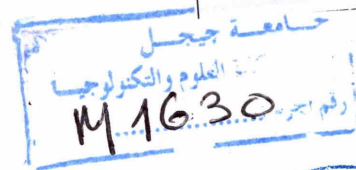


République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Jijel
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil



Université
de Jijel



MÉMOIRE

En vue de l'obtention du
MASTER ACADEMIQUE DE L'UNIVERSITE DE JIJEL

Délivré par : l'université de Jijel
Filière : Génie Civil
Spécialité : Géotechnique

Présenté et soutenu par :

Oualid Rahmouni
Youcef Belkasmi

Titre :

**Etude de l'interaction pieu-sol à proximité d'un
talus avec l'utilisation de la méthode des
éléments finis**

Encadré par :

L'enseignante : ARABET Leila

Université Jijel

Promotion : Juin 2014

Remerciements

Nous tenons à remercier et glorifier en premier Dieu le tout Puissant de nous avoir donné le courage, la patience et la santé afin d'achever ce modeste travail. Il est agréable d'exprimer nos sincères gratitudees à tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à sa réalisation.

*A l'enseignante **ARABET Leila**, notre promotrice, d'avoir été très patient avec nous en dirigeant ce travail par les précieux conseils et l'appui qu'il nous a prodigué tout au long de ce parcours. Qu'il trouve ici l'expression de nos profondes reconnaissances.*

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

*Nous tenons à remercier notre enseignante **Madame Zeroual**, pour son précieux conseil et son aide durant tous les années.*

Nous tenons à remercier les autres enseignants de département génie civil à Jijel.

Nous sincères et vifs remerciements vont également à tous nos collègues de la promotion 2013/2014.

Dédicace

Je tiens à dédier ce modeste travail à tous ceux qui m'ont entouré de près :

A mes parents : ma mère de son soutien moral et mon père pour tout l'amour.

Le bien qu'il ma témoigné, pour le sacrifice qu'il a fait durant mes années d'études.

- *A mes chers grands-parents maternels.*
- *A mon grand père.*
- *A tous mes chers oncles et tantes.*
- *A mes chers frères Riad et Rahim.*
- *A ma chère sœur Manel.*
- *A la mémoire de ma grande mère.*
- *A tous mes amis.*

Oualid Rahmouni

A ma plus belle étoile qui puisse exister dans l'univers ma

Chère mère « NACIRA ».

Et mes chères frères et sœurs : ADEL, SAMIR, HALIM,

SARA, RIMA,

SAMIHA et sa fille RITADJE.

A mes grands-pères et mes grandes mères.

A Toute ma grande famille BELKASMI et HAWFAF

*A tous mes amis(e) : BRAHIM, OKBA, WALID, MOURAD,
MOURAD.B, ISSAM, HOCEM*

*WALID, CHOUAIB, HAMZA, CHARAF, SAMIR, ZOHIR,
MOUKDAD, et tous les autres.*

Résumé :

L'effet d'un talus à proximité du pieu est difficile à quantifier et les différentes recommandations (exemple: fascicule 62), sont à ce sujet assez discutables. Ce travail à caractère théorique et numérique étudie l'interaction d'un pieu-sol sous charge latérale à proximité d'un talus ; à partir d'un modèle de comportement élastoplastique (Mohr coulomb). Les travaux de (Mezazigh, 1995) et (Massamba et al. 2004) est pris comme base de départ. Une méthodologie générale de modélisation numérique par éléments finis d'un modèle réduit centrifugé a décrit et une confrontation numérique-expérimentale a été déployée. L'analyse numérique a établi avec choix de maillage effectué avec le code de calcul aux éléments finis PLAXIS V8.6, pour estimer les déflexions admissibles et identifier l'effet des différents paramètres du sol.

Mot clés : Interaction pieu-sol, Charge latérale, Déflexion, méthode des éléments finis, PLAXIS.

ملخص:

تأثير منحدر قرب خازوق من الصعب تحديده والتوصيات المختلفة (على سبيل المثال، العدد 62)، هي موضوع مشكوك فيها إلى حد ما. هذا العمل ذو طابع نظري ورقمي يدرس التفاعل بين التربة و الخازوق تحت حمولة جانبية قرب منحدر؛ انطلاقاً من نموذج سلوك مرن- لدن (Mohr Coulomb). اعمال (Mezazigh 1995)، (ماسامبا وآخرون 2004) أخذت كقاعدة انطلاق. منهجية عامة للنمذجة الرقمية بواسطة العناصر المنتهية للنموذج الرقمي تم وصفها وتم نشر نموذج المقارنة العددية التجريبية. أنشأ التحليل العددي مع اختيار نموذج رقمي بالاستعانة ببرنامج العناصر المنتهية PLAXIS، و هذا لتقدير الانحرافات القصوى بها وكذلك تحديد تأثير مختلف معاملات التربة. الكلمات المفتاحية: PLAXIS، تفاعل خازوق-التربة، حمولة جانبية، انحراف، طريقة العناصر المنتهية،

Abstract:

The effect of a slope near the pile is difficult to quantify and the various recommendations (eg, Issue 62), are the subject rather questionable. This work theoretical and numerical character studies the interaction of a pile-soil under lateral load near a slope; from a model of elastoplastic behavior (Mohr Coulomb). Work (Mezazigh, 1995) and (Massamba et al. 2004) is taken as a starting point. A general methodology for numerical finite element modeling of a reduced centrifuged described and a numerical-experimental comparison model was deployed. The numerical analysis has established with choice of mesh made with code finite element PLAXIS V8.6 to estimate allowable deflections and identify the effect of different soil parameters.

Keywords: Interaction pile-soil lateral load, deflection, finite element method, PLAXIS.

SOMMAIRE

Introduction générale

Recherche Bibliographique

CHAPITRE 1 : Etude de sol

I.1.Introduction.....	1
I.2.Notions élémentaires sur la rupture des sols.....	1
I.3. Notion sur la mécanique des milieux continus.....	2
I.3.1.Les contraintes.....	2
I.3.1.1.Tenseur des contraintes et contraintes principales.....	2
I.3.1.2.Equation de l'équilibre local.....	3
I.3.1.3 Condition aux limites.....	3
I.3.1.4 Tenseur sphérique et déviatorique.....	4
I.3.1.5 Invariants des tenseurs de contraintes.....	5
I.3.1.5.1 Tenseur de contraintes principales.....	5
I.3.1.5.2 Tenseur déviateur.....	6
I.3.1.6 Représentations de Lambe et de Cambridge - cheminement des contraintes.....	6
I.3.2 Les déformations.....	7
I.3.2.1 Tenseur de déformation infinitésimale en coordonnées cylindriques.....	8
I.3.2.2 Les coordonnées sphériques.....	8
I.4 Comportement de sol.....	9
I.4.1 Notion de courbe intrinsèque.....	9
I.4.2 Critère de rupture.....	10
I.5 Résistance au cisaillement des sols.....	11
I. 6 L'interface sol-fondation.....	12
I.6.1 Définition.....	12
I.6.2 Etude en laboratoire de l'interface sol - structure.....	12
I.6.2.1 La boîte de cisaillement direct.....	12
I.6.3 Principe de l'essai.....	12
I.6.4. Les résultats d'essais de la boîte de cisaillement.....	13
I.7.Concluion.....	14

CHAPITRE II Etude Bibliographique sur les fondations profondes

II.1 Généralité sur les fondations.....	15
II.2 Classification des pieux	16
II.2.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place.....	16
II.2.2 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place	19
II.2.3 Pieux particuliers.....	22
II.3 Principes de fonctionnement.....	23
II.3.1 Cas d'un pieu isolé	23
II.3.2 Cas de groupes de pieux :.....	23
II.4 Méthodes de dimensionnement :	24
II.4.1 Pieu isolé sous charge axiale.....	24
II.4.2 Pieu isolé sous sollicitations non verticale en tête:	25
II.5 Fondations profondes sous charges latérales:	26
II.5.1 Généralité :	26
II.5.2 Méthodes de dimensionnement des pieux:.....	27
II.5.2.1 La théorie classique rigide-plastique :	27
II.5.2.2 La méthode des éléments finis :	28
II.5.2.3 Méthode au module de réaction :.....	28
II.5.2.4 Méthodes du continuum élastique :.....	38
II.6 Conclusion :	40

Etude numérique

Chapitre III La pratique de l'élément finis en géotechnique

III.1 Introduction :	41
III.2 Méthode des éléments finis en géotechnique :	41
III.2.1 présentation :.....	41
III.2.2 Formulation de la MEF en géotechnique:.....	42
III.3 Le code d'éléments finis Plaxis 2D v 8.6.....	47
III.3.1 Présentation.....	47
III.3.2 Les modèles de comportement des sols dans le code d'élément finis Plaxis: .	48
III.3.2.1 Introduction :	48
III.3.2.2 Contrainte totales, effectives et pressions interstitielles:	48
III.3.2.3 Modèle élastique linéaire :	49
III.3.2.4 Le modèle Mohr-Coulomb :.....	49
III.3.2.5 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model H.S.M) :	52
III.3.2.6 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model S.S.M)	55
III.3.2.7 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M) :	58

III.3.2.8 Lois de Cam – Clay modifie	61
III.4 L'interface sol-pieu dans le code Plaxis 2D 8.6	63
III.4.1 Definition	63
III.4.2 Different types	64
Conclusion :	65
Chpitre IV: Modelisation numerique d'un modele sol-pieu à proximitré d'un talus.	
IV.1 Introduction :	66
IV.2. Description du modèle de calcul numérique :	66
IV.2.1. Géométrie du modèle :	67
IV.3 Conception du modèle élément finis	67
IV.3.1 Paramètre du sol et du pieu :	67
IV.3.2 Génération du maillage :	68
IV.3.3 Phasage de calcul :	69
IV.3.4 Comparaison du modèle numérique	70
IV.4 Etude paramétrique	71
IV.4.1 Description le modèle pour l'étude paramétrique	71
IV.4.2 Géométrie du modèle	71
IV.4.3 Conception du modèle élément finis	72
IV.4.3.1 Paramètre du sol et du pieu :	72
IV.4.3.2 Génération du maillage :	73
IV.4.3.3 Phasage de calcul :	73
-L'influence de coefficient d'interaction sol-pieu sur la déflexion du pieu	
-l'influence de pentes 1/2 et 2/3 sur la déflexion	
-L'effet des paramètres géotechniques (C, φ)	
-L'effet du rapport d'élancement du pieu	
IV.5. Conclusion	85
conclusion Général et perspectives	86
Annexes	87

Notations

$k_h(z)$: le coefficient de la réaction à une profondeur z (N/m^3).

