ces courbes (figure 4.5) montrent que les plus grands déplacements du pieu se produisent en surface avec l'amplification du chargement avec une valeur maximale donnée par le plus grand chargement.

Pour des valeurs modérées de chargement (100 kN et 200 kN) et pour un sable, les courbes de déplacement décroissent progressivement à partir d'une profondeur $Z = 6.5$ m. Pour une argile, le décroissement se fait également sentir à partir de $Z = 6.5$ m. Ceci marque l'insensibilité relative du pieu, à ces niveaux de profondeur, à l'augmentation du chargement latéral (en cas de charges modérées). Tandis que pour des chargements plus élevés (300 kN,

400 kN et 500 kN) et pour un sable, les courbes de déplacement décroissent progressivement à partir d'une profondeur $Z=8\text{m}$. Mais pour une argile, le décroissement ne se fait sentir qu'à partir de $Z = 9\text{m}$.

On remarque également que les déplacements en tête du pieu restent assez proches dans les deux sols seulement pour des charges modérées (100 et 200 kN), et commencent à devenir beaucoup plus importants dans l'argile que dans le sable au-delà de ces valeurs.

4.4.1.3. Comparaison des résultats numériques en milieu élastique et élastoplastique :

Dans le but d'illustrer l'effet de la non linéarité, on a jugé utile de confronter les résultats obtenus numériquement pour les deux milieux, élastique et élastoplastique. Cependant, la *figure 4.6* présente la variation linéaire et non linéaire des déplacements en tête du pieu (U_x) pour différentes valeurs de l'effort latéral (H).

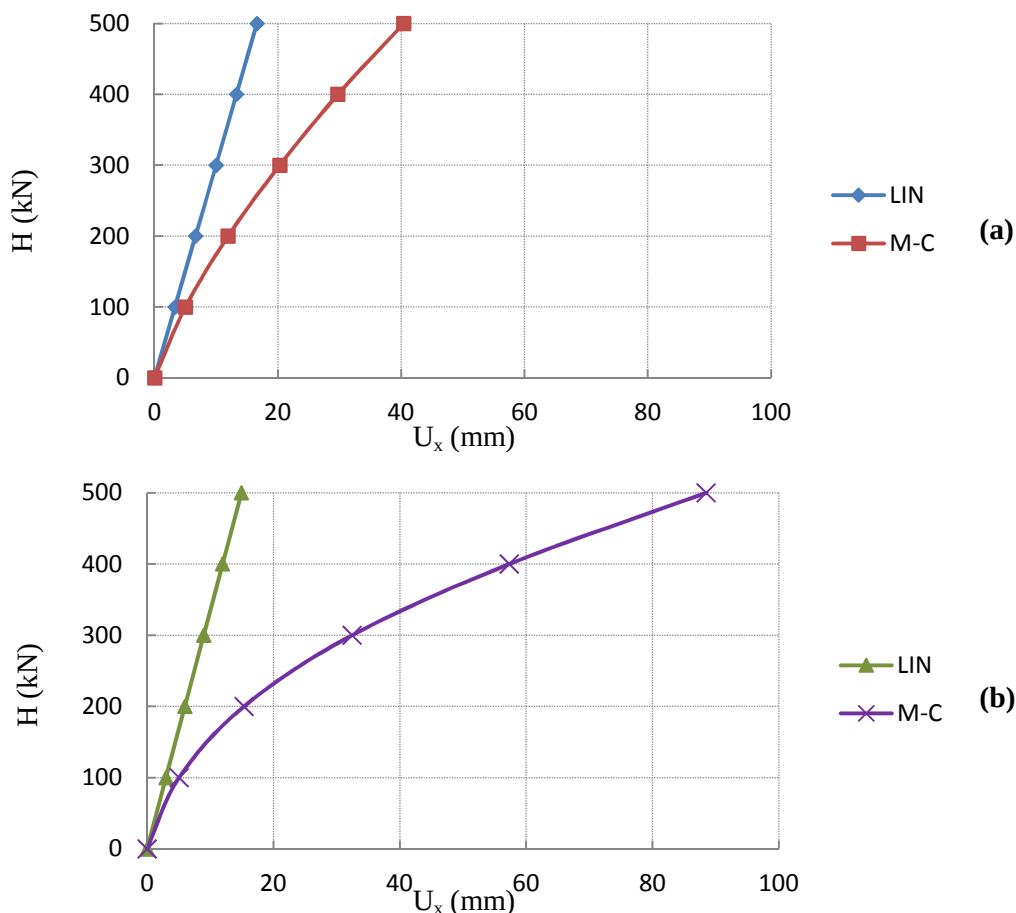


Figure 4.6 : Courbes numériques comparées des déplacements latéraux en tête du pieu en milieu élastique et élastoplastique / (a) : sable, (b) : argile, (c) : sable vs argile.

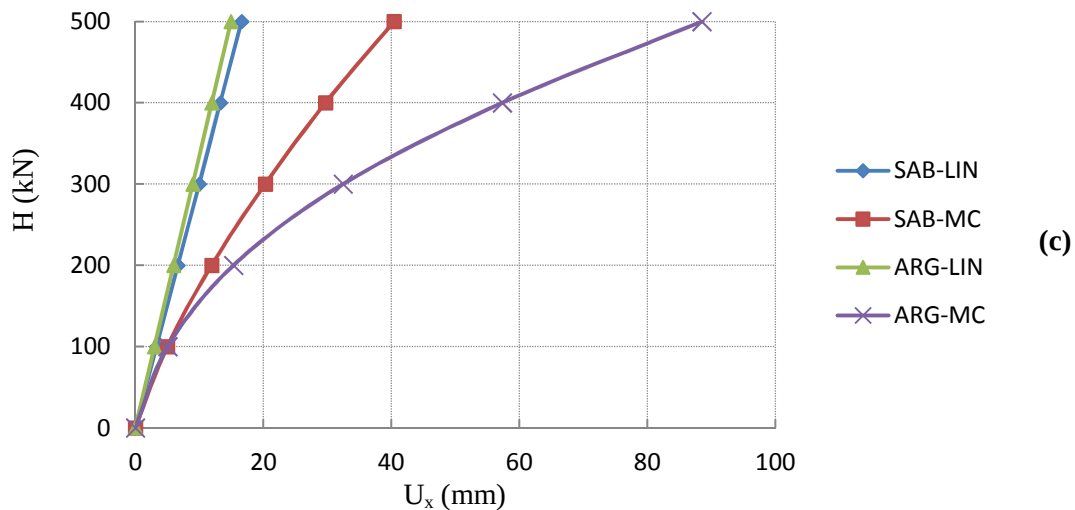


Figure 4.6 : Courbes numériques comparées des déplacements latéraux en tête du pieu en milieu élastique et élastoplastique / (a) : sable, (b) : argile, (c) : sable vs argile.

On constate que la valeur la plus élevée du déplacement latéral est obtenue par le modèle numérique élastoplastique dans le cas de l'argile.

Pour le sable, tant que les charges restent modérées (environ 200 kN), l'effet de la nonlinéarité reste limité, mais il devient important avec l'augmentation des charges. Alors que pour l'argile, cet effet se fait sentir même sous charges modérées.

Le comportement en déplacements du pieu placé dans du sable ou de l'argile est presque identique dans le cas du modèle élastique, quelque soit le chargement. Or dans le cas du modèle de Mohr-Coulomb, ce comportement reste identique seulement pour des charges modérées, au dessus desquelles une divergence très importante commence à apparaître.

Les écarts constatés entre les deux modèles numériques sont dressés dans le *tableau 4.7*, et pour les deux types de sol considérés.

Tableau 4.7 : Différence des déplacements latéraux numériques en tête du pieu pour le sol homogène.

Charges appliquées	Ecart entre le modèle élastique et le modèle élastoplastique (%)	
	Sable	Argile
100	33.86	41.02
200	44.29	61.08
300	50.71	72.39
400	55.28	79.17
500	58.88	83.13

Donc on peut dire que la confrontation des résultats entre les deux types (linéaire et non linéaire) de comportement montre que les grandes valeurs de déplacement sont obtenues lorsque le comportement est élastoplastique. Cette différence entre les deux modèles devient importante pour les grandes charges. Cependant, l'effet de la non linéarité est relativement faible pour des charges faibles, quoique cet effet devient important avec l'augmentation de l'effort pour les deux types de sol.

D'après la *figure 4.6*, il est clair que les déplacements dans l'argile sont plus importants (modèle élastoplastique) que ceux développés dans le sable. Cela est dû peut-être au comportement des deux matériaux (argile, sable) d'une part et de la loi de comportement (Mohr-Coulomb) adoptée durant la présente étude d'autre part.

On remarque également que les déplacements en tête du pieu sont légèrement moins élevés dans l'argile (modèle élastique), malgré que les deux paramètres (E et ν) sont plus élevés pour le sable que pour l'argile ce qui conduit, normalement, à des déplacements moindres dans le sable. Cette contradiction peut s'expliquer par le type de comportement des deux sols (sable drainé et argile non drainée).

4.4.2. Effet du rapport d'élancement du pieu L/d :

Dans la littérature, plusieurs chercheurs se sont intéressés au rapport d'élancement et ont mis le point sur son influence vis-à-vis à la réponse du pieu sous excitation latérale statique ou dynamique.

Une étude concernant ce paramètre est présentée dans ce paragraphe.

Pour la variation de l'élancement, on fait varier le diamètre du pieu en gardant la même longueur (10 m) pour essayer de conserver un seul modèle géométrique tout au long de la présente étude. Les valeurs du diamètre choisies sont :

- 40 cm ($L/d = 25$) ;
- 50 cm ($L/d = 20$) ;
- 67 cm ($L/d = 15$) ;
- 100 cm ($L/d = 10$) ;

Dans l'objet d'illustrer l'effet de l'élancement du pieu, on a tracé les courbes de la *figure 4.7*.

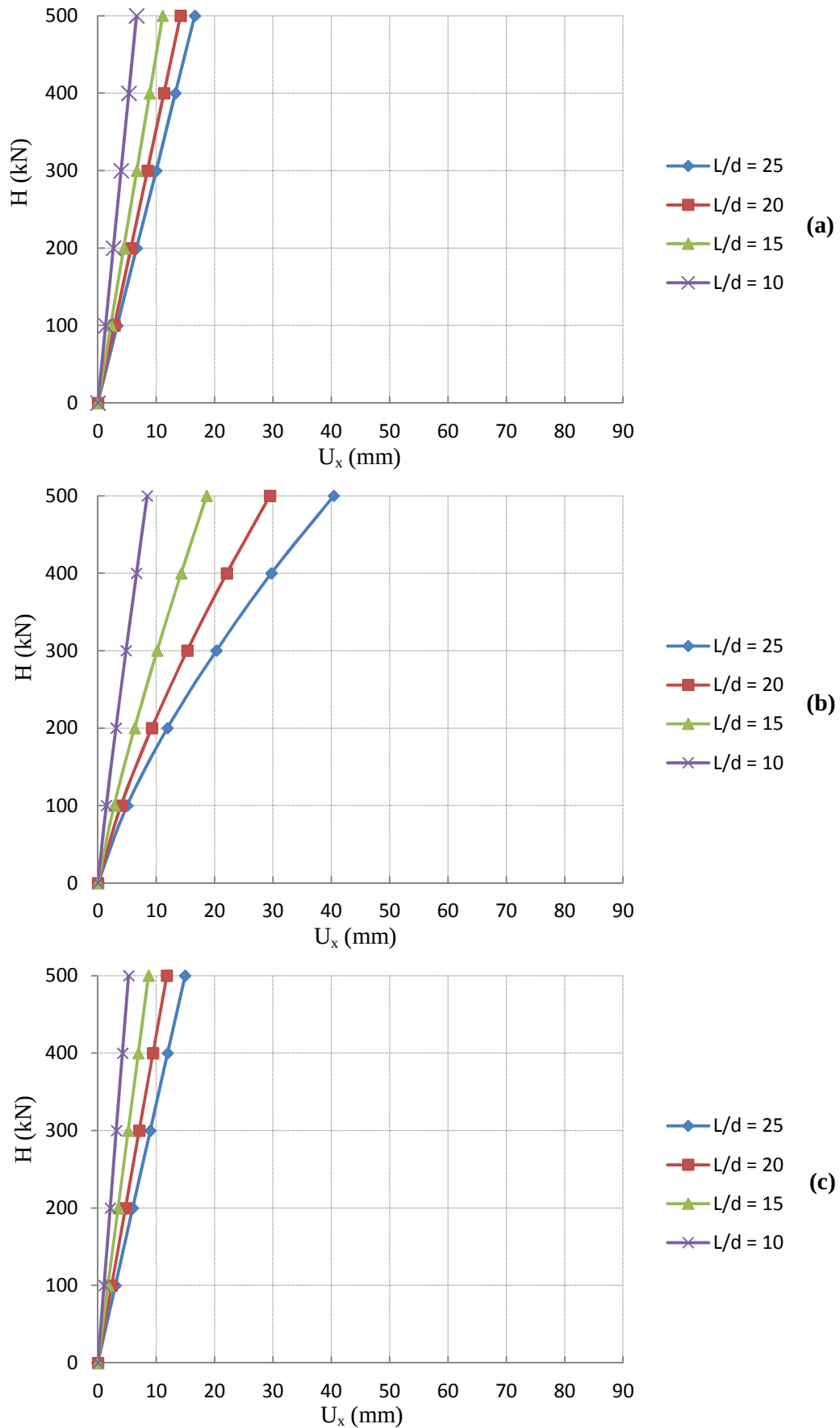


Figure 4.7 : Comparaison des déplacements latéraux en tête du pieu pour les différents élancements
 (a) : sable élastique, (b) : sable élastoplastique, (c) argile élastique, (d) : argile élastoplastique.

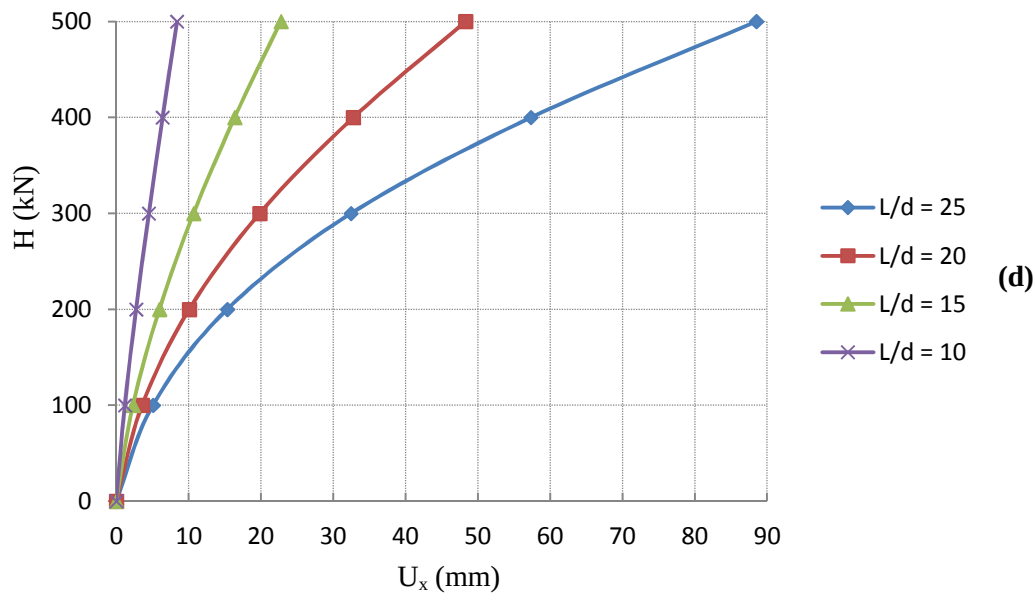


Figure 4.7 : Comparaison des déplacements latéraux en tête du pieu pour les différents élancements
(a) : sable élastique, (b) : sable élastoplastique, (c) argile élastique, (d) : argile élastoplastique.