P : la réaction d sol (N/m)

p_s : coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral

E_s : le module de réaction du sol pour une profondeur z (N/m^2).

B : le diamètre de pieu (m).

Z : profondeur dans le sol.

Y : le déplacement latéral (m).

P_{us} : réaction ultime du sol en surface

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

q_{pu} : résistance limite de pointe.

I_p : moment d'inertie de la section transversale du pieu

B : le diamètre du pieu ;

k_s : module de réaction latérale dans un sable

k_c : module de réaction latérale dans une argile

K : la raideur initiale de la courbe $P-y$;

p_u : la résistance ultime du sol ;

Y : le déplacement latéral.

k_0 : coefficient des terres au repos ;

k_a : coefficient des terres actives.

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

γ : poids volumique du sol.

D : diamètre du pieu,

n : accélération centrifuge.

A : Un coefficient rhéologique caractérisant le sol .

L : Longueur du pieu.

φ : Angle de frottement interne.

C : Cohésion.

ψ : Angle de dilatance.

α : Un coefficient rhéologique caractérisant le sol

C_c : Indice de compressibilité

C_s : Indice de gonflement

K : Coefficient de perméabilité

K_0 : Coefficient des terres au repos

k^* : Indice de gonflement utilisé dans le modèle S.S.M et S.S.C.M

C : composition du sol (mêmes particules, deux arrangements).

e : indice des vides

σ' : contrainte effective (condition de drainage).

H : histoire des contraintes

T : température.

ε : déformation

S : structure du sol.

α : Direction des contraintes principales pour matériaux anisotrope.

q_{pu} : La résistance unitaire du sol sous pointe.

A_p : La section droite de la pointe.

q_{sui} : La résistance unitaire du sol due au frottement latéral dans de la couche i.

p : le périmètre du pieu.

h_i : Épaisseur de la couche i.

n : le nombre de couches traversées par le pieu.

K : module de réaction du sol. Les solutions de cette équation peuvent être obtenues soit

P : pression (N/m²) ;

u : vecteur de déplacement réel (petits déplacement).

u^* : vecteur de vitesse virtuelle.

σ : pseudo vecteur contrainte (réel).

ε : pseudo vecteur déformation (réelle).

ε^* : pseudo vecteur déformation virtuelle.

f : vecteur forces de volume.

\bar{t} : vecteur de contrainte ou forces de surfaces sur la partie Γ_σ de la frontière

W : poids

K_x, k_y : coefficient de perméabilité suivant X et Y

U_x : déplacement horizontal

U_y : déplacement verticals

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Courbe contrainte-déformation.....	1
Figure I.2: Coupe d'un massif sol et ligne de glissement.....	2
Figure I.3: Vecteur contrainte à la surface du solide.....	4
Figure I.4 : Point de contrainte.....	7
Figure I.5 : Cheminement de contrainte.....	7
Figure I.6 : Courbe intrinsèque.....	10
Figure I.7 : Résistance au cisaillement de sol.....	10
Figure I.8 : Principe de boîte de cisaillement direct.....	13
Figure I.9 : Le courbe contraintes déplacement.....	13
Figure I.10 : Enveloppes typiques de rupture.....	14
Figure II.1 : Profilés métalliques battus.....	17
Figure II.1 : Profilés métalliques battus.....	17
Figure II.2 : Pieu battu moulé.....	18
Figure II.3 : Pieu foré à la boue.....	19
Figure II.4 : Différents types de barrettes.....	19
Figure II.5 : Pieu foré tubé.....	20
Figure II.6 : Pieu Star sol de Sol étanché.....	21
Figure II.7 : Frottement négatif et le frottement positif.....	23
Figure II.8 : Bulbe de répartition des contraintes.....	24
Figure II.9 : Reprise des efforts non verticaux en tête des pieux.....	26
Figure II.10 : Représentation du modèle de Winkler.....	28
Figure II.11 : Courbe P-y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.....	33
Figure II.12 : Loi de mobilisation de la réaction tangentielle.....	33
Figure III.1 : Les actions sur le domaine-il.....	43
Figure III.2 : le domaine il discrétisé.....	44
Figure III-3 : Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion.....	50
Figure III-4 : Définition du module à 50% de la rupture.....	51
Figure III-5 : (a) - Surface de limite élastique du modèle HSM dans le plans (p,q) et (b) dans l'espace des contraintes principales.....	54

Figure III-6 : Représentation de la relation hyperbolique gérant l'écroûissage du modèle HSM.....	54
Figure III-7 : Définition du paramètre E_{oed}^{ref} à partir des résultats d'un essai œdométrique	54
Figure III-8 : Représentations de l'essai œdométrique	56
Figure III-9 : Surfaces de charge elliptiques.....	58
Figure III-10 : La consolidation et le comportement du fluage dans un essai œdométrique standard.....	60
Figure III-11 : Diagramme de p^{eq} dans le plans p.q.....	60
Figure III.12 Surface de charge du modèle de Cam-Clay modifié pour une pression de consolidation p_0'	62
Figure III.13 Paramètres de modèle Cam-Clay modifié.....	62
Figure III.14 : Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol.....	64
Figure IV.1: L'élément triangulaire de 15 nœuds.....	67
Figure IV.2: modèle étudié par Massamba &al. (2004).....	67
Figure IV.3: Maillage du modèle.....	69
Figure IV. 4: Les phases du calcul par Plaxis.....	69
Figure IV.5: comparaison entre les résultats de déflexion « Diana –Delft et plaxis » ...	70
Figure IV.6: la géométrie du talus de 2/3	71
Figure IV.7: la géométrie du talus de 1/2	72
Figure IV.8: Maillage du modèle.....	73
Figure IV. 9: Les phases de calcul de modèle	74
Figure IV.10: variation de la déflexion en fonction de la position du pieu par rapport à la pente du talus (2/3 et 1/2)	75
Figure IV.11: l'écart de déflexion pour différent position du pieu d'un talus de pente 1/2 pour; une charge de 200kn.....	76
Figure IV.12: représente l'écart de position de pieu d'un talus de pente 2/3 pour une charge de 200kn.....	77
Figure IV.13: représente l'écart de déflexion pour différent charge de talus 2/3.....	78
Figure IV.14: représente l'écart de déflexion pour différent charge de talus 1/2.....	79
Figure IV.15: Influence de la cohésion sur les déflexions latérales au niveau de la tête du pieu pour les différentes charges pour un talus 2/3	81

Figure IV.16: Influence de la cohésion sur les déflexions latérales au niveau de la surface du sol pour les différentes charges pour un talus 1/2	81
Figure IV.17: Influence de l'angle de frottement sur les déplacements latéraux au niveau de surface du sol pour différentes charges pour une pente de 2/3	82
Figure IV.18: Influence de l'angle de frottement sur les déplacements latéraux au niveau de surface du sol pour différentes charges pour une pente de 1/2	83
Figure IV.19: l'influence de diamètre de pieu sur la déflexion pour une pente de 2/3 ..	84
Figure IV.20: l'influence de diamètre de pieu sur la déflexion pour une pente de 1/2 ..	84

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 :	Valeurs du coefficient A (Terzaghi 1955)	30
Tableau II.2 :	Facteur rhéologique a pour divers types de sols (Fascicule 6(1992)).....	31
Tableau II.3 :	valeur moyenne de Es pour des sols sans cohésion.....	31
Tableau IV.1:	Propriétés de sol.....	68
Tableau IV. 2	Propriétés du pieu.....	68
Tableau IV .3	écart observés entre les valeurs de Massamba&al (2004) et plaxis	70
Tableau IV.4:	Propriétés de sol	72
Tableau IV.5:	Propriétés de pieu	73
Tableau IV.6:	L'influence de coefficient d'interaction sol-pieu sur déflexion pour une pente de 2/3.....	74
Tableau IV.7:	L'influence de coefficient d'interaction sol-pieu sur déflexion pour une pente de 1/2.....	75
Tableau IV.8	valeur de déflexion de position de pieu dans un talus de pente 1/2 pour une charge de 200kpa	76
Tableau IV.9:	l'écart de déflexion de position de pieu dans un talus de pente 1/2 pour une charge de 200kpa	76
Tableau IV.10:	valeurs de déflexion de position pieu d'un talus de pente 2/3 pour une charge de 200kpa.....	77
Tableau IV.11:	l'écart de déflexion pour différent position du pieu pour une pente 2/3; pour une charge de 200 Kpa	77
Tableau IV.12:	déflexion pour différent position de pieu dans un talus de 2/3.....	78
Tableau IV.13:	l'écart pour différent charge du talus 2/3	78
Tableau IV.14:	déflexion pour différent position de pieu dans un talus de 1/2.....	79
Tableau IV.15:	l'écart pour différent charge de talus 1/2.....	79
Tableau IV.16:	résultat de calcule de différent valeur de la cohésion pour une pente de 2/3	80
Tableau IV.17:	résultat de calcule de différent valeur de la cohésion pour une pente de 1/2	80
Tableau IV.18:	résultat de calcul de différent valeur de l'angle de frottement pour une pente de 2/3.....	82
Tableau IV .19:	résultat de calcul de différent valeur de l'angle de frottement pour une pente de 1/2.....	83
Tableau IV.20:	résultat des différents maillages	85



Introduction générale

Introduction générale

Les fondations profondes sur pieux verticaux sont devenues des solutions courantes pour reprendre les efforts horizontaux. Elles peuvent être sollicitées latéralement par des charges statiques comme c'est le cas des efforts d'amarrage sur des quais, des poussées de terre sur des murs de soutènement ou des culées de pont. La présence d'une pente à proximité d'un pieu rend le comportement du système pieu-sol plus difficile à appréhender du fait que la surface du sol n'est plus horizontale. De plus, le problème est tridimensionnel et le non linéarité du comportement du sol rend le problème complexe à étudier. Cependant les études sur le comportement d'un pieu chargé latéralement sont nombreuses et restent toujours d'actualité tant sur le plan théorique qu'expérimental. Elles utilisent très souvent des méthodes dites au module de réaction dans lesquelles le sol est idéalisé par des séries de ressorts horizontaux non linéaires. Ces méthodes sont basées sur les courbes de réaction P-y qui lient, dans chaque couche, la réaction du sol P au déplacement horizontal y du pieu.