D'après les courbes de la figure 4.7, on constate que le déplacement horizontal diminue avec la diminution du rapport d'élancement. Quand le sol est modélisé par une loi de comportement élastique linéaire, l'écart ressenti entre les déplacements pour les différentes valeurs du rapport d'élancement du pieu reste assez limité. Tandis qu'en modélisant le sol par une loi élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, l'écart ressenti est assez important, ceci est représenté sur le tableau 4.8 pour une charge de 500 kN, à titre d'exemple.

D'après cette même figure 4.7, l'influence de ce rapport est plus marquante en présence d'un sol argileux.

Tableau 4.8 : Déplacements latéraux en tête du pieu suivant l'élancement pour le sol homogène,
 $H = 500 \text{ kN}$.

Rapport d'élancement	Déplacements en tête du pieu (mm)			
	Sable		Argile	
	Elastique	Elastoplastique	Elastique	Elastoplastique
L/d = 25	16,61	40,4	14,93	88,5
L/d = 20	14,14	29,48	11,79	48,27
L/d = 15	11,08	18,62	8,67	22,76
L/d = 10	6,62	8,44	5,28	8,38

Tableau 4.9 : Ecart entre les déplacements en tête du pieu suivant l'élanement pour le sol homogène, $H=500\text{KN}$.

Rapport d'élanement	Ecart entre les déplacements en tête du pieu (%)			
	Sable		Argile	
	Elastique	Elastoplastique	Elastique	Elastoplastique
$L/d = 25-20$	14.87	27.03	21.03	45.46
$L/d = 20-15$	21.64	36.84	26.46	52.85
$L/d = 15-10$	40.25	54.67	39.1	63.18

D'après le *tableau 4.9*, on observe que, même pour un écart constant entre les valeurs de L/d , l'influence de ce dernier ne cesse d'augmenter avec la diminution du rapport lui-même.

4.5. Etude du système pieu-sol dans un massif de sol multicouche :

Dans cette partie, le pieu à étudier est considéré situé dans un sol multicouche, une attention particulière est, toujours, portée sur l'effet de la non linéarité du sol et de l'élanement du pieu sur leur comportement.

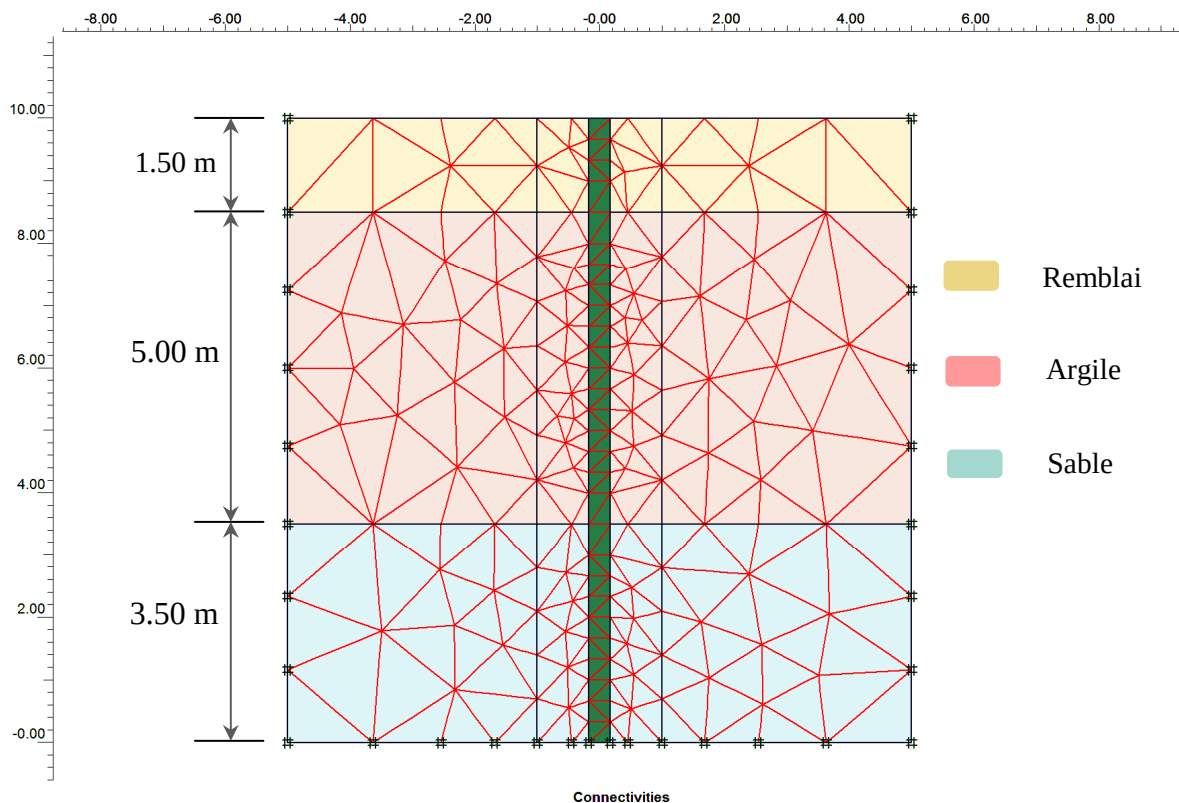


Figure 4.8 : Modèle géométrique multicouche, type (1).

4.5.1. Effet de la non linéarité du comportement du sol :

Le matériau constituant le pieu est modélisé par une loi élastique linéaire et isotrope. Les caractéristiques mécaniques introduites pour le calcul sont résumées dans le *tableau 4.10*.

Tableau 4.10 : Caractéristiques mécaniques du pieu pour le sol multicouche.

Paramètre	Symbole	Unité	Pieu ($d=40\text{cm}$)
Modèle	-	-	Linéaire élastique
Type de Comportement	-	-	Non-poreux
Poids volumique	γ_p	KN/m^3	78
Module de Young	E_p (acier)	KN/m^2	$2.1 \cdot 10^8$
Coefficient de Poisson	ν_p	-	0.3

Le chargement latéral est le même que celui du profil monocouche: 100 KN, 200 KN, 300KN, 400 KN et 500 KN.

4.5.1.1. Cas d'un sol linéaire élastique :

Les types de sols utilisés, à savoir « la couche de remblai », « le sable » et « l'argile » sont modélisés par une loi de comportement élastique linéaire isotrope et homogène. Les paramètres introduits pour le calcul sont résumés dans le *tableau 4.11*.

Tableau 4.11 : Caractéristiques mécaniques élastiques du sable, de l'argile, et du remblai.

Paramètre	Unité	Sable	Argile	Remblai
Modèle	-	Linéaire élastique	Linéaire élastique	Linéaire élastique
Type	-	Drainé	Non drainé	Drainé
γ_{unsat}	KN/m^3	18	16	16
γ_{sat}	KN/m^3	20	18	19
E_s	KN/m^2	23000	15000	20000
ν_s	-	0.37	0.35	0.3
R_{inter}	-	1	0.5	1
k_x, k_y	m/jour	1	10^{-3}	0.1

La *figure 4.9* illustre la variation des déplacements latéraux du pieu dans un sol élastique multicouche sous l'amplification du chargement latéral.

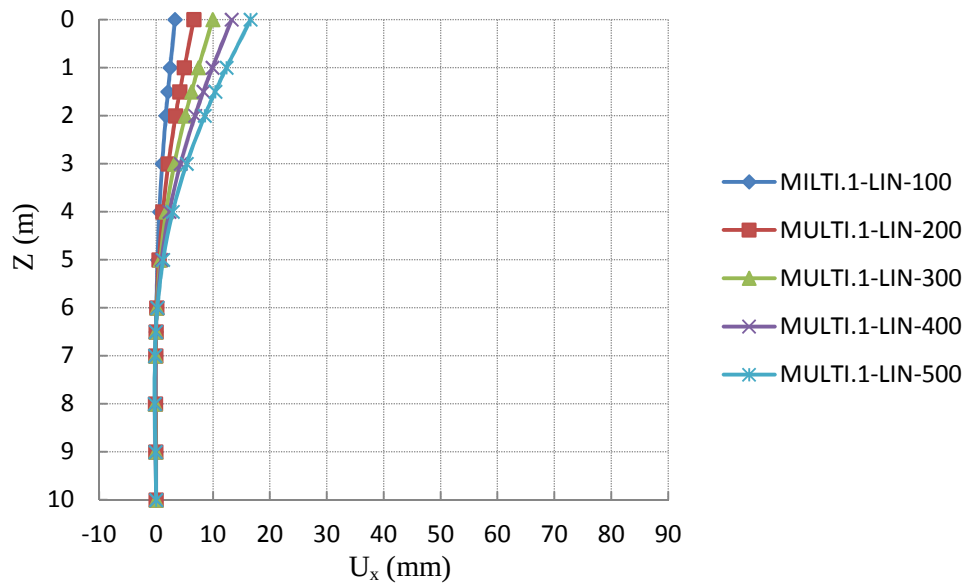


Figure 4.9 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la profondeur, en milieu multicouche élastique.

D'après cette figure (4.9), on remarque que les plus grands déplacements du pieu se produisent en surface avec l'amplification du chargement. La valeur maximale est donnée par le niveau de chargement le plus élevé.

Les courbes de déplacement décroissent progressivement à partir d'une profondeur $Z=5.5$ m, quelque soit la valeur du chargement. Ceci marque l'insensibilité relative, à ces niveaux de profondeur, du pieu à l'augmentation du chargement latéral.

4.5.1.2. Cas d'un sol élastoplastique :

Les deux sols sont ici modélisés selon une loi de comportement élastique parfaitement plastique de type Mohr-Coulomb. Les paramètres modélisant le sol comme milieu élastoplastique sont résumés dans le tableau 4.12 :

Tableau 4.12 : Caractéristiques mécaniques élastoplastiques du sable, de l'argile et du remblai.

Paramètre	Unité	Sable	Argile	Remblai
Modèle	-	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Type	-	Drainé	Non drainé	Drainé
γ_{unsat}	KN/m ³	18	16	16
γ_{sat}	KN/m ³	20	18	19
E_s	KN/m ²	23000	15000	20000

ν_s	-	0.37	0.35	0.3
c	KN/m ²	1	2	1
φ	°	35	24	30
ψ	°	5	0	0
R_{inter}	-	1	0.5	1
k_x, k_y	m/jour	1	10^{-3}	0.1

La figure 4.10 indique l'évolution de U_x en fonction de la profondeur Z dans un sol élastoplastique multicouche sous l'augmentation du chargement latéral.

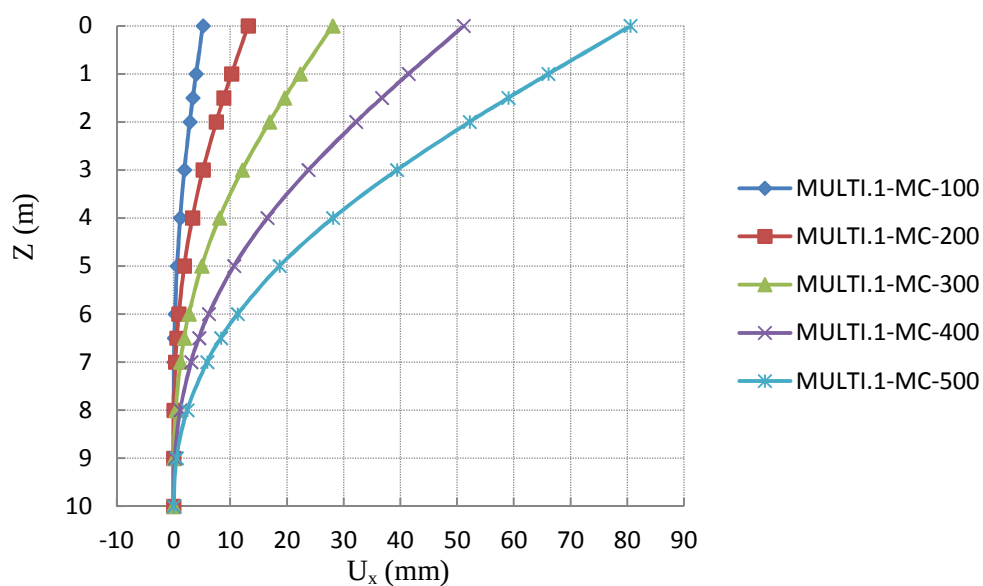


Figure 4.10 : Evolution des déplacements latéraux du pieu suivant la profondeur, en milieu multicouche élastoplastique.

D'après la figure 4.10, on remarque que les plus grands déplacements du pieu se produisent en surface avec l'amplification du chargement. La valeur maximale est donnée par le niveau de chargement le plus élevé.

Pour les chargements (100 et 200) KN, les courbes de déplacement décroissent progressivement à partir d'une profondeur $Z = 6.5$ m pour rester à une valeur constante. Ceci marque l'insensibilité relative, à ces niveaux de profondeur, du pieu à l'augmentation du chargement latéral (en cas de charges modérées). Tandis que pour les chargements (300, 400 et 500) KN, ces courbes décroissent à partir de $Z = 9$ m.

4.5.1.3. Comparaison des résultats numériques en milieu élastique et élastoplastique :

Dans le but de montrer l'effet de la non linéarité dans un sol stratifié (multicouche), on a tracé les courbes de la *figure 4.11* qui présente la variation du déplacement en fonction du chargement pour les deux milieux, élastique et élastoplastique.

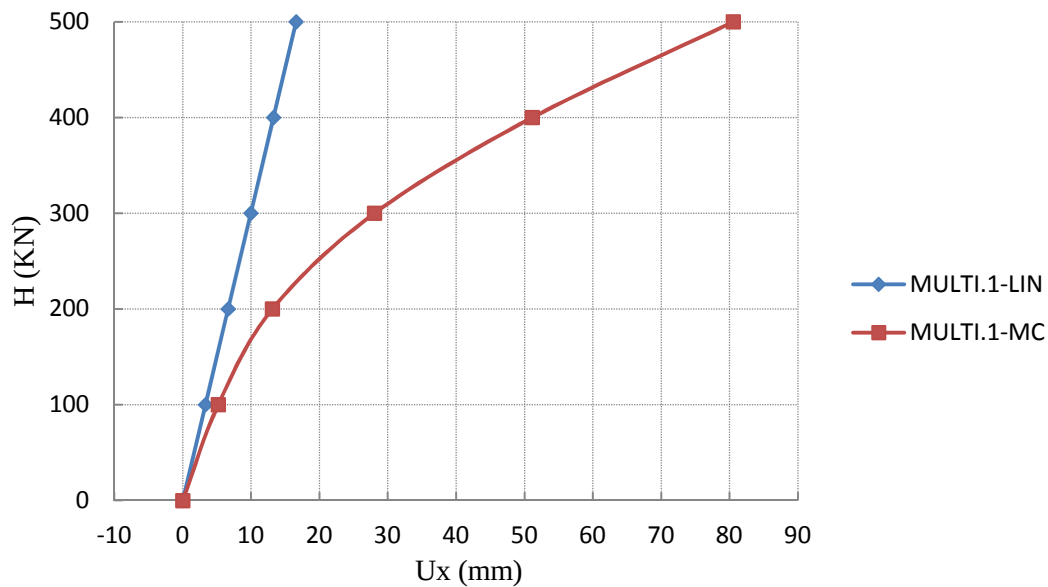


Figure 4.11 : Courbes numériques comparées des déplacements latéraux en tête du pieu en milieu multicouche, élastique et élastoplastique.

On constate que la valeur la plus élevée du déplacement latéral est obtenue par le modèle numérique élastoplastique. L'effet de la nonlinéarité se fait sentir dès les premiers chargements (modérés), et il devient de plus en plus important avec leur augmentation.

Les écarts constatés entre les deux modèles numériques sont dressés dans le *tableau 4.13*.

Tableau 4.13 : Différence des déplacements latéraux numériques en tête du pieu pour le sol multicouche.

Charges appliquées	Ecart entre le modèle élastique et le modèle élastoplastique (%)
100	35.91
200	49.39
300	64.49
400	74.03
500	79.39

4.5.1.4. L'influence des couches de sol :

En plus du premier modèle multicouche (type 1), un deuxième cas de figure (type 2) est considéré pour étudier l'effet des couches inférieures sur la réponse du pieu au chargement latéral.

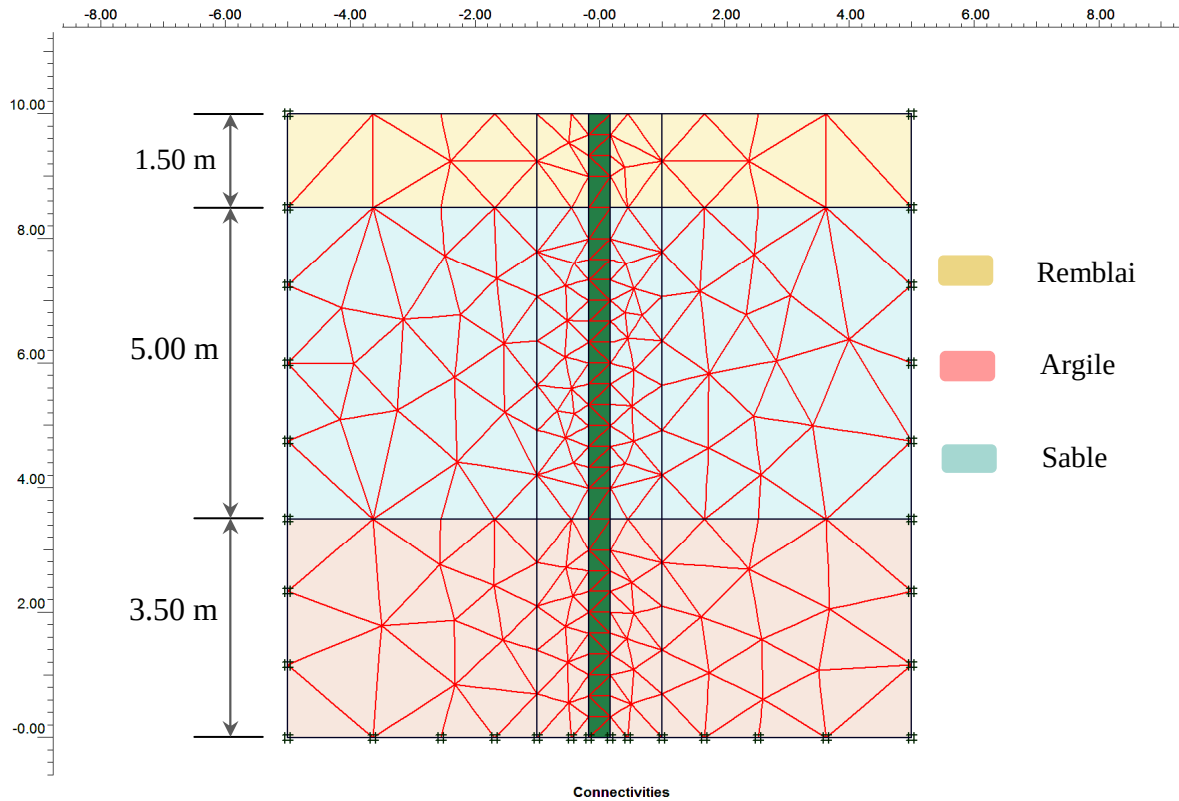


Figure 4.12: Modèle géométrique multicouche, type (2).

Les deux modèles de comportement (élastique et élastoplastique) sont utilisés pour modéliser le comportement du sol. Pour les paramètres mécaniques des différentes couches, se rapporter aux *tableaux 4.11 et 4.12*.

L'effet de la stratification du massif sur la réponse du pieu en déplacement est représenté sur la *figure 4.13* ci-après.

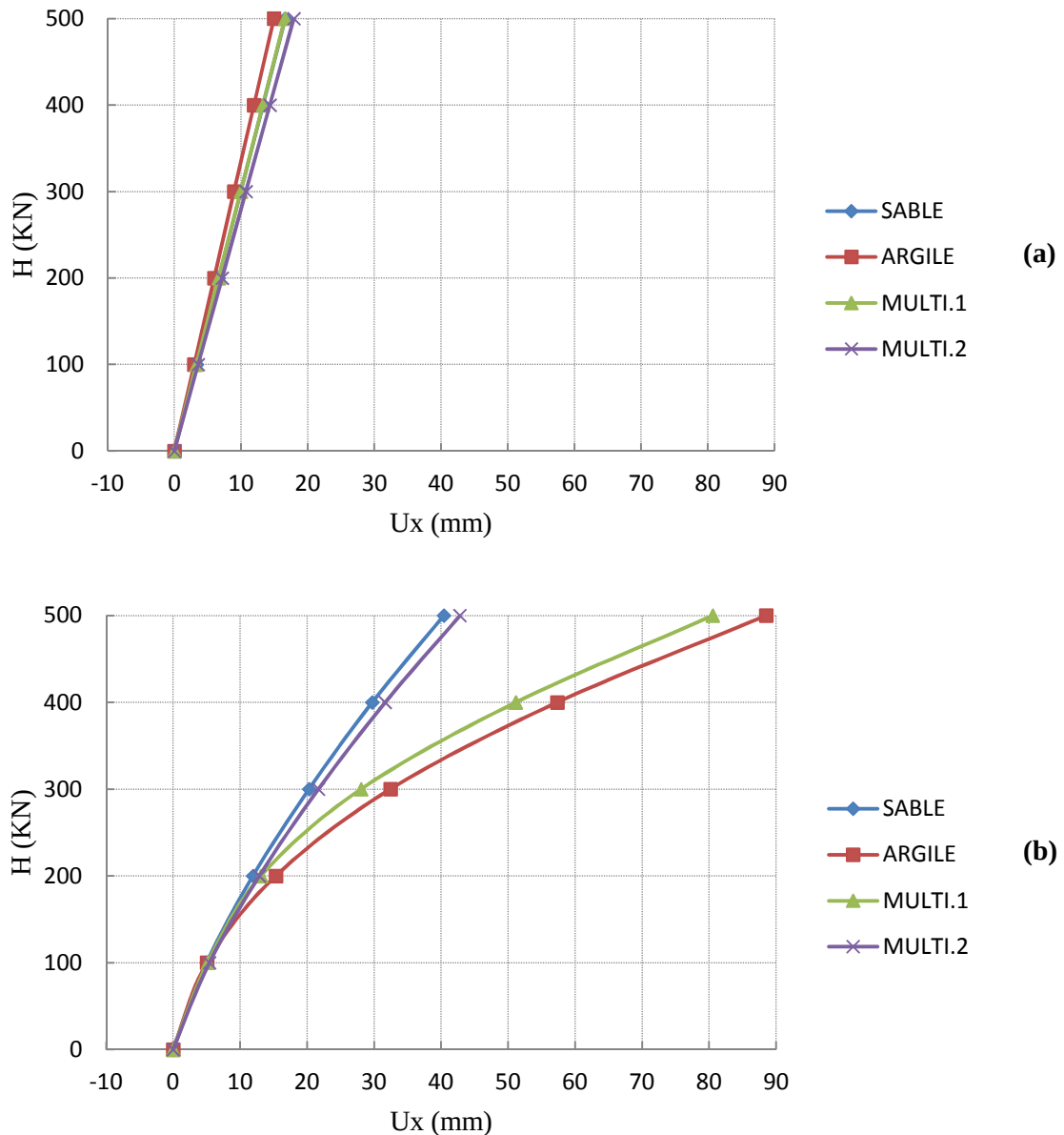


Figure 4.13 : Courbes numériques de l'effet de stratification du massif sur le déplacement latéral, (a) : Modèle linéaire, (b) : Modèle de M-C.

Sur la figure 4.13 (a), on voit clairement qu'en utilisant le modèle élastique linéaire, le pieu a le même comportement, soit dans l'argile, le sable ou bien le sol multicouche (quelque soit sa configuration). Alors, même s'il existe une légère influence de la couche immédiatement sous le remblai, on peut dire que la position des différentes couches de sol ne joue pas un rôle important dans la réaction d'un pieu soumis à un chargement latéral, si le sol a un comportement élastique linéaire. En revanche, la figure 4.13 (b), montre qu'en utilisant le modèle élastoplastique, le comportement du pieu dans le sol multicouche de type (1) est très proche de son comportement dans de l'argile. Ceci s'explique par la présence d'une

couche d'argile près de la surface du massif. Or, pour le sol multicouche de type (2) le comportement du pieu est très proche de celui observé dans le sable. Ceci s'explique par la présence d'une couche de sable près de la surface du massif.

On peut dire donc que si le sol est considéré comme ayant un comportement élastoplastique, alors la réaction du pieu à un chargement latéral est régie par les couches de sol se situant à une certaine profondeur de la surface. La détermination de cette profondeur sera étudiée ultérieurement.

Dans le but de montrer l'effet des couches constituant le sol stratifié (multicouche), on a tracé les courbes de la *figure 4.14* qui présente la variation du déplacement en fonction du chargement pour les deux milieux, élastique et élastoplastique et selon les deux configurations (1 et 2).

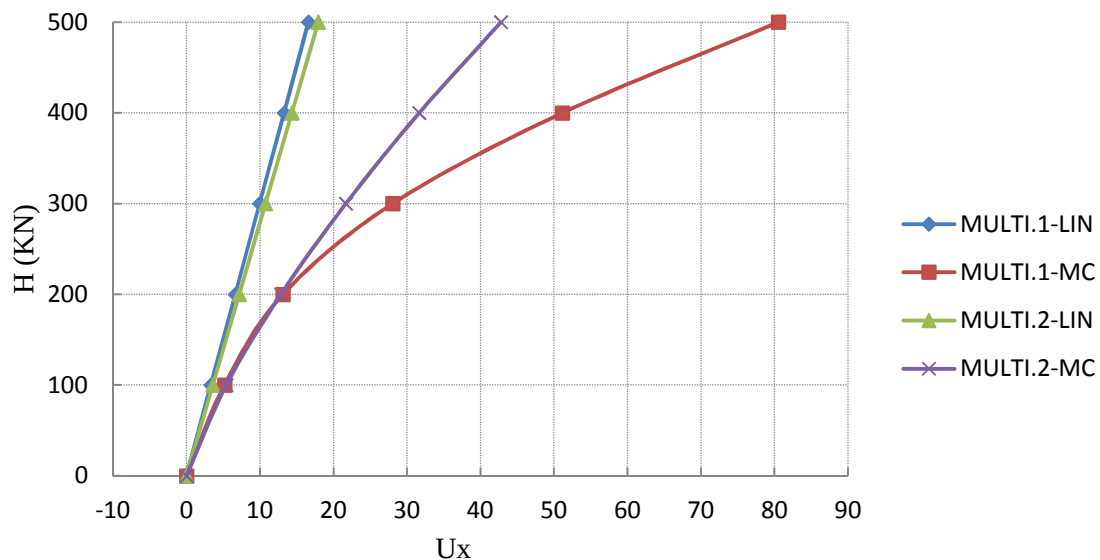


Figure 4.14 : Comparaison entre la variation du déplacement pour les configurations 1 et 2 du massif multicouche.

Le comportement en déplacements du pieu placé dans un sol multicouche est identique dans le cas du modèle élastique, quelque soit sa stratification et sous n'importe quel chargement. Or dans le cas du modèle de Mohr-Coulomb, ce comportement reste identique seulement pour des charges modérées, et après une valeur de $H = 200$ kN, une divergence très importante commence à apparaître.

4.5.2. Effet du rapport d'élancement du pieu L/d :

4.5.2.1. Etude de la réponse du pieu suivant l'élancement L/d :

Les valeurs du diamètre choisies sont : 40 cm ($L/d = 25$), 50 cm ($L/d = 20$), 67 cm ($L/d = 15$), 100 cm ($L/d = 10$).

Les résultats obtenus pour un sol multicouche (type 1) pour les deux modèles (élastique et élastoplastique) sont représentés par la figure 4.15.