Le objectif principal de cette étude est d'évaluer l'influence des différents paramètres sur l'interaction pieu-sol à proximité d'un talus avec l'utilisation de la méthode des éléments finis.

Il faut donc partir d'une base théorique assez vaste cela suppose une connaissance préalable des différentes méthodes utilisées pour déterminer la déflexion admissible d'un pieu sous charge latérale à proximité d'un talus, qui aide à interpréter les résultats de notre simulation numérique.

Cette méthodologie conduit naturellement au plan de notre recherche dont un résumé est donné ci-après :

Le premier chapitre sera consacré à l'étude du comportement mécanique d'un sol qui est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement contenant des notions de contraintes et de déformations faisant partie des connaissances acquises dans toutes les études techniques est présentée.

Le deuxième chapitre traite toutes les notions de base concernant les fondations profondes avec les différentes méthodes réglementaires qui permettent de dimensionner un pieu sous une charge latérale statique.

Le troisième chapitre : sera consacré à la présentation du PLAXIS : un aperçu sur le code éléments finis PLAXIS ; les options par défaut et les méthodes de comportement utilisé dans PLAXIS.

Le dernier chapitre s'intéresse à l'étude de la modélisation de l'interaction sol-pieu à proximité d'un talus, en utilisant le code Plaxis, Ce chapitre on a fait du comparaison avec du modèle numérique (notre modèle avec le modèle de Massamba) ; met le point également sur l'influence ou bien l'effet des paramètres géotechniques (l'angle de frottement ϕ et la cohésion C) ; et le rapport d'élanement ; la pente du talus; le diamètre du pieu ; la rigidité du sol.



Chapitre I

Etude de sol

I.1.Introduction

Le sol qui supporte les charges transmises par la fondation devrait être assez résistant pour que le système fondation-sol soit en sécurité et stable durable utile sans tassements excessifs. Ainsi, la stabilité et les aspects de tassements du sol doivent être analysés pour arriver à la pression de conception qui peut être sans risque portée par le sol de sorte que le type de fondation, la forme, la taille et d'autres paramètres puissent être choisis et conçus en conséquence. La résistance au cisaillement ultime au-delà dont le sol s'effondre ou devient instable s'appelle la capacité portante. Ceci atteindre la rupture de sol et donc fait des déformations dans la superstructure menant pour s'effondrer. La fondation descend dans le sol comme si il n'y a aucune résistance du sol ci-dessous, ce phénomène s'appelle le rupteur de capacité portante du sol.

I.2.Notions élémentaires sur la rupture des sols

Lorsque le chemin expérimental suivi permet de grandes déformations, on obtient une courbe contrainte - déformation (loi de comportement) qui a l'allure de la figure suivant

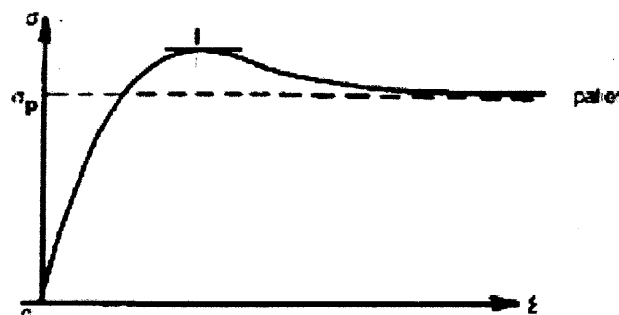


Figure : I.1.Courbe contrainte-déformation

On fait les hypothèses suivantes

- dans le domaine des petites déformations : on considère que le comportement est linéaire et on applique la théorie de l'élasticité linéaire.
- dans le domaine des grandes déformations : le comportement est irréversible, on considère que l'on peut utiliser la théorie de la plasticité parfaite.

Considérons un massif de sol chargé et les contraintes qui résultent de ces charges en un point M du massif. En augmentant les charges, on augmente les contraintes. Ces dernières ne peuvent augmenter indéfiniment : en effet, les contraintes de cisaillement atteindront sur certaines faces dites surfaces de glissement ou surface de rupture une limite au-delà de laquelle les particules de sol glisseront les unes sur les autres (fig. I.2).

La rupture du sol se produit par glissement relatif des grains les uns par rapport aux autres et non par rupture des grains eux-mêmes.

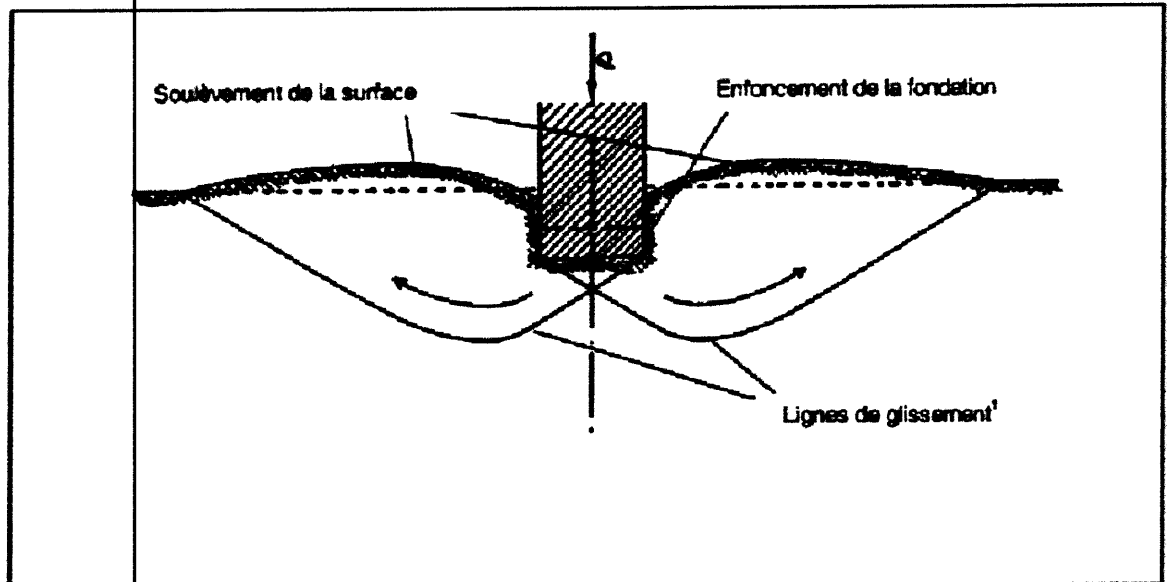


Figure : I.2. Coupe d'un massif sol et ligne de glissement

I.3. Notion sur la mécanique des milieux continus

Les méthodes de calcul utilisées habituellement en mécanique de sol supposent que le sol est un matériau continu c'est-à-dire un milieu physique continue dont les transformations sont continués. L'hypothèse est d'autant meilleure que les particules sont petites. Donc pour résoudre un problème mécanique des solides déformables trois relations de base sont nécessaires

- Les équations d'équilibre, qui font appel à la notion de contraintes
- Les équations de compatibilité qui relient déformation et déplacement
- Les relations contraintes-déformations

I.3.1. Les contraintes

I.3.1.1. Tenseur des contraintes et contraintes principales

Les contraintes sont considérées comme positives en compression, conformément à la convention de la mécanique des sols. Le tenseur des contraintes σ_{ij} ; est défini par :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad \text{Ou} \quad \sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_3 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{bmatrix}$$

I.3.1.2. Equation de l'équilibre local

L'équilibre statique d'un parallélépipède élémentaire au sein d'un milieu continu, s'écrit :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + X = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial x} + Y = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial x} + Z = 0 \end{cases}$$

Ou X, Y et Z désignent les composantes des forces de volume F.

Dans le cas d'un problème bidimensionnel il vient :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} - X = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial x} - Y = 0$$

Généralement les forces de volume se réduisent aux forces de pesanteur, si l'axe Oy est pris vertical ascendant, X=0 et Y= - y

Y : le poids volumique de sol

I.3.1.3 Condition aux limites

L'équilibre d'un élément de volume débouchant à la surface du solide fournit les conditions aux limites (fig. I .4)

On écrit l'identité : $(\Sigma).n = F$

$$\begin{cases} \alpha . \sigma_x + \beta . \tau_{xy} + \gamma . \tau_{xz} = X \\ \alpha . \tau_{xy} + \beta . \sigma_y + \gamma . \tau_{yz} = Y \\ \alpha . \tau_{xz} + \beta . \tau_{yz} + \gamma . \sigma_z = Z \end{cases}$$

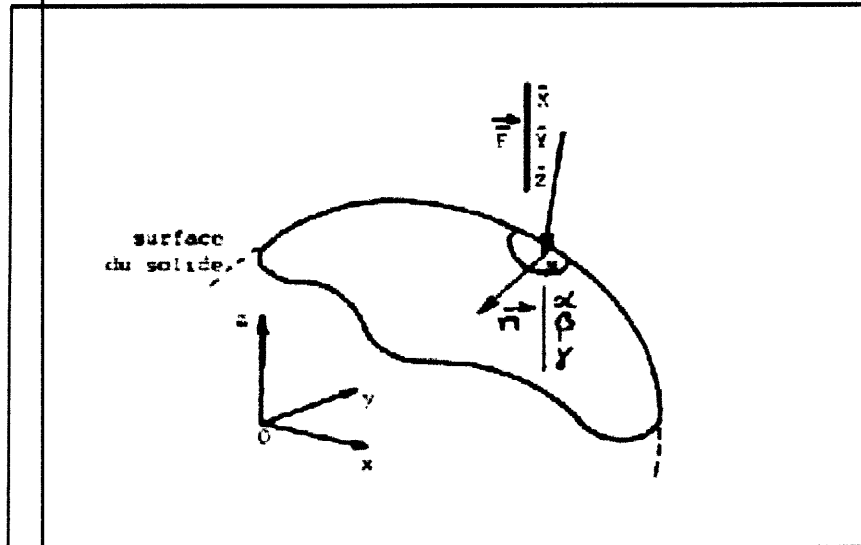


Figure : I.3 Vecteur contrainte à la surface du solide

On appelant X , Y et Z les composantes de la force extérieure F appliquée à l'unité de surface du corps et en désignant par α , β et γ les cosinus directeurs de la normale à la facette de l'élément appartenant à la surface du solide