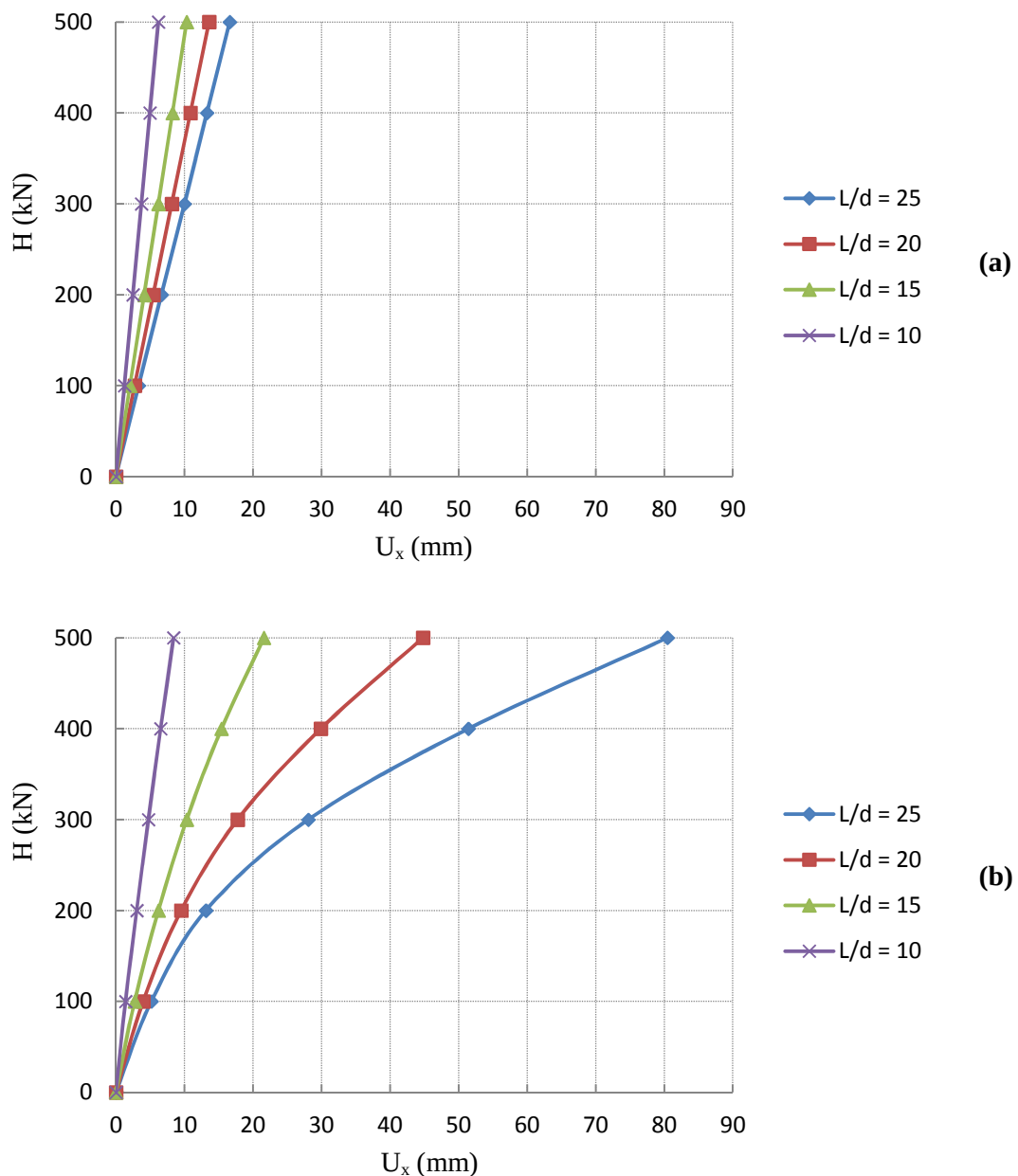


Figure 4.15 : Comparaison des déplacements latéraux en tête du pieu dans le sol multicouche (type 1) pour les différents élancements (a) : modèle élastique, (b) : modèle élastoplastique.

Les courbes de la *figure 4.15* montrent que le déplacement horizontal diminue avec la diminution du rapport d'élancement. Quand le sol est modélisé par une loi de comportement élastique linéaire, l'écart ressenti entre les déplacements pour les différentes valeurs du rapport d'élancement du pieu reste assez limité. Tandis qu'en utilisant une loi élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, l'écart ressenti est assez important, ceci est représenté sur le *tableau 4.14* pour une charge de 500 KN, à titre d'exemple.

Tableau 4.14 : Déplacements latéraux en tête du pieu suivant l'élancement pour le sol multicouche, $H = 500 \text{ KN}$.

Rapport d'élancement	Déplacements en tête du pieu (mm)	
	Elastique	Elastoplastique
$L/d = 25$	16,6	80,45
$L/d = 20$	13,58	44,78
$L/d = 15$	10,31	21,57
$L/d = 10$	6,18	8,4

Tableau 4.15 : Ecart entre les déplacements en tête du pieu suivant l'élancement pour le sol multicouche, $H = 500 \text{ KN}$.

Rapport d'élancement	Ecart entre les déplacements en tête du pieu (%)	
	Elastique	Elastoplastique
$L/d = 25-20$	18.19	44.34
$L/d = 20-15$	20.08	51.83
$L/d = 15-10$	40.06	61.06

D'après le *tableau 4.15*, on constate que, même pour un écart constant entre les valeurs de L/d , l'influence de ce dernier ne cesse d'augmenter avec la diminution du rapport lui-même.

4.5.2.2. Influence des couches de sol :

L'étude du comportement d'un pieu dans un massif de sol multicouche a conduit à une importante constatation concernant l'effet de la stratification (paragraphe 4.5.1.4) sur la réponse du pieu au chargement latéral imposé. Suite à ça, on a jugé qu'une attention particulière doit être portée à l'influence des différentes couches de sol et à la détermination des profondeurs susceptibles de conduire à un changement dans le comportement en général.

Le modèle élastique linéaire n'étant pas concerné par l'effet de la stratification (*figure 4.13*), seul le modèle élastoplastique est étudié.

a- Configuration de type (1)

Pour cette configuration (*figure 4.8*), les résultats obtenus en section (4.5.1.4) nous ont confirmé que la réponse du pieu, en termes de déplacement latéral en tête, est régie par la couche d'argile. Ceci n'est pas valable pour n'importe quelle profondeur de cette couche, c'est précisément ce qu'on a essayé de déterminer dans cette partie.

Pour déterminer la profondeur Z_s à partir de la surface, au-delà de laquelle la couche de sable devient plus influente que celle de l'argile, on procède à des essais numériques dans lesquels on fait varier la position de la frontière entre ces deux couches de sol concernées. Ces essais sont réalisés pour les différentes valeurs de diamètre utilisées tout au long de cette étude, à savoir (40, 50, 67 et 100) cm.

- o $d = 40 \text{ cm (L/d = 25)}$:

Après plusieurs simulations, la valeur de Z_s obtenue est : $Z_s = 2.95 \text{ m}$. Ce qui correspond à : **$1.18/d$**

- o $d = 50 \text{ cm (L/d = 20)}$:

$Z_s = 2.35 \text{ m}$. Ce qui correspond à : **$1.175/d$**

- o $d = 67 \text{ cm (L/d = 15)}$:

$Z_s = 1.75 \text{ m}$. Ce qui correspond à : **$1.1725/d$**

- o $d = 100 \text{ cm (L/d = 10)}$:

$Z_s = 1.2 \text{ m}$. Ce qui correspond à : **$1.2/d$**

Vu que l'influence du sable est bénéfique (abaisse la valeur du déplacement), et pour plus de sécurité, une valeur plus petite de Z_s est retenue ; **$Z_s = 1.1/d$**

b- Configuration de type (2) :

Pour cette deuxième configuration (*figure 4.12*), les résultats obtenus nous ont fait constater que la réponse du pieu, en termes de déplacement latéral en tête, est régie par la couche de sable (section 4.5.1.4). Ceci n'est valable que pour une certaine profondeur, appelée Z_a , au-delà de laquelle la couche d'argile devient plus influente que celle du sable.

La même procédure numérique est adaptée pour cette configuration, et les essais sont réalisés pour ces différentes valeurs de diamètre (40, 50, 67 et 100) cm.

- o $d = 40 \text{ cm (L/d = 25)}$:

Après plusieurs simulations, la valeur de Z_a obtenue est : $Z_a = 2.00 \text{ m}$. Ce qui correspond à : **$0.8/d$**

o $d = 50 \text{ cm}$ ($L/d = 20$) :

$Z_a = 1.7 \text{ m}$. Ce qui correspond à : **$0.85/d$**

o $d = 67 \text{ cm}$ ($L/d = 15$) :

$Z_a = 1.2 \text{ m}$. Ce qui correspond à : **$0.804/d$**

o $d = 100 \text{ cm}$ ($L/d = 10$) :

$Z_a = 0.8 \text{ m}$. Ce qui correspond à : **$0.8/d$**

Vu que l'influence de l'argile est néfaste (augmente la valeur du déplacement), et pour plus de sécurité, une valeur plus grande de Z_a est retenue ; **$Z_a = 0.9/d$**

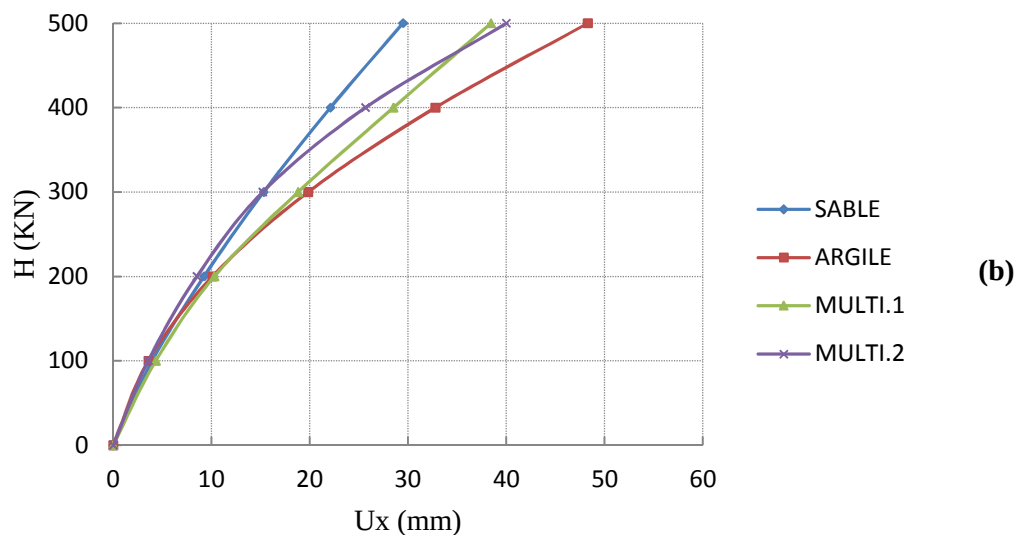
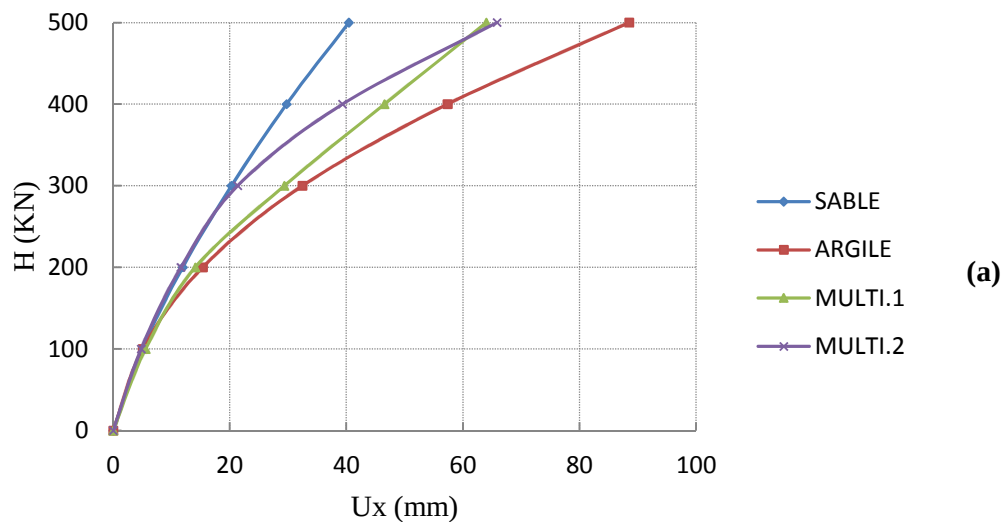


Figure 4.16 : Influence des couches de sol inférieures sur les déplacements latéraux en tête du pieu dans le sol multicouche (types 1et 2) /(a) : $d=40\text{cm}$, (b) : $d=50\text{cm}$, (c) $d=67\text{cm}$, (d) $d=100\text{cm}$.

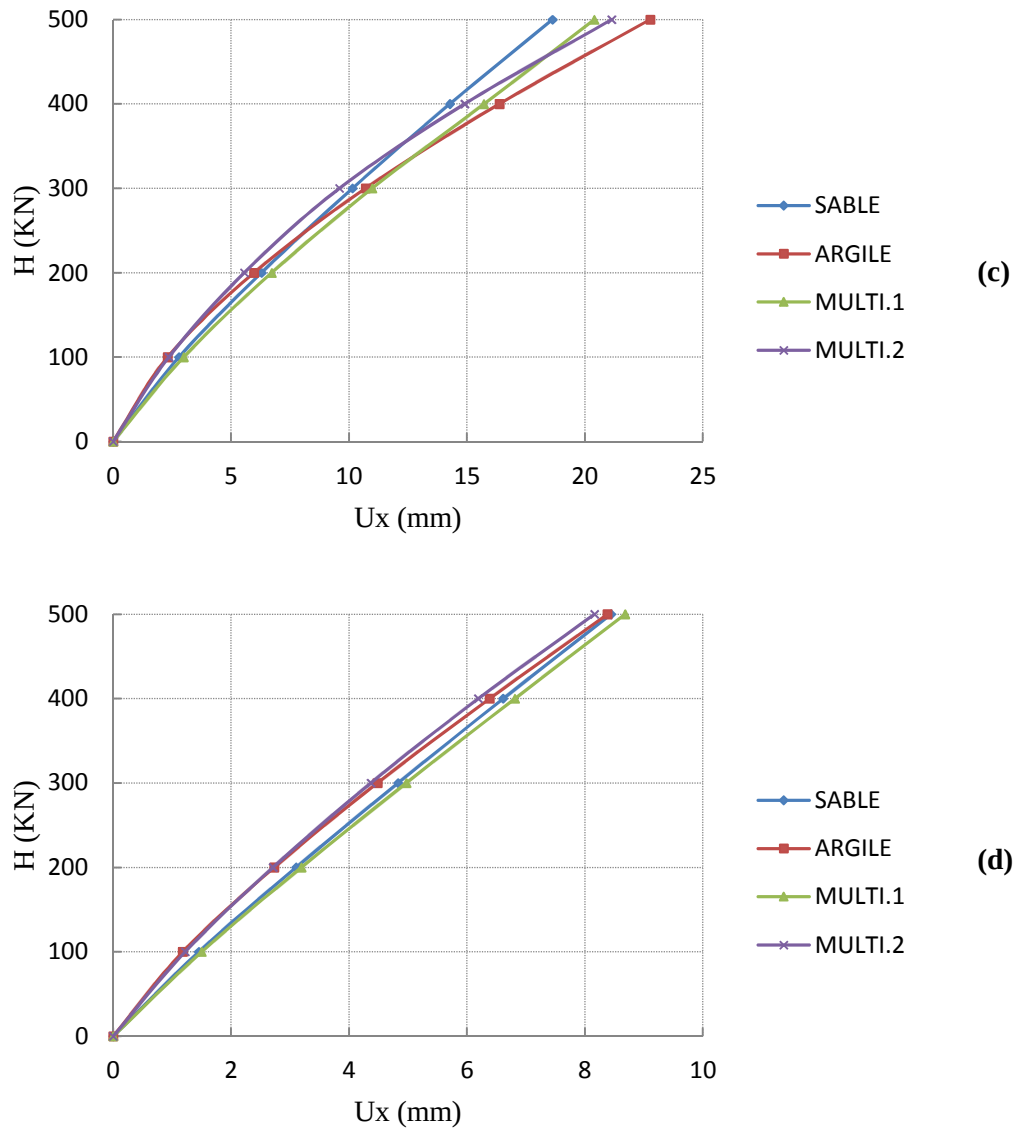


Figure 4.16 : Influence des couches de sol inférieures sur les déplacements latéraux en tête du pieu dans le sol multicouche (types 1et 2) / (a) : $d=40\text{cm}$, (b) : $d=50\text{cm}$, (c) $d=67\text{cm}$, (d) $d=100\text{cm}$.