I.3.1.4 Tenseur sphérique et déviatorique

Ce tenseur est symétrique et peut être décomposé en la somme de deux tenseurs également symétriques un tenseur sphérique $\sigma_0 \delta_{ij}$ et un déviateur S_{ij} :

$$\sigma_{ij} = \sigma_0 \delta_{ij} + S_{ij} \sigma_0 = \frac{\sigma_{ii}}{3}$$

$$\sigma_{ij} = \sigma_0 \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_{11} - \sigma_0 & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - \sigma_0 & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - \sigma_0 \end{bmatrix}$$

$$S_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} - \sigma_0 & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} - \sigma_0 & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} - \sigma_0 \end{bmatrix} \text{ et } S_{ij}^* = \begin{bmatrix} S_1 & 0 & 0 \\ 0 & S_1 & 0 \\ 0 & 0 & S_1 \end{bmatrix}$$

Dans un milieu continu général, la contribution supplémentaire S_{ij} mesure la déviation par rapport à l'état hydrostatique. Comparons les vecteurs contraintes $T(n)$ et $T'(n)$ associé à un état de contrainte σ_{ij} et à son déviateur S_{ij} . On obtient :

$$T_i(n) = S_{ij} n_j = \sigma_{ij} n_j - \sigma_0 \delta_{ij} n_j = T_i(n) - \sigma_0 n_i$$

Les deux vecteurs contraints ne diffèrent que par leur contrainte

$$\text{normale : } \begin{cases} \sigma(n) = \sigma(n) - \sigma_0 \\ \tau(n) = \tau(n) \end{cases}$$

Les cisaillements associés aux deux états de contrainte σ_{ij} et S_{ij} sont identiques. Plus généralement si l'on ajoute un terme de pression hydrostatique $p\delta_{ij}$ à un état de contrainte σ_{ij} les cisaillements associés aux deux états de contraintes sont identiques. Dit autrement, toute l'information sur le cisaillement sur toutes les facettes de l'espace est entièrement contenue dans le déviateur des contraintes.

I.3.1.5 Invariants des tenseurs de contraintes

I.3.1.5.1 Tenseur de contraintes principales

$$I = \text{tr}(\sigma_{ij}^*) = \sigma_{ii}$$

$$II = \frac{1}{2}(\sigma_{ii}\sigma_{jj} - \sigma_{ij}\sigma_{ij}) = \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_1\sigma_3$$

$$III = \det(\sigma_{ij}^*) = \sigma_1\sigma_2\sigma_3$$

On peut également définir d'autres invariants élémentaires : les quantités suivantes sont des scalaires invariants dans tout changement de base :

$$I = I_1$$

$$II = \frac{I_1^2}{2} - I_2$$

$$III = \det(\sigma_{ij}^*) = \sigma_1\sigma_2\sigma_3$$

$$I_n = \frac{1}{n} \text{tr}(\sigma_{ij}^n)$$

$$I = I_1$$

$$I_1 = \text{tr}(\sigma_{ij}) = \sigma_{ii} \quad \text{d'où la relations entre ces invariants est : } II = \frac{I_1^2}{2} - I_2$$

$$I_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(\sigma_{ij}^2) = \frac{1}{2}(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2)$$

$$III = \det(\sigma_{ij}^*) = \sigma_1\sigma_2\sigma_3$$

$$I_3 = \text{tr}(\sigma_{ij})$$

Toute fonction isotrope, à valeur scalaire, de σ_{ij} exprime comme une fonction symétrique des contraintes principales, I_1 , I_2 , I_3 ou encore des invariants, II, III (Ces propriétés seront utilisées dans l'écriture de critère de plasticité par exemple)

I.3.1.5.2 Tenseur déviateur

$$J_1 = S_{ii} = 0$$

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

$$= \frac{1}{6}[(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{13}^2)]$$

$$J_3 = \det(S_{ij}) = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = \frac{1}{27}[(2\sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_1)(2\sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_1)(2\sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_2)] \Rightarrow \frac{\partial J_3}{\partial \sigma_j} = \sum S_{jk} S_{kl} \frac{2}{3} j_2$$

S_{ij}

On peut exprimer ces invariants en fonctions des invariants du tenseur des contraintes :

$$J_1 = 0$$

$$J_1 = \text{tr}(S_{ij})$$

$$J_2 = I_2 - \frac{I_1^2}{6} \text{ d'où } J_2 = \frac{1}{2} \text{tr}(S_{ij}) = \frac{1}{2} (S_1^2 + S_2^2 + S_3^2)$$

$$J_3 = I_3 - 2 \frac{I_1 J_2}{3} + \frac{I_1^3}{27} J_3 = \frac{1}{3} (S_{ij}^3) = \frac{1}{3} (S_1^3 + S_2^3 + S_3^3)$$

I.3.1.6 Représentations de Lambe et de Cambridge - cheminement des contraintes

On a vu que l'état de contrainte en un point est représenté par un cercle de Mohr dans un système de coordonnées (σ, τ) . On peut représenter le cercle par son centre et son rayon (représentation de Lambe). Alors, l'état de contrainte en un point peut être représenté par un seul point de contrainte (Fig. 1.3) dont les coordonnées sont :

$$S = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$$

La représentation de Lambe est équivalente à celle de Mohr. La représentation de Cambridge utilise la contrainte moyenne q_m , notée p , et le déviateur des contraintes q . Elle permet donc de prendre en compte l'influence de la contrainte principale intermédiaire σ_2

$$P = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} q = \sigma_1 - \sigma_3$$

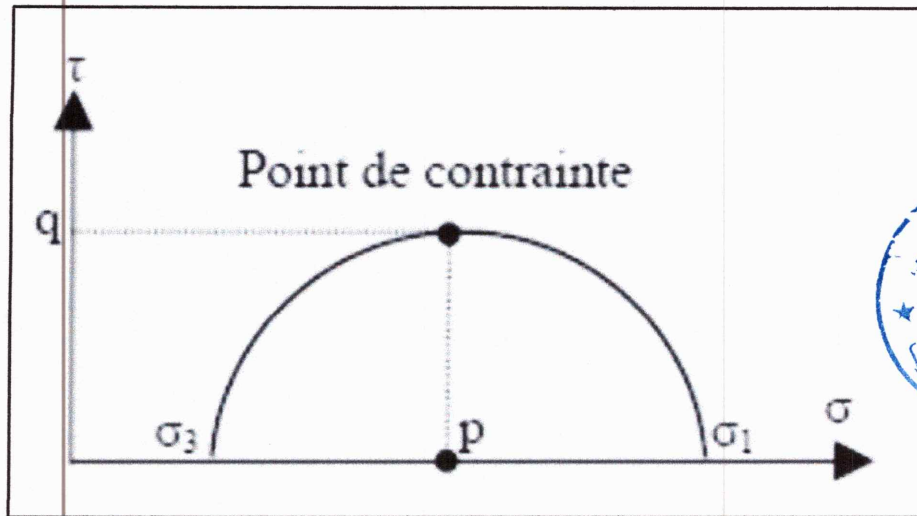


Figure. I.4 : Point de contrainte

Ainsi, une succession d'états de contrainte sera représentée par une courbe joignant l'ensemble des états de contrainte (Fig. I.6.) au lieu de la représentée par l'ensemble des cercles de Mohr associés. Le lieu de ces points contrainte s'appelle le cheminement des contraintes et il est représenté sur un diagramme p - q. Remarquons que nous pouvons représenter ce cheminement en contrainte totales ou effectives et ceci sur le même diagramme.

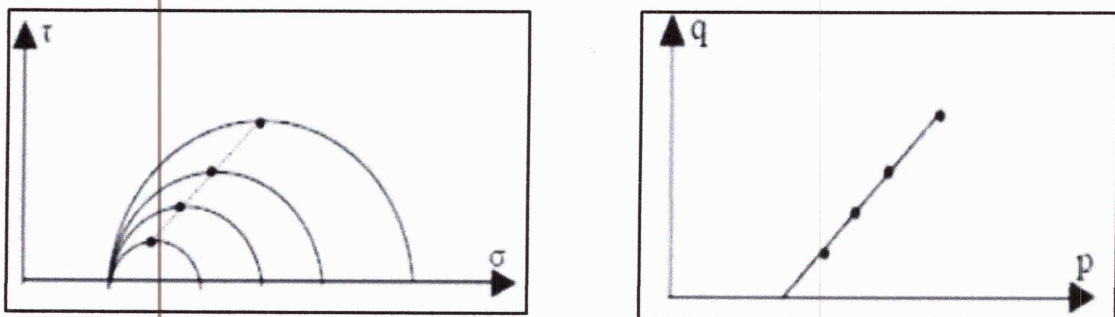


Figure. I.5. : Cheminement de contrainte

I.3.2 Les déformations

Dans les conditions habituelles de la mécanique des sols, où les déformations restent petites (au plus de 10 à 20 %), l'état de déformation en un point peut être caractérisé par le tenseur des déformations :

$$\epsilon_{ij} = \begin{pmatrix} \epsilon_{11} & \epsilon_{12} & \epsilon_{13} \\ \epsilon_{21} & \epsilon_{22} & \epsilon_{23} \\ \epsilon_{31} & \epsilon_{32} & \epsilon_{33} \end{pmatrix} \sigma_{ij}^* = \begin{pmatrix} \epsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \epsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \epsilon_3 \end{pmatrix}$$

$$\gamma_{ij} = 2\epsilon_{ij}$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} (u_{i,j} + u_{j,i})$$

Déformation volumique :

$$D = \varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{V_f - V_0}{V_0}$$

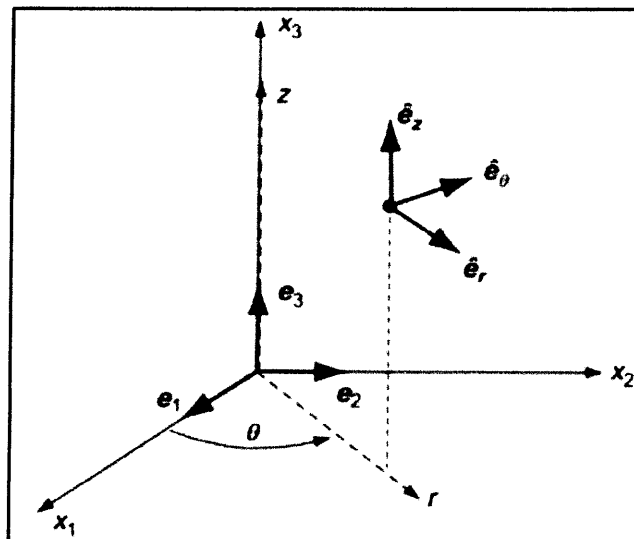
$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \text{tr}(\sigma_{ij}^*)$$

I.3.2.1 Tenseur de déformation infinitésimale en coordonnées cylindriques:

Il s'exprime par :

$$u = u_r e_r + u_\theta e_\theta + u_z e_z$$

$$\varepsilon_{ij} = \begin{pmatrix} \varepsilon_{rr} & \varepsilon_{r\theta} & \varepsilon_{rz} \\ \varepsilon_{r\theta} & \varepsilon_{\theta\theta} & \varepsilon_{\theta z} \\ \varepsilon_{rz} & \varepsilon_{\theta z} & \varepsilon_{zz} \end{pmatrix}$$



$$\varepsilon_{rr} = \frac{\partial u}{\partial r}$$

$$\varepsilon_{\theta\theta} = \frac{1}{r} (u + \frac{\partial v}{\partial \theta})$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z}$$

$$\varepsilon_{\theta r} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial v}{\partial r} + \frac{1}{r} \left(\frac{\partial u}{\partial \theta} - v \right) \right]$$

$$\varepsilon_{rz} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial r} + \frac{\partial u}{\partial z} \right)$$

$$\varepsilon_{\theta z} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial z} \right)$$

I.3.2.2 Les coordonnées sphériques

Il s'exprime par :

$$u = u_R e_R + u_\phi e_\phi + u_\theta e_\theta$$

$$e = \begin{bmatrix} e_R & e_{R\phi} & e_{R\theta} \\ e_{R\phi} & e_\phi & e_{\phi\theta} \\ e_{R\theta} & e_{\phi\theta} & e_\theta \end{bmatrix}$$

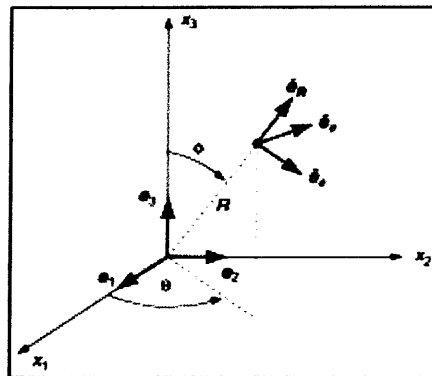
$$e_R = \frac{\partial u_R}{\partial R} e_\phi + \frac{1}{R} \left(U_R + \frac{\partial U_\theta}{\partial \theta} \right)$$

$$u_\theta = \frac{1}{R \sin\phi} \left(\frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + \sin\phi u_R + \cos\phi u_\phi \right)$$

$$e_{R\phi} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R} \frac{\partial u_R}{\partial \phi} + \frac{\partial U_\phi}{\partial R} - \frac{u_\theta}{R} \right)$$

$$e_{\phi\theta} = \frac{1}{2R} \left(\frac{1}{\sin\phi} \frac{\partial u_\phi}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial \phi} - \cos\phi u_\theta \right)$$

$$e_{\theta R} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{R \sin\phi} \frac{\partial u_\phi}{\partial \theta} + \frac{\partial u_\theta}{\partial R} - \frac{u_\theta}{R} \right)$$



I.4 Comportement de sol

Pour ce qui concerne le sol, matériau naturel, à trois phases, les lois sont beaucoup plus complexes et ne sont pas uniques, les chargements sont à plusieurs paramètres, les contraintes dans le sol étant multiaxiales. Comme pour l'acier et le béton on va proposer des lois de comportement à partir d'essais de laboratoire. Pour les géotechniciens, les essais de base sont l'essai œdométrique et l'essai triaxial.

I.4.1 Notion de courbe intrinsèque

En Mécanique des Sols on utilise la notion de courbe intrinsèque due à Caquot. La théorie est applicable à un matériau homogène et isotrope. Dans le plan de Mohr (σ, τ) la limite d'écoulement est représentée par une courbe, appelée courbe intrinsèque, qui sépare la zone des états de contrainte possibles de la zone des états de contrainte impossibles à développer dans le matériau, l'écoulement se produisant avant.

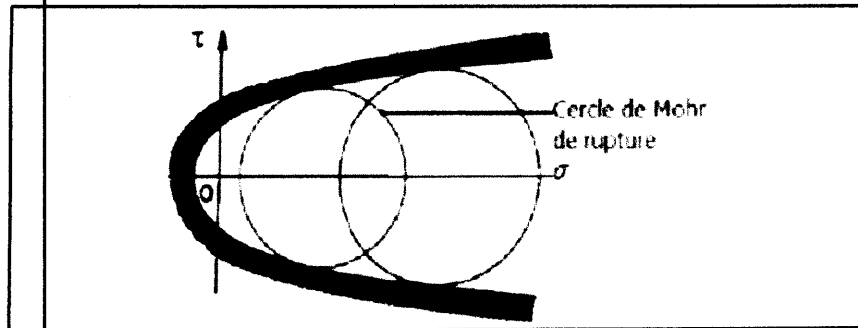


Figure : I.6. Courbe intrinsèque

La courbe intrinsèque est l'enveloppe des cercles de Mohr pour lesquels débute l'écoulement Du matériau (cercles de Mohr de rupture). Lorsqu'un cercle est tangent à la courbe intrinsèque, L'écoulement se produit par glissement suivant la direction de la facette qui correspond au point de contact entre le cercle et la courbe.

Pour les sols, sa détermination expérimentale de la courbe intrinsèque est relativement aisée.

1.4.2 Critere de rupture

L'expérience montre que la courbe intrinsèque d'un sol est constituée par deux demi-droites symétriques par rapport à l'axe (O σ') appelées droites de Coulomb. Sols pulvérulents: les demi-droites passent par l' origine des axes. Sols cohérents : les demi-droites ne passent pas par l'origine des axes donc il existe une résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle. Équation des droites:

Pour les sols pulvérulents : $|\tau'_f| = \sigma' \cdot \tan\phi$ (1.9)

Pour les sols cohérents : $|\tau'_f| = c' + \sigma' \cdot \tan\phi$ (1.10)

τ'_f : Contrainte tangentielle de rupture.

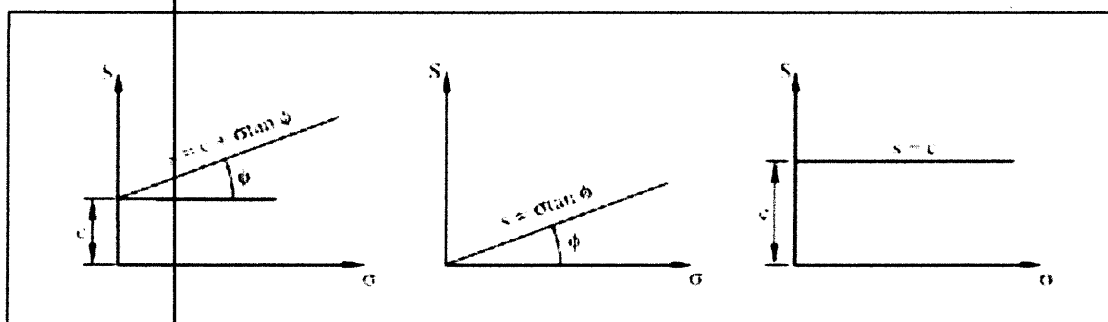


Figure : I.7. Résistance au cisaillement de sol

I.5. Résistance au cisaillement des sols

Les matériaux peuvent généralement subir une rupture due à la traction, la compression, le cisaillement ou une combinaison de ces facteurs. Les sols et les roches sont rupture à cause de cisaillement ; l'effort de cisaillement correspondant au-delà dont le sol rupture s'appelle la résistance au cisaillement du sol et est exprimée par l'équation de Coulomb

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

La résistance au cisaillement dépend de c et de φ qui sont fonction de plusieurs paramètres :

- C : composition du sol (mêmes particules, deux arrangements).
- e : indice des vides
- σ' : contrainte effective (condition de drainage).
- H : histoire des contraintes
- T : température.
- ε : déformation
- S : structure du sol.
- α : Direction des contraintes principales pour matériaux anisotrope.

I. 6.L'interface sol-fondation

I.6 .1 Définition

L'interface sol-fondation est définie comme la fine zone de sol qui se forme entre la surface de la fondation et le volume du sol l'entourant ; ce contact permet le transfert du chargement de la fondation vers le sol

I.6.2 Etude en laboratoire de l'interface sol - structure

La plupart des dispositifs d'essai d'interface de sol-structure sont conçus pour mesurer le Déplacement relatif entre le sol et les matériaux structuraux sous les charges appliquées Pour le but de déterminer les caractéristiques de sol (angle de frottement interne de sol, la cohésion, la droite de coulomb, etc.). Pour déterminer deux types d'appareils sont couramment utilisés:

- l'appareil de cisaillement direct : utilisé pour les sols pulvérulents
- l'appareil triaxial : utilisé pour les sols fin (argile, limon)

Les essais d'interface ont été réalisés sur plusieurs types d'interfaces : sol-structure, sol-roche, roche-roche et sol- sol. On note qu'une partie importante de ces essais sont consacrés à l'interface sol-acier les résultats de ces essais ont permis de divulguer les principaux aspects fondamentaux du comportement des interfaces.