Dans les sections précédentes, on a constaté que pour les charges modérées (100 KN et 200 KN), le comportement en déplacement (déplacement latéral en tête du pieu) reste le même quelque soit le type de sol (sable, argile ou multicouches). Pour cela, on ne s'intéresse ici qu'aux charges élevée : (300, 400 et 500) KN.

La figure 4.16 montre clairement que l'effet de la couche inférieure débute pour le plus grand niveau de chargement (500 KN), donc les valeurs de Z_s et Z_a précédemment données sont atteintes par ce chargement.

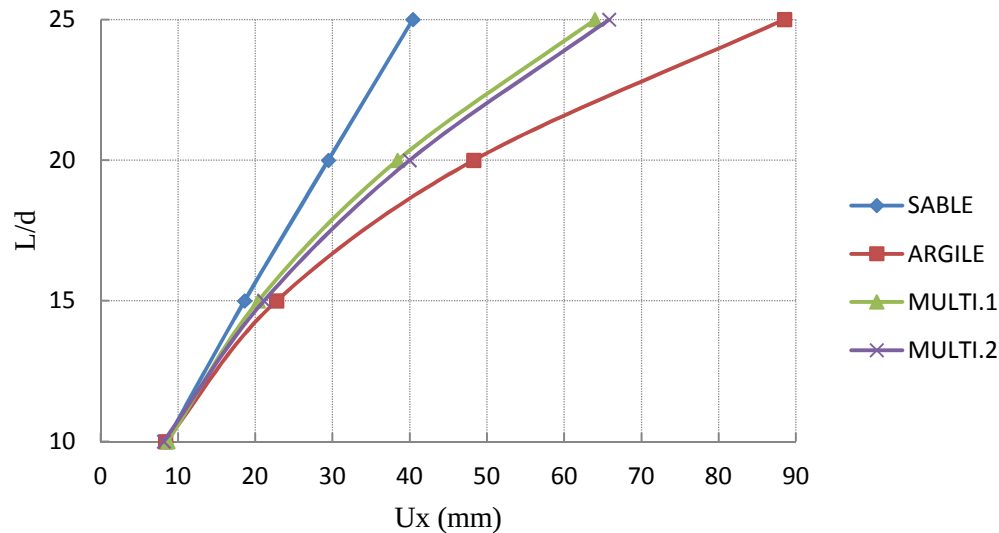


Figure 4.17 : Comparaison entre les déplacements latéraux en tête du pieu suivant son élancement, dans : l'argile, le sable et les deux types de sol multicouche (types 1 et 2) / $H = 500 \text{ kN}$.

Des tests numériques supplémentaires pour les charges de 300 et 400 kN, nous ont permis de constater que les valeurs de Z_s et Z_a décroissent avec le décroissement du chargement.

- ✓ Pour la configuration du massif multicouche de type (1), le sable a un effet positif. Pour assurer la sécurité, la profondeur du sable (Z'_s) pour laquelle on considère que la réponse du pieu est totalement régie par le sable (couche inférieure), est celle qui reste valable pour n'importe quel chargement, c'est-à-dire la plus petite valeur : $Z'_s = 0.8/d$ correspondant à **$H = 300 \text{ kN}$** .
- ✓ Pour la configuration du massif multicouche de type (2), l'argile a un effet négatif. Pour assurer la sécurité, la profondeur de l'argile (Z'_a) pour laquelle on considère que la réponse du pieu est totalement régie par l'argile (couche inférieure), est celle pour laquelle l'influence commence à opérer, c'est-à-dire la plus grande valeur : $Z'_a = 0.9/d$ correspondant à **$H = 500 \text{ kN}$** .

4.6. Etude de la pression latérale du sol :

Dans les sections précédentes, on a mis le point sur la réponse d'un pieu, soumis à un chargement latéral, en termes de déplacement. Or, l'état de contraintes du sol constitue un élément très important dans le comportement du système sol-pieu.

Quand un pieu est chargé latéralement, les contraintes normales à l'arrière du pieu se réduisent et des contraintes de traction se développent, ce qui conduit souvent à un décollement entre le pieu et le sol. Tandis qu'à l'avant du pieu, les contraintes normales dans le sol augmentent.

4.6.1. Effet de la non linéarité du comportement du sol :

L'étude des pressions latérales (p) du sol à l'avant du pieu est réalisée pour les deux types de massif de sol, monocouche (sable ou argile) et multicouche (configuration 1). Pour les caractéristiques mécaniques introduites pour le calcul se rapporter aux *tableaux 4.11 et 4.12* pour le modèle élastique et élastoplastique respectivement.

Tableau 4.16: Caractéristiques mécaniques du pieu pour l'étude des pressions.

Paramètre	Symbole	Unité	Pieu ($d=40\text{cm}$)
Modèle	-	-	Linéaire élastique
Type de Comportement	-	-	Non-poreux
Poids volumique	γ_p	KN/m^3	78
Module de Young	E_p (acier)	KN/m^2	$2.1 \cdot 10^8$
Coefficient de Poisson	ν_p	-	0.3

Afin de visualiser l'influence de la non linéarité du sol sur les pressions latérales, les figures suivantes sont présentées.

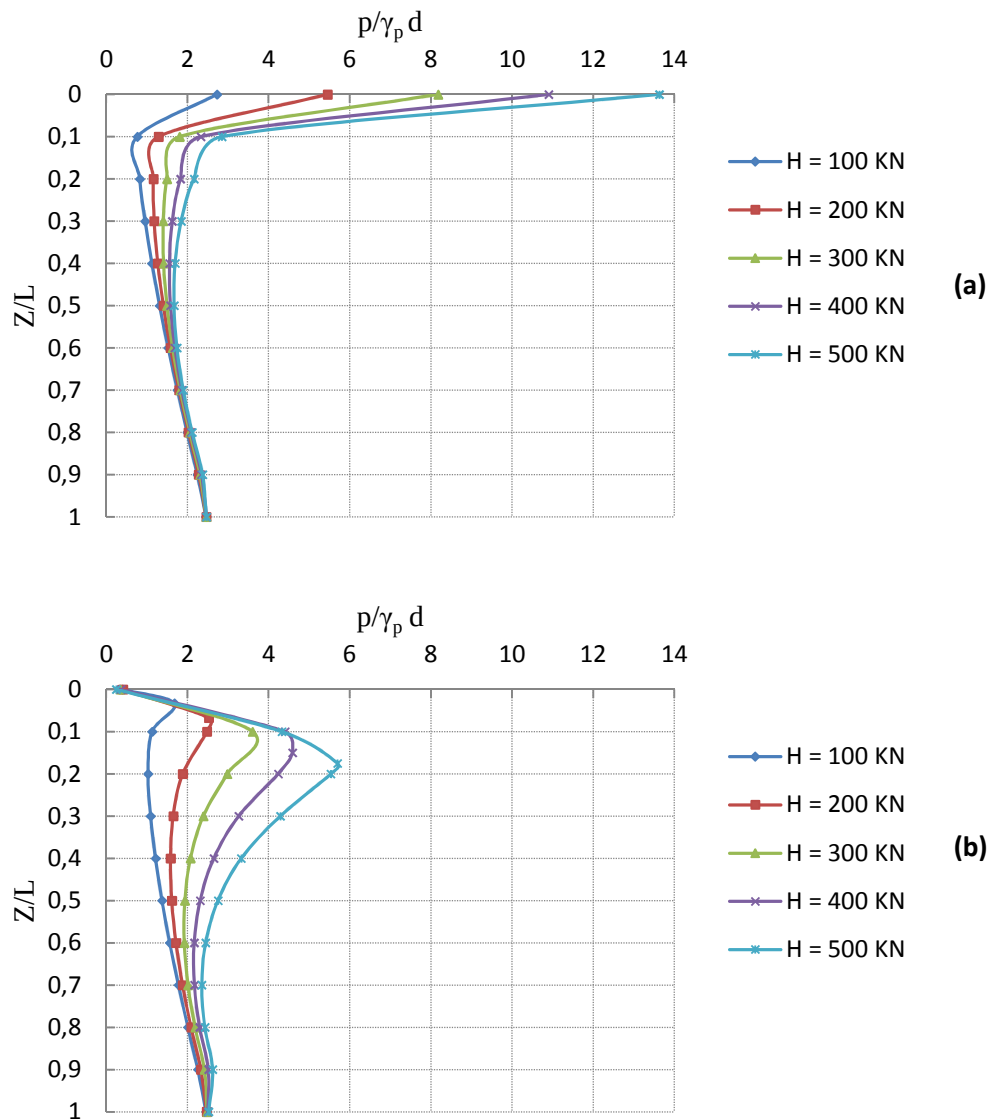


Figure 4.18 : Variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans un sol sableux homogène ;
(a) : Modèle linéaire, (b) : Modèle Mohr-Coulomb.

Sur la figure 4.18 (a), on voit que les pressions latérales du sol (p) au long du pieu augmentent avec l'augmentation de la charge appliquée (H). Pour des valeurs de $Z/L \geq 0.6$, les courbes de pressions convergent pour atteindre une même valeur à $Z/L = 1$, et ce quelque soit le niveau de chargement. Ceci signifie que, pour les grandes profondeurs, la charge n'a pas d'influence apparente sur les pressions latérales dans le cas d'un sable ayant un comportement élastique.

La même figure montre que pour Z/L variant entre 0.1 et 1, les résultats obtenus par PLAXIS convergent avec ceux des théories classiques. Tandis qu'à la surface du massif (point d'application de la charge horizontale), une valeur de la pression linéairement

proportionnelle au chargement est observée. Ceci peut s'expliquer par la loi de comportement utilisée (élastique linéaire).

D'un autre côté, la *figure 4.18 (b)* indique clairement que la pression des terres ne varie pas linéairement avec la profondeur conformément aux théories classiques. En effet, on peut dire que pour tout chargement, il y a développement d'un effet de voûte et les courbes des pressions latérales suivent la même trajectoire jusqu'à atteindre un extremum localisé à des petites profondeurs entre (0.04 et 0.18) L, ce comportement ressemble beaucoup à celui de palplanches (rideau souple sollicité par dragage et dont le point d'ancrage est maintenu fixe). Cette allure des courbes converge avec les données de la littérature (*figure 4.19*). Or, le point de rotation n'est pas visualisé, ce qui est probablement dû à l'encastrement du pieu dans un substratum rocheux.

Avec l'augmentation du chargement, la valeur de l'extremum augmente considérablement mais sa profondeur augmente très légèrement.

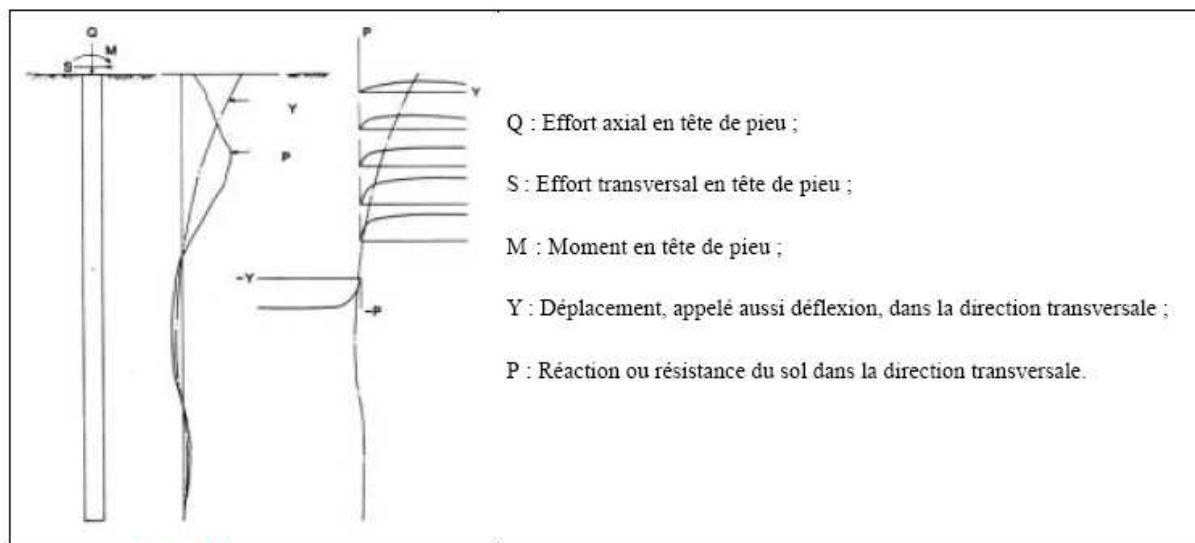


Figure 4.19 : Réponse « p-y » d'un pieu sous un chargement transversal hypothétique.