I.6.2.1La boîte de cisaillement direct

Dans notre étude nous nous intéressons sur le sable, l'appareil utilisé est la boîte de cisaillement direct à cause de sa simplicité, facilité d'exécution des expériences et de ses résultats obtenus

I.6.3Principe de l'essai

L'échantillon de sol à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport l'autre, un piston permet d'exercer sur le sol un effort normal N et sur l'autre demi-boîte une vitesse constante pendant toute la durée de l'essai.

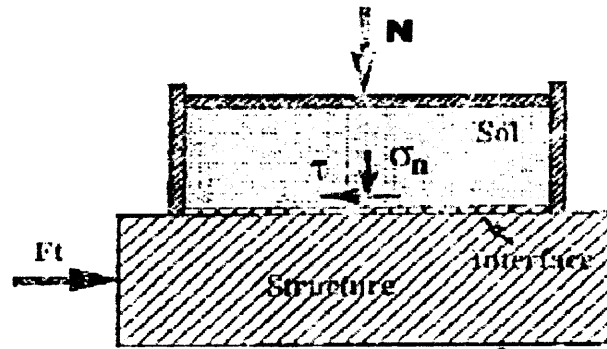


Figure : I.8 :Principe de boîte de cisaillement direct

La force de cisaillement T est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique. Un capteur de Déplacements permet de déterminer le déplacement relatif des deux demi-boîtes un second capteur vertical, permet de mesurer la variation d'hauteur de l'échantillon (tassement ou gonflement).

On exerce sur le plan de séparation des deux demi-boîtes une contrainte dont les composantes normales et tangentielles ont pour valeur moyenne

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{A} \quad A: \text{ la section de l'éprouvette.}$$

L'essai consiste à faire croître T jusqu'à la rupture.

I.6.4. Les résultats d'essais de la boîte de cisaillement

La figure I.10. : représente La courbe de contraintes -déplacements pour trois contraintes normales différentes

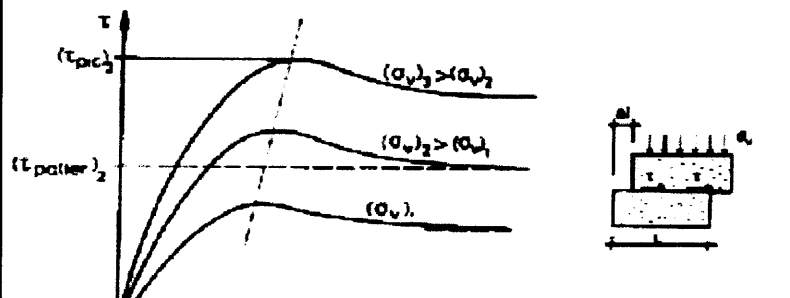


Figure : I.9 :Le courbe contraintes déplacement

La figure I.11. : représente la résistance de cisaillement par apport au contraintes normal

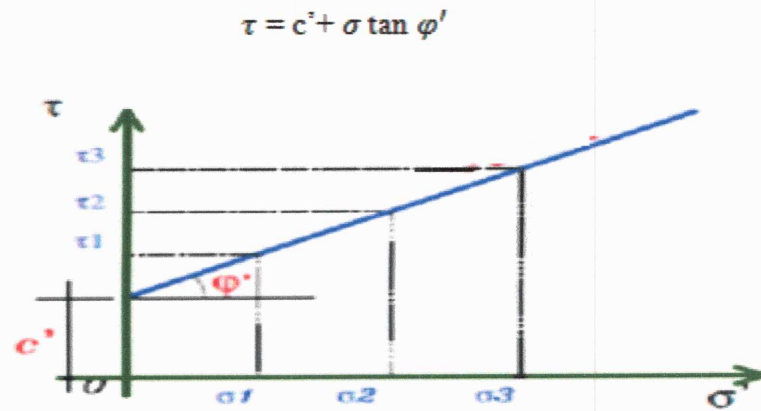


Figure : I.10 : Enveloppes typiques de rupture

I.7. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons permis de connaître le comportement mécanique de sol, qui est en grande partie contrôlé par sa résistance au cisaillement. Cette résistance qui est influencée directement sur l'interaction entre le sol et un ouvrage.



Chapitre II

Fondation profond

II.1 Généralité sur les fondations

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés.

Si les efforts sont reportés à la surface de sol les fondations seront dites fondations superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur il s'agira de fondations profondes.

Les pieux sont généralement utilisés comme fondations profondes pour les grands ouvrages tels que les centrales nucléaires, les ponts, les tours, les structures offshores ou lorsque les couches de sol proches de la surface présentent des caractéristiques mécaniques faibles. Les sollicitations s'exerçant sur une fondation profonde sont de deux types :

- Sollicitations dues à la superstructure
- Sollicitations dues au sol en contact avec la fondation (action de freinages, poussée horizontale des terres, séisme, etc.....)

La capacité portante d'un pieu est le minimum des deux valeurs suivantes (Prakash et Sharma, 1990):

- La charge admissible obtenue par division de la charge ultime de rupture par un coefficient de sécurité.
- La charge correspondant à un déplacement admissible.

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux dépendent de deux facteurs importants : le type de sol où sont placés le pieu et la nature de la charge appliquée sur le pieu (verticale ou horizontale). On distingue plusieurs types de pieux. Traditionnellement les pieux sont classés (Frank 1999), soit suivant la nature du matériau constitutif (bois, métal, béton,...), soit suivant le mode de leur placement dans le sol (pieux battus, pieux forés). Les charges supportées par les pieux peuvent être des charges axiales ou latérales .

II.2 Classification des pieux

Traditionnellement, on classe les pieux :

- soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ;
- soit suivant le mode d'introduction dans le sol :
 - pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage,
 - pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

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.

II.2.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place

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

❖ Pieu battu préfabriqué

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

❖ Pieu en métal battu

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec additionné éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont (figure II.1) :

- en forme de H ;
- en forme d'anneau (tube) ;
- de formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches par exemple (pal-pieux)

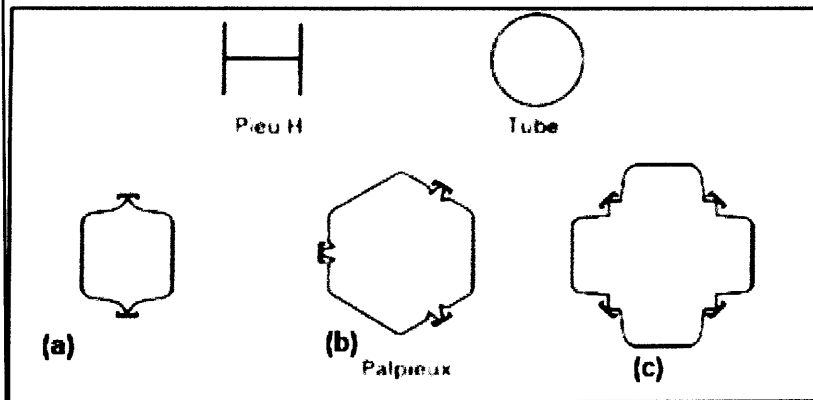


Figure : II.1 Profils métalliques battus

❖ Pieu en béton foncé

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, plus de 3 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

❖ Pieu en métal foncé

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec additionnée éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

❖ Pieu battu pilonné

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

❖ Pieu battu moulé

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque Métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fut du pieu de 4 cm au minimum. Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui-ci.

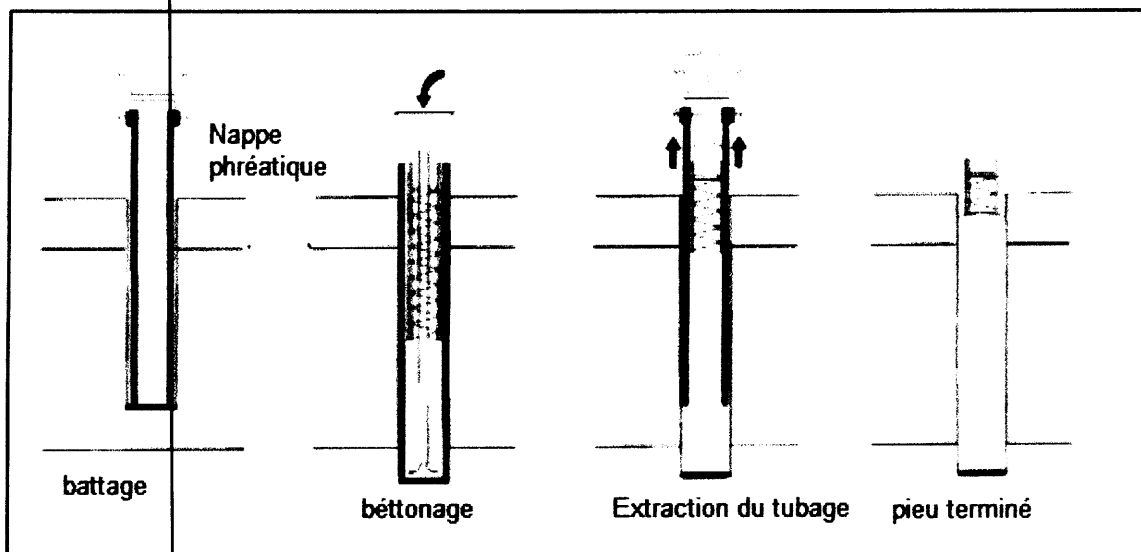


Figure : II.2Pieu battu moulé

❖ Pieu tubulaire précontraint

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

❖ Pieu vissé moulé

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et muni d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton prend en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil.

II.2.2 Pieux ne refoulant pas le sol à la naise en place

❖ Pieu foré simple (et barrette exécutée dans les mêmes conditions)

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc.

Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

❖ 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 II.3).

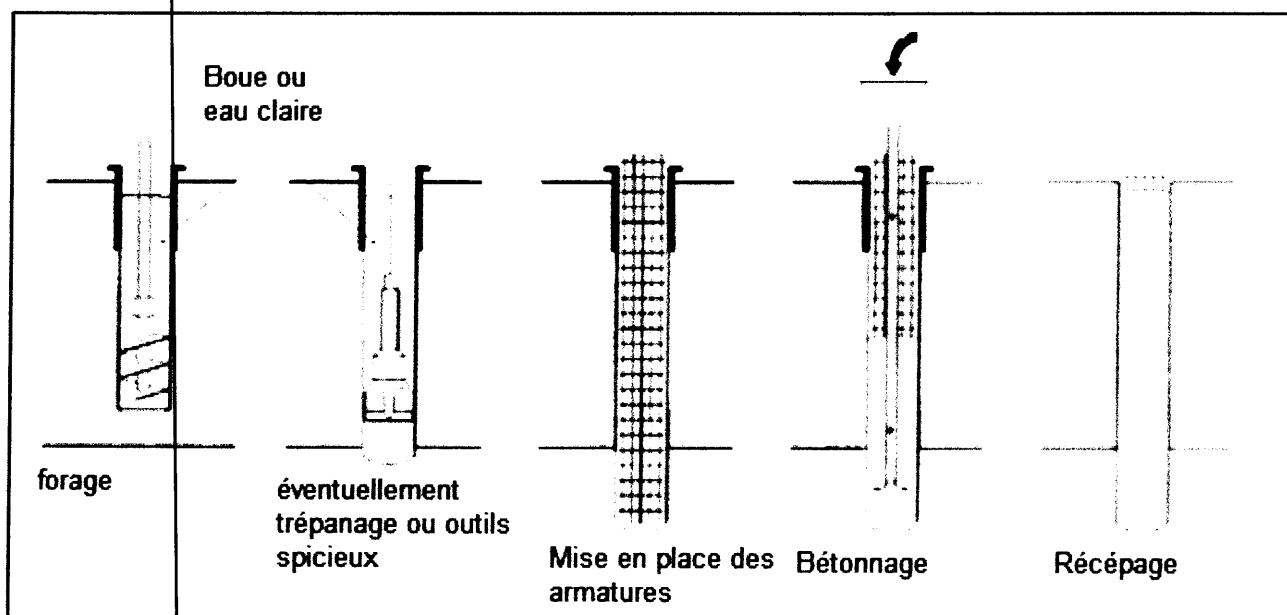


Figure : II .3. Pieu foré à la boue

Les formes de section des différents types de barrettes exécutées dans ces conditions sont données à la figure II.4

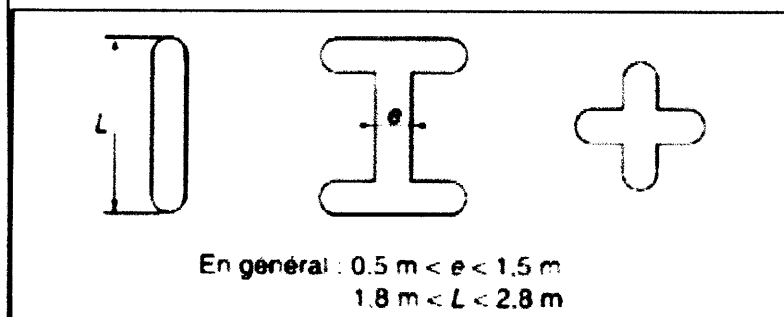


Figure : II.4. Différents types de barrettes

❖ Pieu foré tubé

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase (figure II.5).

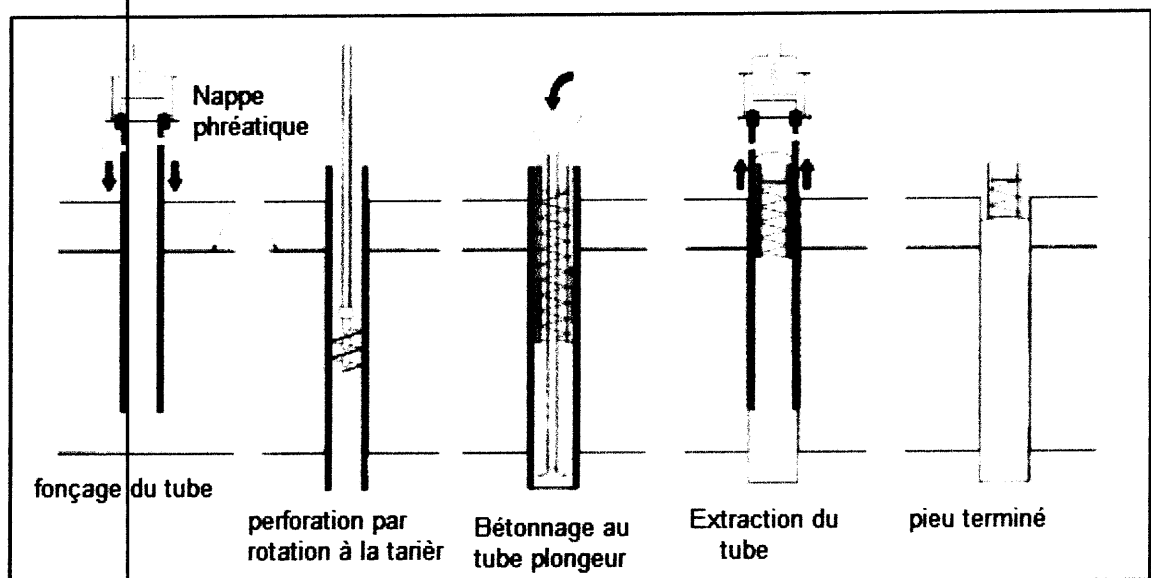


Figure : II.5. Pieu foré tubé

❖ Puits

Fondations creusées à la main. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par un blindage.

❖ Pieu tarière creuse

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait.

On distingue trois types de matériel :

- **Type 1** : la tarière creuse continue sans enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage ;

•**Type 2** : la tarière creuse continue avec enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité de béton).

•**Type 3** : la tarière de type 2 équipée d'un tube de bétonnage télescopique rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de Bétonnage (exemple : pieu star sol j, (figure II.6)).

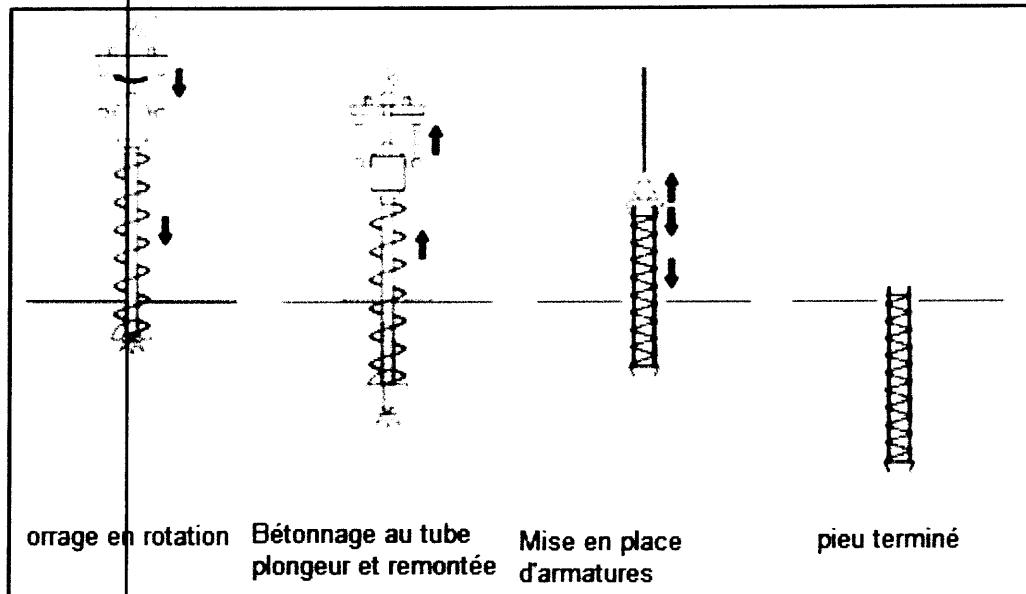


Figure : II.6 :Pieu Star sol de Sol étanché

❖ Micropieux

La technique d'utilisation des micropieux prennent de plus en plus d'importance dans la géotechnique contemporaine, pour les problèmes les plus variés. On distingue, dorénavant, quatre types de micropieux :

•Type I :

C'est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier Ces micropieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil ;

•Type II :

C'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur. Lorsque la nature du sol le Permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage ;

•Type III:

C'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage

• Type IV

C'est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage

❖ Pieu injecté, sous haute pression, de gros diamètre

Ce type de pieu, par opposition aux micropieux de type III et IV, regroupe les pieux de forts diamètres, supérieurs à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection constitué par un ou plusieurs tubes à manchettes. Lorsque l'armature est un tube métallique, Ce tube peut faire office de tube à manchettes. Dans certains cas, le tube métallique peut être équipé d'une succession de clapets spéciaux indépendants ou de rampes spéciales qui permettent l'injection. L'armature peut être également constituée par des profilés (H ou caissons de palplanches). Le scellement au terrain est effectué par injection sélective sous haute pression d'un coulis ou d'un mortier à partir d'un obturateur simple ou double.

II.2.3 Pieux particuliers

Il s'agit des pieux métalliques (H, tubes, pal pieux) (Figure II.1), mais qui sont battus sans obturation de la base. Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu. Pour le calcul de la force portante, ils feront l'objet de recommandations particulières.

II.3 Principes de fonctionnement

II.3.1 Cas d'un pieu isolé

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte :

- par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Q_p)
- par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s)

L'effort de pointe est proportionnel à :

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

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

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

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

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif).