(O'Neill et Dunnavant, 1985)

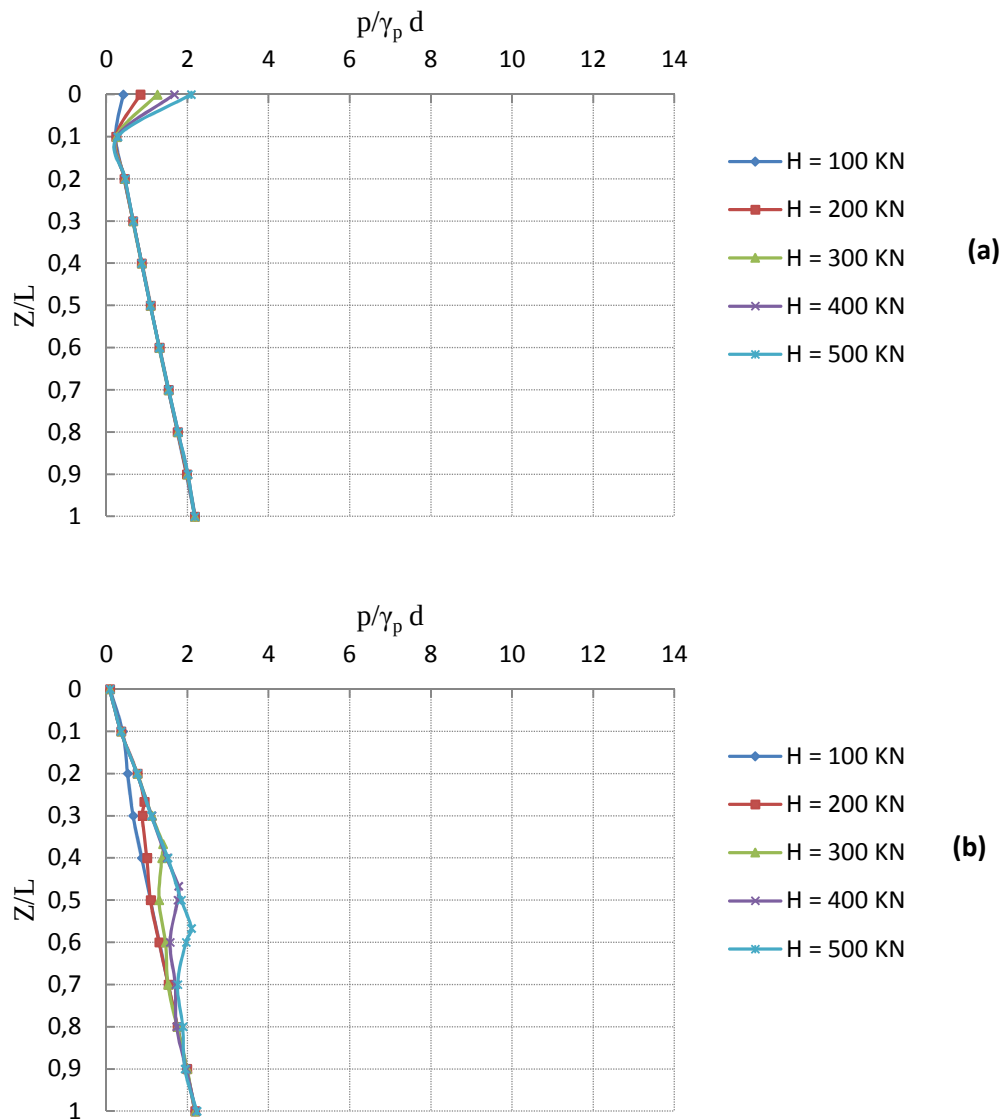
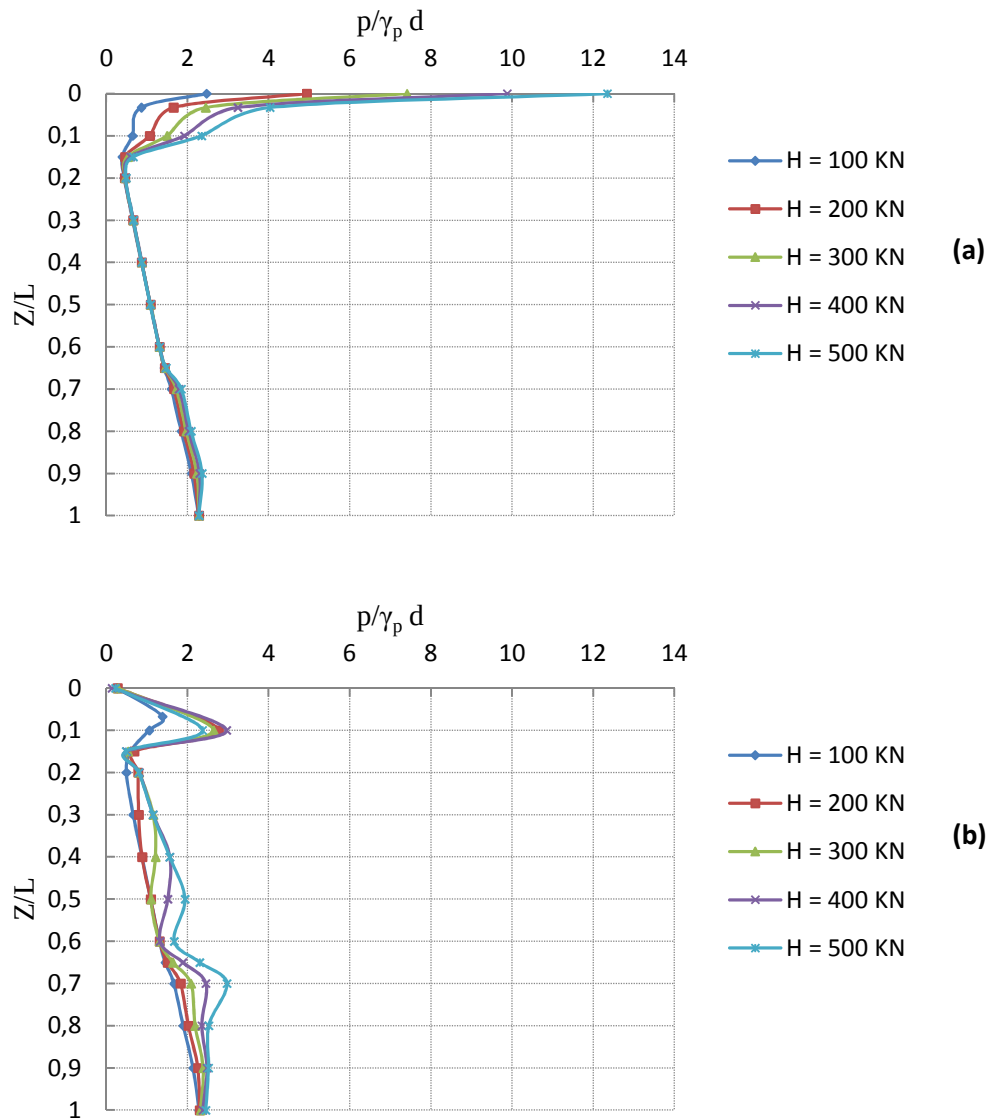


Figure 4.20 : Variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans un sol argileux homogène ;
(a) : Modèle linéaire, (b) : Modèle Mohr-Coulomb.

D'après la figure 4.20 (a), on constate que les pressions latérales du sol (p) au long du pieu demeurent constante à partir de $Z/L = 0.1$ quelque soit la charge appliquée (H). Ceci signifie que, dans l'argile et pour le modèle élastique, la charge n'a pas d'influence sur les pressions latérales.

Cette même figure montre que pour Z/L variant entre 0.1 et 1, les résultats obtenus par PLAXIS convergent avec ceux des théories classiques. Tandis qu'à la surface du massif (point d'application de la charge horizontale), une valeur de la pression linéairement proportionnelle au chargement est observée. Ceci peut s'expliquer par la loi de comportement utilisée (élastique linéaire).

La figure 4.20 (b) indique que, pour tout chargement, les courbes de pressions ont la même trajectoire jusqu'à atteindre un extremum à certaines profondeurs, puis elles se convergent de nouveau à partir de $Z/L = 0.8$. Contrairement au cas d'un sable, l'augmentation du chargement pour une argile provoque une légère hausse de la valeur de l'extremum mais sa profondeur augmente visiblement.



Les courbes de la figure 4.21 sont composées de trois parties distinctes :

$$0 \leq Z/L \leq 0.15, \quad 0.15 \leq Z/L \leq 0.65 \quad \text{et} \quad 0.65 \leq Z/L \leq 1$$

D'après la figure 4.21 (a), au niveau de la surface du massif (point d'application de la charge horizontale), une valeur de la pression linéairement proportionnelle au chargement est

observée. On remarque également qu'à partir de $Z/L = 0.15$, les pressions (p) au long du pieu ont une valeur constante quelque soit la charge (H), cette constatation reste vraie jusqu'à $Z/L=1$ malgré une légère différence pour des profondeurs $0.65 \leq Z \leq 1$.

La *figure 4.21 (b)* montre que les courbes atteignent des valeurs extrêmes pour chacune des trois parties distinctes :

- Pour $0 \leq Z/L \leq 0.15$: l'extremum se trouve à une profondeur de $(0.1 L)$ quelque soit le niveau de chargement.
- Pour $0.15 \leq Z/L \leq 0.65$: l'accroissement de la charge provoque une hausse de la profondeur de l'extremum.
- Pour $0.65 \leq Z/L \leq 1$: l'extremum se trouve à une profondeur de $(0.7 L)$ quelque soit le niveau de chargement.

4.6.2. Effet du rapport d'élancement du pieu L/d :

Les valeurs de L/d choisies sont : 25 ($d = 40$ cm), 20 ($d = 50$ cm), 15 ($d = 67$ cm) et 10 ($d = 100$ cm).

Une étude sur l'influence de ce rapport sur les pressions latérales du sol à l'avant du pieu est réalisée pour les deux types de sol (sable et argile) dont les résultats sont illustrés sur les *figures (4.22, 4.23, 4.24 et 4.25)* ci après.

- ✓ Remarque : Vu l'effet quasi similaire de l'élancement quelque soit le niveau de chargement, seuls les résultats de la plus petite et de la plus grande charge (100kN et 500kN) sont représentés sur ces figures. Cette similitude entre les différentes charges est illustrée dans le *tableau 4.17*, qui représente, à titre d'exemple, la différence (en %) entre les pressions latérales du sol, pour un sable élastique et à $Z/L = 1$, des différentes charges.

Tableau 4.17: Ecart des pressions pour différents chargements (Sable élastique, $Z=L$).

Rapport d'élancement	Ecart de pression (%)				
	100 kN	200 kN	300 kN	400 kN	500 kN
$L/d = 25-20$	19.9	19.62	19.11	19.06	19.03
$L/d = 20-15$	25.39	25.28	25.12	25.05	25.00
$L/d = 15-10$	32.65	32.78	32.89	32.81	32.67

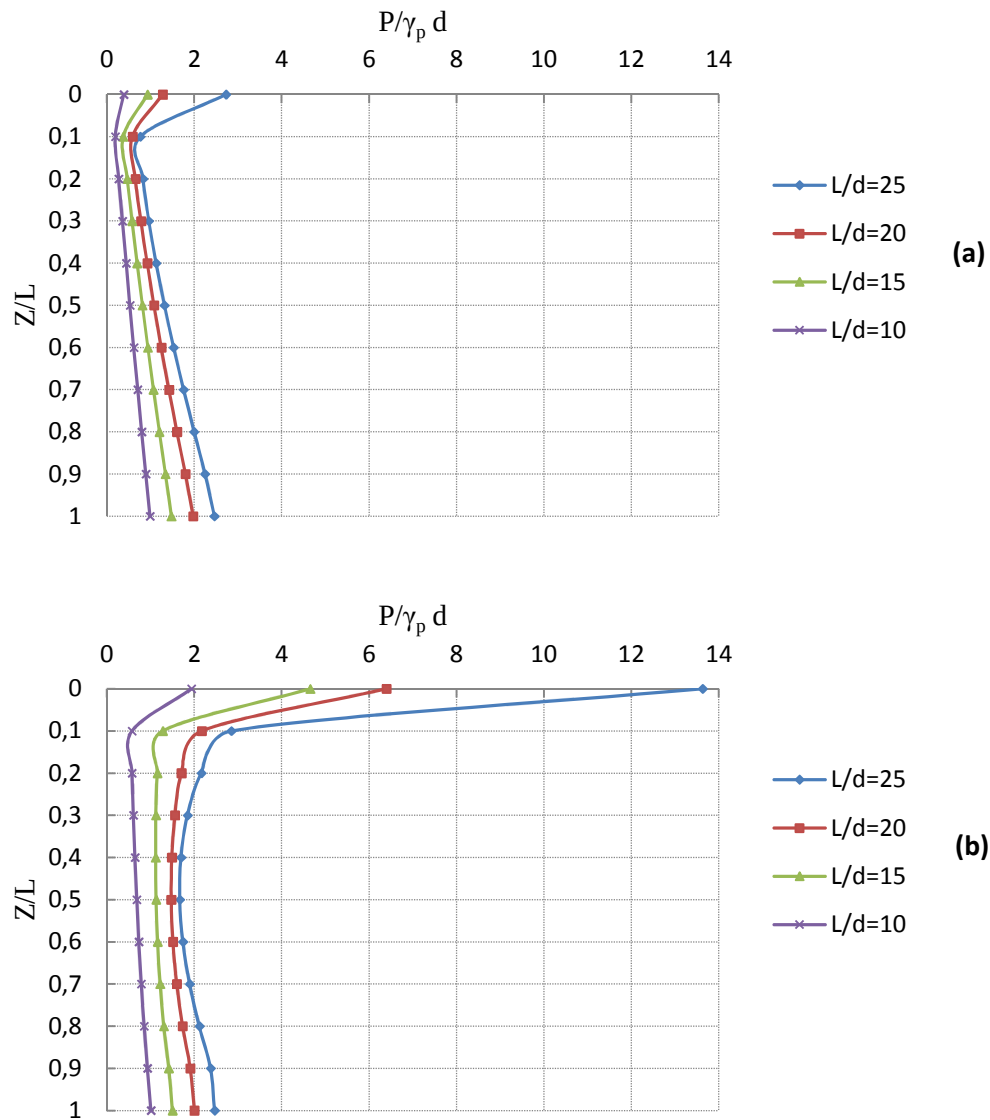


Figure 4.22 : Comparaison selon L/d de la variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans un sable élastique ; (a) : $H = 100 \text{ kN}$, (b) : $H = 500 \text{ kN}$.

De la figure 4.22, on s'aperçoit que les pressions latérales du sol sur le pieu en place décroissent avec le décroissement du rapport d'élancement. Avec la diminution de L/d , ces pressions conservent la même allure de distribution jusqu'à atteindre une certaine valeur de l'élancement ($L/d=10$ pour $H=100 \text{ kN}$), pour laquelle, la distribution devient linéaire, ce qui correspond à des pieux rigides.

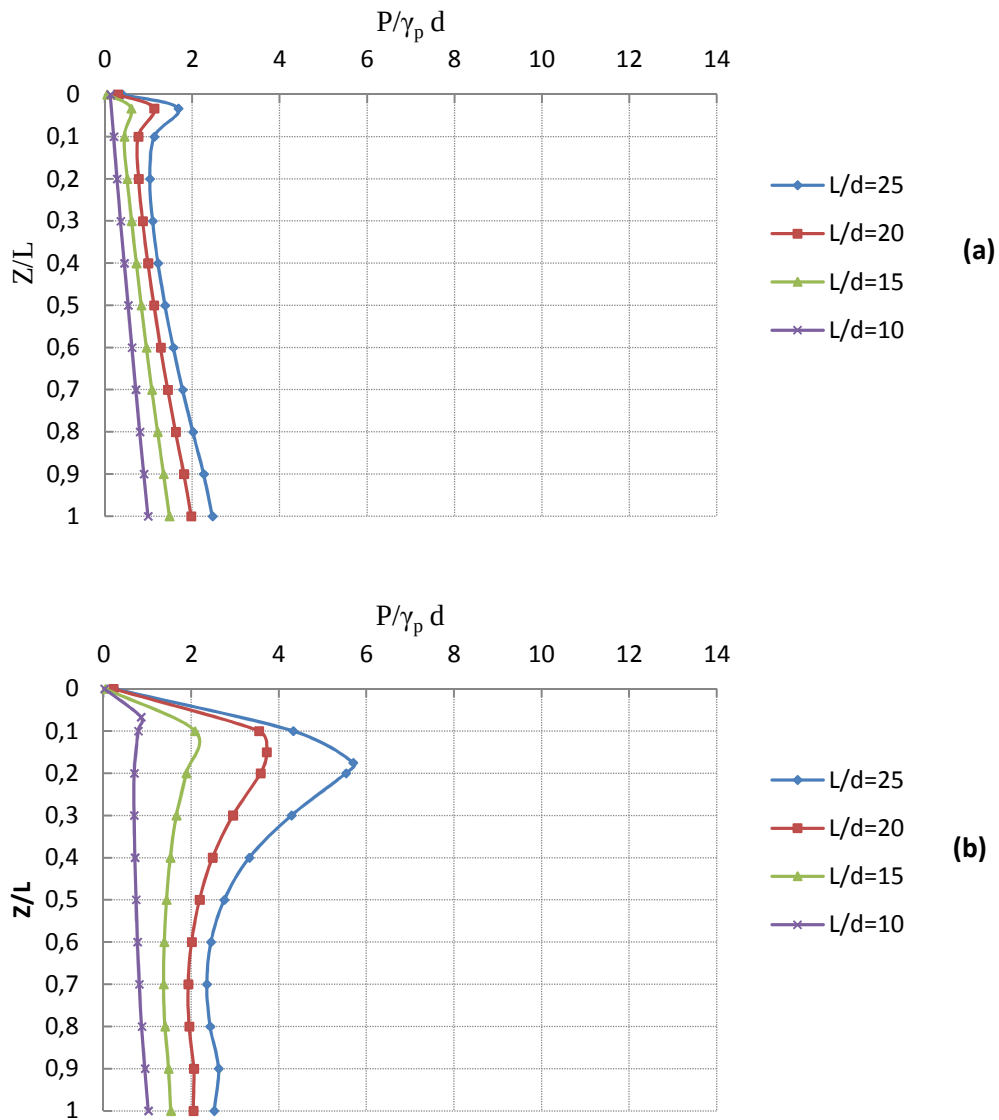


Figure 4.23 : Comparaison selon L/d de la variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans un sable élastoplastique ; (a) : $H = 100$ kN, (b) : $H = 500$ kN.

La figure 4.23 indique que les pressions latérales diminuent avec la diminution du rapport d'élancement. Ceci est accompagné par une baisse de la profondeur de l'extremum des courbes. On constate également la conservation d'une même allure de distribution des pressions jusqu'à une valeur de l'élancement ($L/d=10$ pour $H=100$ kN), pour laquelle, l'allure devient linéaire (cas de pieu rigide).

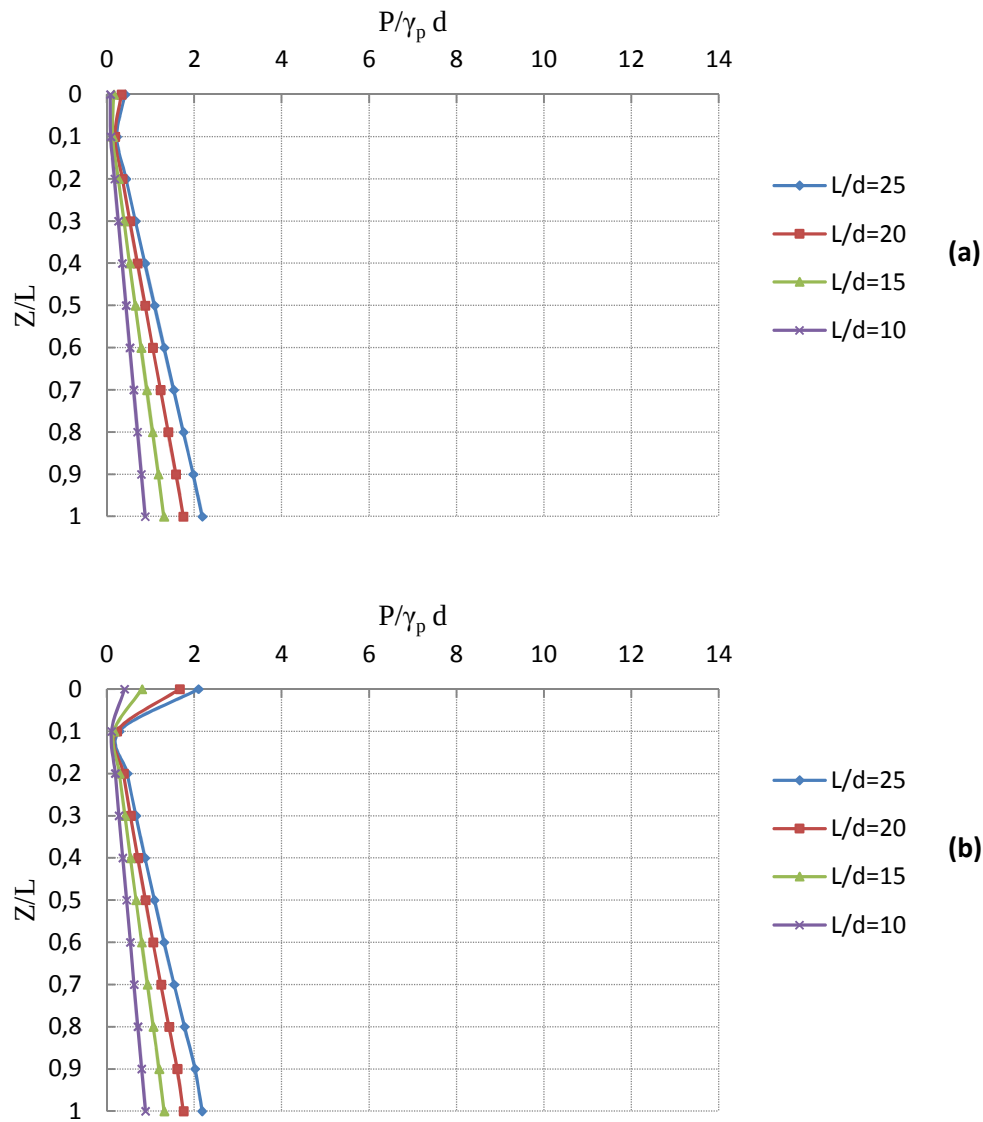


Figure 4.24 : Comparaison selon L/d de la variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans une argile élastique ; (a) : $H = 100$ kN, (b) : $H = 500$ kN.

D'après la figure 4.24, il est clair que le décroissement du rapport d'élancement provoque un abaissement des pressions latérales du sol sur le pieu. Avec la diminution de L/d , la distribution de ces pressions reste la même et ne change qu'à partir d'une certaine valeur de l'élancement ($L/d=10$ pour $H=500$ kN), pour laquelle la distribution devient linéaire représentant ainsi le cas des pieux rigides.

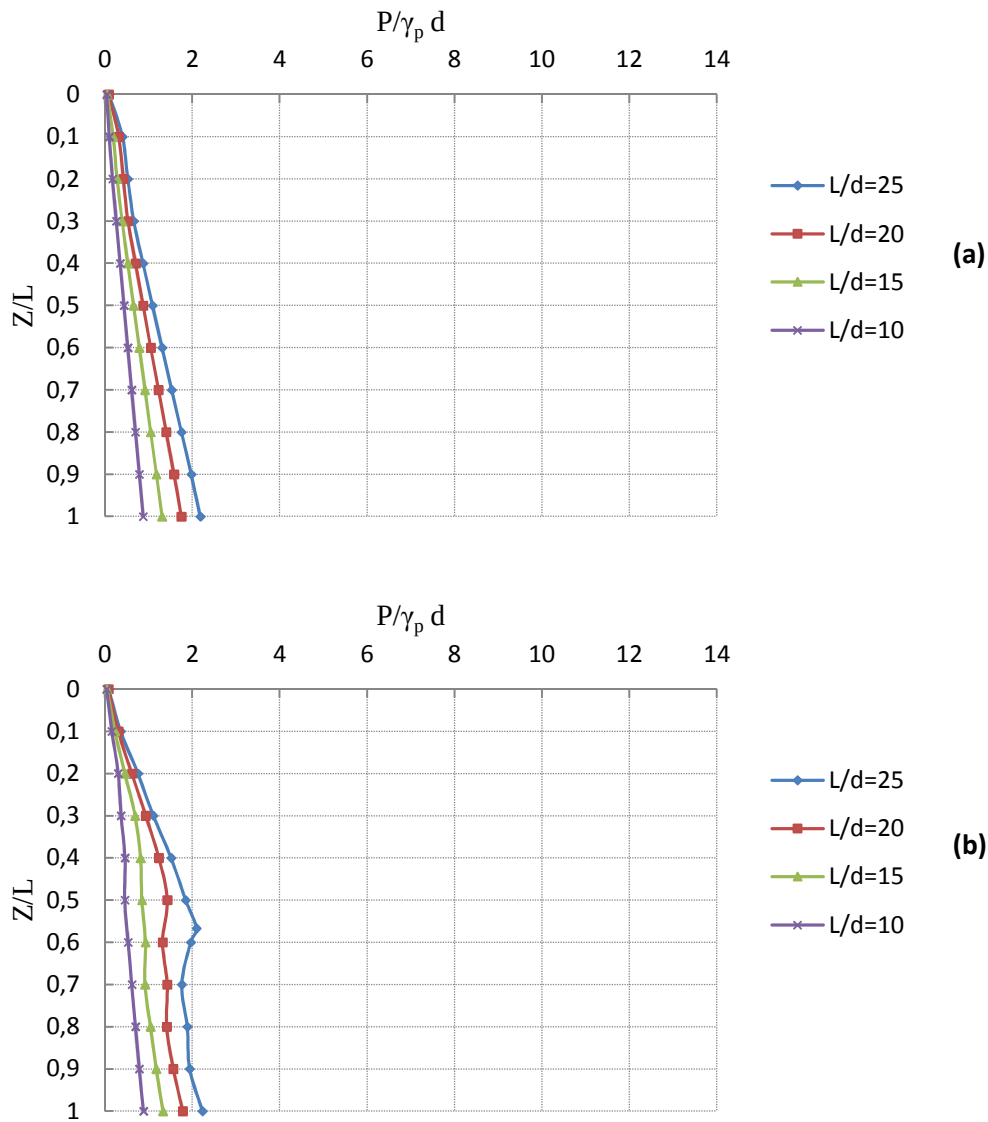


Figure 4.25 : Comparaison selon L/d de la variation de $p/\gamma_p d$ en fonction de Z/L dans une argile élastoplastique ; (a) : $H = 100$ kN, (b) : $H = 500$ kN.

On constate, selon la *figure 4.25*, une baisse des pressions latérales avec la diminution de L/d , accompagnée par une baisse de la profondeur de l'extremum des courbes. On constate également que la distribution des pressions ne change et ne devient linéaire qu'à partir d'une certaine valeur du rapport d'élancement ($L/d=10$ pour $H=500$ kN).

- ✓ Remarque : Dans le cas d'une argile et pour des charges modérées ($H = 100$ kN), la distribution des pressions est déjà linéaire pour $L/d=25$ et le reste pour les autres valeurs de L/d . Ce qui rend le rapport d'élancement pour lequel apparaît le

changement de distribution en forme linéaire impossible à déterminer pour $H=100$ kN. Alors la comparaison est faite pour des grandes charges ($H=500$ kN).

Pour l'argile, la distribution des pressions devient linéaire pour $L/d=10$, tandis que pour le sable, cette valeur est insuffisante et une autre valeur moindre doit être atteinte pour que ce changement s'effectue. Ceci s'explique par le fait que le rapport des modules E_p/E_s est plus élevé dans le cas de l'argile que dans celui du sable, ce qui signifie qu'un même pieu est considéré plus rigide en présence d'argile.

Quand un pieu est rigide, l'effet de la non linéarité sur les pressions latérales du sol devient insignifiant, car le mécanisme de rupture se fait par rotation de bloc et non plus par flexion, et le pieu devient alors plus indépendant du sol avoisinant et de son comportement.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Conclusions et perspectives

L'étude a porté sur le comportement d'un pieu isolé sous charges latérales statiques, avec pour objectif la proposition d'éléments d'analyse de ce type de fondations soumises à de telles charges. L'approche mise en œuvre est l'étude par éléments finis d'un modèle numérique du système sol-pieu, en mettant l'accent sur différents paramètres supposés influencer le comportement de ce système.

De cette étude, on a pu retenir les points suivants :

- o Quand un pieu est sollicité latéralement en tête, la plus grande valeur de déplacement se localise au niveau de la tête, et ce quelque soit : la nature du sol (sable, argile ou multicouche), la loi de comportement avec laquelle ce sol est modélisé (élastique ou élastoplastique) ainsi que la charge appliquée.
- o Avec l'augmentation du chargement, les déplacements latéraux en tête du pieu augmentent dans le cas du comportement élastique comme dans celui du comportement élastoplastique. Quoiqu'il soit clair que l'effet du chargement est largement plus ressenti dans le deuxième cas, et beaucoup plus en présence d'argile qu'en présence de sable, ce qui est dû à la différence entre le comportement des deux matériaux et les paramètres de Mohr-Coulomb caractérisant chacun d'eux (γ_s , E_s , ν_s , c , φ et ψ).
- o Le comportement élastique linéaire est régi par les deux paramètres élastiques (E et ν), ce qui signifie que les déplacements diminuent avec l'augmentation des valeurs de ces paramètres. On a constaté, malgré ça, que les déplacements latéraux dans l'argile élastique sont un peu moins élevés que dans le sable élastique. Cette contradiction s'explique par le type de comportement des deux matériaux (sable : drainé et argile : non drainée).
- o Le profil de la déformée du pieu est caractérisé par un point particulier, à partir duquel ce profil reste le même quelque soit le niveau de chargement atteint.

Dans un sol élastique homogène, ce point se situe à une profondeur de 6.00 m (pour le sable) et de 5.00 m (pour l'argile). Ceci marque l'insensibilité, relative, du pieu à l'augmentation du chargement pour ces niveaux de profondeur, due au fait que le pieu se comporte en flexion (comme une console chargée à son extrémité).

Tandis que dans un sol homogène élastoplastique, ces valeurs se retrouvent haussées : faiblement, sous des charges modérées (sable : 6.50 m, argile : 6.50 m) et fortement, sous des charges élevées (sable : 8.00 m, argile : 9.00 m).

Cette constatation est d'autant plus marquante pour un sol argileux.

- o Ce qui a précédé nous conduit à une conclusion majeure, à savoir : la non linéarité du sol a un effet néfaste sur le comportement du système sol-pieu. Cet effet concerne beaucoup plus l'argile que le sable, quoique pour des charges modérées, aucune différence significative n'est observée entre ces deux matériaux.
- o Il a été constaté que la diminution du rapport d'élancement du pieu (L/d) engendre une diminution des déplacements latéraux le long du pieu. Ceci s'explique par le fait que ce dernier, considéré dans cette étude comme flexible, encastré à sa base et libre en tête, se comporte en flexion (comportement non linéaire) qui dépend principalement de sa longueur L et de sa rigidité à la flexion $E_p I_p$.
- o En faisant baisser le rapport d'élancement, on arrive à des valeurs ($L/d=10$ par exp) pour lesquelles l'effet de la non linéarité devient insignifiant. On peut justifier ça par le fait que ces valeurs représentent des pieux rigides (courts), pour lesquels le mécanisme de rupture se fait par rotation de bloc et non plus par flexion, et le pieu devient alors plus indépendant du sol avoisinant qui n'aura plus une grande influence sur sa déformée.
- o Un pieu est considéré rigide selon : son rapport d'élancement (L/d) et le rapport des modules (E_p/E_s).
- o L'effet du rapport d'élancement est nettement plus considérable dans le cas d'un sol élastoplastique, et se fait sentir plus pour l'argile que pour le sable.
- o Dans un massif multicouche, les couches de sol jouent un rôle décisif dans la réponse du pieu en termes de déplacements latéraux, notamment pour le modèle élastoplastique. La réponse du pieu est gouvernée par les couches supérieures se trouvant près de la surface. Mais il existe, selon les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, une profondeur pour laquelle les couches inférieures commencent à dominer. Dans le cas de cette étude, on a abouti aux résultats suivants : $Z_s = 1.1/d$ (sable au dessous de l'argile) et $Z_a = 0.9/d$ (argile au dessous du sable).
- o En pratique, et vu l'effet bénéfique de la domination du sable (diminution des déplacements), on peut proposer une solution dans le cas où les couches supérieures du massif (atteignant des grandes profondeurs) sont médiocres (argile lâche). C'est la substitution d'une tranche d'argile de faible épaisseur par un matériau plus résistant

(sable). On a estimé cette épaisseur à une valeur d'environ $0.9/d$, et vu que le diamètre des pieux ne descend rarement au-delà de (40 ou 50) cm, alors l'épaisseur limite (4 m) de la couche à substituer ne risque pas d'être dépasser.

- o En termes de pressions latérales effectives du sol, le niveau de chargement n'a pas d'influence dans le cas d'une argile élastique, tandis qu'il influe visiblement dans le cas d'argile élastoplastique et de sable (élastique et élastoplastique). De son côté, le rapport d'élancement, avec sa diminution, engendre une diminution des pressions pour n'importe quel type de sol.
- o Quand un pieu est placé dans un milieu sableux, il est sujet à des pressions latérales largement plus importantes que s'il était placé dans un milieu argileux, ceci est dû à la rigidité du pieu par rapport au sable (définie par le rapport E_p/E_s) mais moins importante qu'elle l'est par rapport à l'argile.
- o En modélisant le sol par une loi élastoplastique (Mohr-Coulomb), la profondeur où apparaît la valeur de pression extrême diminue avec la diminution du chargement et du rapport d'élancement. Cette valeur est à une profondeur plus élevée en présence d'argile qu'en présence de sable, et ce quelque soit H et L/d .
- o Le comportement d'un pieu sous chargement latérale ressemble beaucoup au comportement de palplanches, avec une différence au niveau du point de rotation qui n'est pas visualisé dans le cas de notre étude, ce qui est dû à l'encastrement du pieu dans un substratum rocheux.

Perspectives :

Ce travail mériterait d'être concrétisé par une étude expérimentale qui mettra le point sur les zones d'ombre qui peuvent être distinguées.

Les perspectives et les suites à ce travail sont nombreuses.

- o Utiliser d'autres lois de comportement élastoplastiques, surtout si une étude expérimentale peut être entamée.
- o Changer les conditions d'appuis de la base et de la tête du pieu. Plusieurs cas d'études peuvent être considérés en combinant entre : tête de pieu libre, tête fixe, base flottante et base bloquée (encastrée ou bien articulée).
- o L'étude de la réponse d'un pieu sous charges complexes tels que les charges cycliques et le séisme.
- o Etude d'un pieu à proximité d'un talus.
- o Faire une analyse du comportement du système sol-pieu selon la zone d'interface. prendre en compte 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 de sol immédiatement en interaction avec le pieu.
- o Etudier les groupes de pieux. Dans la pratique, les pieux sont souvent utilisés en groupes, et leur réponse peut différer de celle d'un pieu isolé.
- o Etendre l'étude à l'interaction sol-pieu-structure. Etudier l'effet de la nonlinéarité du sol sur le comportement du pieu et puis sur la réponse de la structure.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ADACHI, T., KIMURA, M., KOBAYASKI, H. et MORIMOTO, A.** 1994. Behaviour of laterally loaded pile groups in dense sand. Centrifuge 94, Singapore, Balkema, pp.509-514.
- A.P.I.** (American Petroleum Institute). 1993. Designing and construction fixed offshore platforms. RP2A-LRFD, Section G, pp.64-77.
- BAKOUR, A.** 2008. Comportement des fondations profondes sous charges: Aspects structuraux et géotechniques. Mémoire de Maitrise en Génie de la construction, l'Ecole de Technologie Supérieure, Montréal, 17 Avril 2008, 197 pages.
- BANERJEE, P. et DAVIS, T.** 1978. The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in non homogeneous soils. Géotechnique 28, n°3, pp.309-326.
- BIJNAGTE, J.L., VAN DEN BERG, P. et ZORN, N.F.** 1991 a. Laterally loaded single pile in soft soil. X^{ème} Conférence Européenne de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Florence, 26-30 mai 1991, pp. 311- 314.
- BIJNAGTE, J.L., VAN DEN BERG, P., ZORN, N.F. et DIETERMAN, H.A.** 1991 b. Laterally loaded single pile in soft soil- theory and reality. Heron, vol.36, n°1, 79 pages.
- BOUAFIA, A. et GARNIER, J.** Modélisation des pieux isolés chargés latéralement en centrifugeuse. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes, pp. 168-178.
- BOULON, M., FLAVIGNY, E., MALECOT, Y., SIMON, B., BABIN, C. et BERNHARDT, V.** 2004. Pratique éclairée des éléments finis en géotechnique. Paris, 17-19 Novembre 2004, 266 pages.
- BOUMEKIK, A.** 1985. Fonctions impédances d'une fondation vibrante en surface ou partiellement encastrée dans un sol multicouche. Thèse de Doctorat en sciences appliquées, Université Libre de Bruxelles, Belgique.
- BOUSQUET, P.** Pieux et palplanches. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C140, 32 pages.
- BOWLES, JOSEPH.E.** 1997. Foundation analysis and design, 2d. New York ; Montréal ; Mc Craw- Hill, XIV, 750 pages.

BROMS, B.B. 1964 a. Lateral resistance of piles in cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering, ASCE, Vol.90, n° SM2, march, pp.27-64.

BROMS, B.B. 1964 b. Lateral resistance of piles in cohesion less soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering, ASCE, Vol.90, n° SM3, may, pp.123-156.

BROMS B.B. 1981. Pile foundations- General report (Preliminary). X International Conference Soil Mechanics and Foundations Engineering, Stockholm, General Reports, State-of-the-Art, pp.113- 125.

CHAUDHRY, A.R. 1994. Static pile-soil-pile interaction in offshore pile groups. Thèse de l'Université of Oxford. 251 pages.

COQUILLARY, S. 2005. Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques, Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 30 Août 2005, 249 pages.

C.T.R.E. N° 4. 1991. Utilisation des résultats des essais pressiométriques pour le dimensionnement des fondations en Europe. A.A.Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands, pp.11-17.

D.N.V. (Det Norske Veritas). 1992. Rules of the design construction and inspection of offshore structures. Appendix Foundations, 54 pages.

FASCICULE N°62-Titre V. 1993. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de Génie Civil. Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Ministère de l'Equipement, du Logement et des Transports, 182 pages.

FENG, ZQ. 2006. Mécanique non linéaire, M2-MN91. UFR Science et Technologies, Université d'Evry Val d'Essonne, 95 pages.

FLEMING W.G.K., WELTMAN A.J., RANDOLPH M.F. et ELSON W.K. 1992. Piling engineering. Blackie and Son, London, second edition, 390 pages.

FRANK, R. 1995. Fondations Profondes. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C248, 46 pages.

- FRANK, R.** 1999. Calcul des fondations superficielles et profondes. Editions Techniques de l'Ingénieur et Presse des Ponts et Chaussées, 141 pages.
- GEORGIADIS, M., ANAGNOSTOPOULOS, C. Et SAFLEKOU, S.** 1992. Centrifugal testing of laterally loaded piles. Canadian Geotechnical Journal, N°29, pp.208-216.
- HADJADJI, T.** 1993. Analyse du comportement de pieux sous chargements horizontaux. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 307 pages.
- HANNINGAN, P.J., GLOBE, G.G., THENDEAN, G., LINKINS, G.E et RAUSCHE, F.** 1998. Design and construction of driven pile foundations workshops. Manual- Vol.I. Coll. « Pile Foundations », FHWA-HI-97-013. USA : Federal Highway Administration, 828 pages.
- HOLTZ, ROBERT.D. et KOVACS, WILLIAM.D.** 1991. Introduction à la géotechnique. Montréal : édition de l'école polytechnique de Montréal, XII, 808 p.
- KOUDA, M., OKAMOTO, M., TAKEMOURA,J., KUSAKABE,O. et KIMURA,T.** 1998. Direct measurement of p-y relationships of piles in sand. Centrifuge 98, Vol.1, pp.551-556.
- KUBO, K.** 1965. Experimental study of the behaviour of laterally loaded piles. Proc. VIth I.C.S.M.F.E., Montréal, Vol.2, pp.275-279.
- LEIPHOLZ, H.** 1974. Theory of elasticity. Noordhoff International Publishing, Netherlands.
- LI YAN et BYRNE, P.M.** 1992. Lateral pile response to monotonic head loading. Canadian Geotechnical Journal, N°29, pp.955-970.
- MAGNAN, J.P. et MESTAT, P.** Lois de comportement et modélisation des sols. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C218, 23 pages.
- MATLOCK, H. et REESE, L.C.** 1960. Generalized solutions for laterally load loaded piles. Journal S.M.F.E-A.S.C.E., SM5, October 1960, pp.63-91.
- MAYNE, P.M. et KULHAWY, F.** 1982. K_0 -OCR relationships in soils. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.108 (GT6).

- Mc CLELLAND, B. et FOCHT, J.A.** 1958. Soil modulus of laterally loaded piles. Transactions, A.S.C.E., n°2954, pp.1049-1063.
- MCIF.** 2006. Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations.
- MENARD, L. BOURDON, G. et GAMBIN, M.** 1969. Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité latéralement en fonction des résultats pressiométriques. Sols-Soils, N°22-23, Vol.VI, pp.16-29.
- MESSAST, S.** 2007. Calcul des déplacements d'un pieu soumis à des charges dynamiques. Thèse de Doctorat, Université Badji-Mokhtar, Annaba, 123 pages.
- MESTAT, P.** 1997. Description de CESAR : Les lois de comportement mécanique, 6^{ème} édition, manuel de programmation de CESAR-LCPC, 57 pages.
- MESTAT, P. et PRAT, M.** 1999. Ouvrages en interaction. AFPC- Emploi des éléments finis en Génie Civil, HERMES science publication, pp.69-112.
- MINDLIN, R.D.** 1936. Force at a point in the interior of semi-infinite solid. Physics, May 1936.
- MODARESSI, A.** 2004. Lois de Comportement. Aide Mémoire, Master-MSROE, Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux, Ecole Centrale Paris, 26 Novembre 2004, 29 pages.
- MPAN, P. et LEVACHER, D.** 2004. Analyse numérique du comportement d'un pieu isolé tridimensionnel chargé latéralement en milieu pulvérulent. VIII^{ème} Journées Génie Civil-Génie Côtier, Compiègne, 7-9 septembre 2004, pp. 521- 530.
- NOVAK, M.** 1991. Piles under dynamics loads. Proc. Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, March 11- 15, St Louis, Missouri, pp.2433-2456.
- O'NEILL, M.W. et DUNNAVANT, T.W.** 1985. An evaluation of the behaviour and analysis of laterally loaded pile groups. Research report N° UHCE 85-11, University of Houston, 177 pages.

P.H.R.I. (Port and Harbour Research Institute). 1980. Technical standards for port and harbour facilities in Japan. Bureau of Ports and Harbours, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, 317 pages.

PLAXIS VERSION 8. Reference Manual, pp. 2_10- 3_54.

PLUMELLE, C. 2005. C.N.A.M- Géotechnique B1/B6, chapitre XV/ Pieux, 22 pages.

POULOS, H. 1971. Behaviour of laterally loaded piles: 1 single pile. Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E., Vol.101, n° SM5, pp.733-751.

POULOS, H.G. et DAVIS, E.H. 1980. Pile foundation analysis and design. The University of Sydney, pp.143-232.

POULOS, H.G. et DAVIS, E.H. 1991. Elastic solutions for soil and rock mechanics. Centre of Geotechnical Research, University of Sydney. Originally published in 1974 by : John Wiley & Sons, INC (New York, London, Sydney, Toronto), pp. 283-296.

REESE, L.C., COX, W.R. et KOOP, F.D. 1974. Analysis of laterally loaded piles in sand. VIth Annual Offshore Technology Conference, Proc., Houston, Texas, pp.473-483.

TERASHI, M., KITAZUME, M. et KAWABATA, K. 1989. Centrifuge modelling of a laterally loaded pile. XIIth I.C.S.M.F.E., Proc., Rio de Janeiro, Vol.2, pp.991-994.

TERZAGHI, K. 1955. Evaluation of the coefficients of subgrade reaction. Géotechnique, Vol.5, pp.297-326.

TOMLINSON, M.J. 1987. Pile design and construction practice, 3rd. Coll. « A Viewpoint publication ». London : Viewpoint publications, XII, 378 pages.

WINKLER, E. 1867. Die Lehre von der Elastizität und Festigkeit. Verlag, 182 pages.