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol a tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu

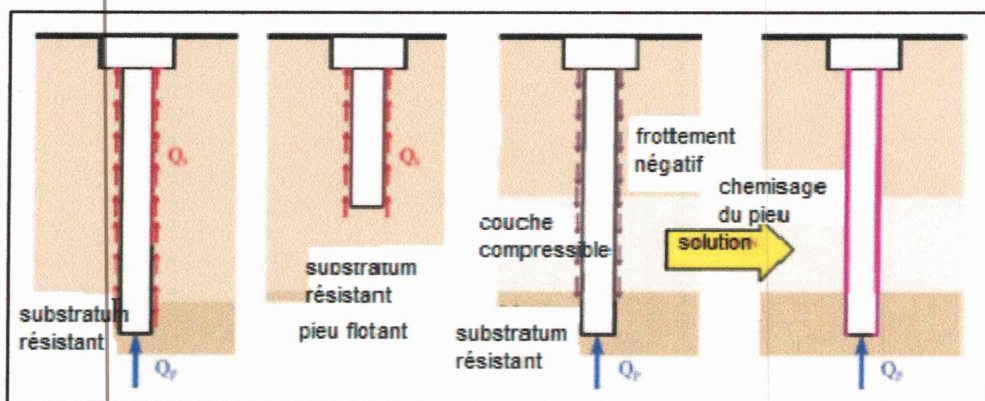


Figure :II.7 :Frottement négatif et le frottement positif

II.3.2 Cas de groupes de pieux :

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux Q_{gu} soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé Q_{ui} .

Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit :

$$C_e = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{ui}}$$

D'autre part la diffusion des contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il se produit un effet radié. Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au-delà de celles générées par un pieu isolé.

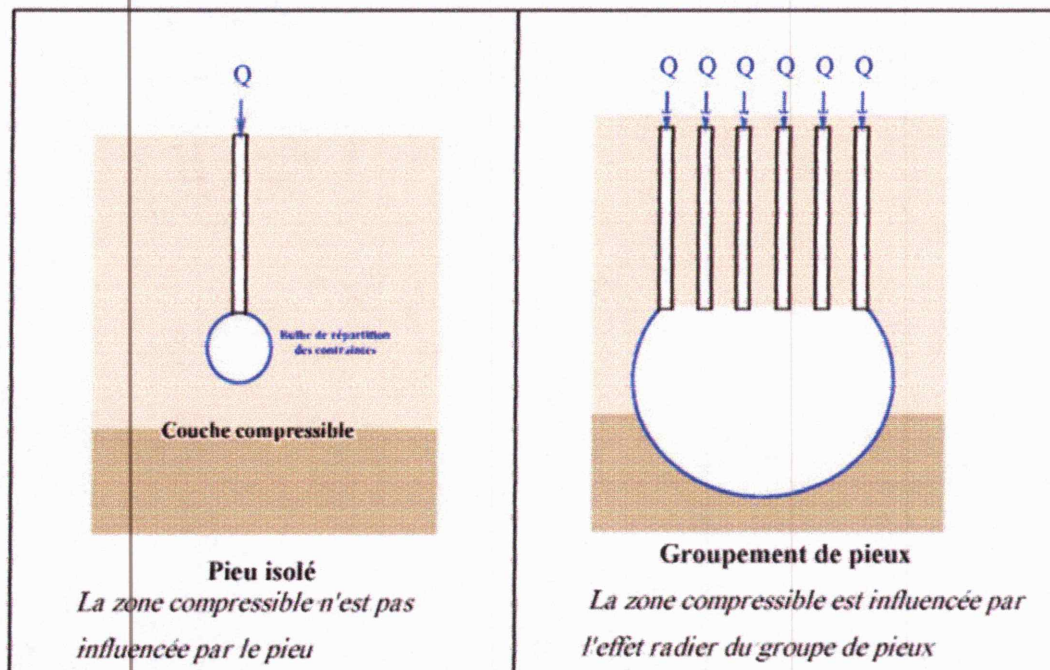


Figure : II.8 : Bulbe de répartition des contraintes.

II.4 Méthodes de dimensionnement :

II.4.1 Pieu isolé sous charge axiale

Pour le calcul des pieux sous charges axiales, on distingue 2 types de charge limite :

- La charge limite de pointe Q_{pu} qui représente, le poinçonnement du sol sous la base du pieu.
- La charge limite Q_{su} mobilisable par frottement entre le fut du pieu et le sol.
- La charge limite Q_u du pieu qui correspond à la rupture du sol est la somme de ces deux charges limites :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

La charge limite de pointe (Q_{pu}) s'exprime :

$$Q_{pu} = q_{pu} \cdot A_p$$

Avec :

q_{pu} : La résistance unitaire du sol sous pointe.

A_p : La section droite de la pointe.

La charge limite par frottement (Q_{su}) :

$$Q_{su} = p \sum_{i=1}^n h_i q_{sui}$$

Avec :

q_{sui} : La résistance unitaire du sol due au frottement latéral dans de la couche i.

p : le périmètre du pieu.

h_i : Épaisseur de la couche i.

n : le nombre de couches traversées par le pieu.

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux sont basées sur :

- Les essais de laboratoire reposent sur la détermination des caractéristiques de cisaillement (cohésion C, l'angle de frottement interne φ).
- Les essais in-situ qui sont : (le pénétromètre statique, le pressiomètre et le pénétromètre dynamique).

II.4.2 Pieu isolé sous sollicitations non verticale en tête:

Par le passé, les pieux avaient des inerties modérées et les méthodes de calcul étaient simplistes : aussi étaient-ils prévus pour supporter des efforts dirigés selon leur axe.

Les efforts horizontaux étaient redistribués en disposant des pieux (figure II-9a) et les moments étaient repris par des groupes des pieux verticaux (figure II-9b). L'apparition des pieux forés de grand diamètre et des barrettes moulées à très forte inertie a permis d'absorber directement par un seul élément de fondation des efforts horizontaux et des moments très élevés (figure II-9c). Donc ces sollicitations en tête de pieu peuvent être de quatre ordres :

- Effort horizontal T_0
- Moment de reversement M_0
- Déplacement horizontal imposé y_0
- Rotation imposée dy_0/dz

Dans ce cas, le pieu est considéré comme une poutre reposant sur appuis élastiques (ressorts).

L'équation générale des poutres sur appuis élastiques s'écrit comme suit :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + K \cdot y = 0$$

Avec :

E : module d'élasticité du pieu.

I : moment d'inertie de la section transversale du pieu.

Z : profondeur du sol.

K : module de réaction du sol. Les solutions de cette équation peuvent être obtenues soit par une méthode analytique soit par une méthode numérique.

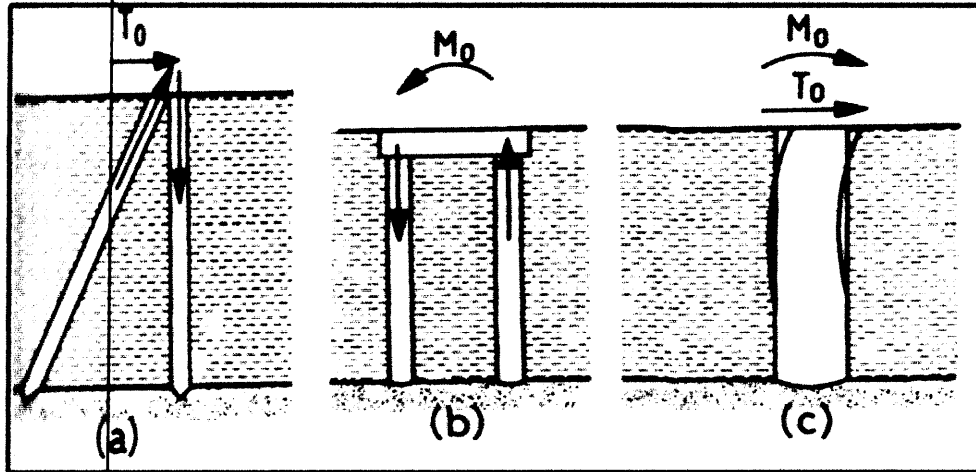


Figure II.9 : Reprise des efforts non verticaux en tête des pieux.

II.5 Fondations profondes sous charges latérales:

II.5.1 Généralité :

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'albc.

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.

II.5.2 Méthodes de dimensionnement des pieux :

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.

II.5.2.1 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.

II.5.2.2 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.

II.5.2.3 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 II.10) sur lequel s'appuie le pieu.

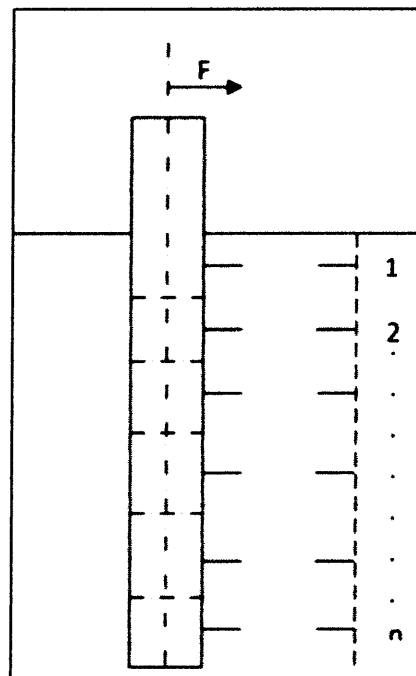


Figure II.10 : Représentation du modèle de Winkler.

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

$$P = K_h(z) y(z)$$

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,

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

Avec :

P : la réaction du sol (N/m) ;

E_s : le module de réaction du sol pour une profondeur z (N/m⁴) ;

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

$$M = E_p I_p \frac{\partial^2 y}{\partial z^2}$$

L'effort tranchant est égal à :

$$T = \frac{\partial M}{\partial z} \text{ et } \frac{\partial T}{\partial z} = -P$$

A partir des équations précédente on peut écrire l'équation d'équilibre statique tronçon de pieu.

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

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 précédente (Frank, 1999). La solution générale de cette équation différentielle est :

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

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 :

$$l = \sqrt[4]{\frac{4E_p I_p}{E_s}}$$

Remarque : le pieu peut être considéré (Frank, 1999) comme souple (ou long)

si $\frac{D}{L_0} > 3$,

Et rigide (ou court) si $\frac{D}{L_0} < 1$

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

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

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 II.1)

Tableau II.1 : Valeurs du coefficient A (Terzaghi 1955)

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

Où

B_0 : diamètre de référence égal à 0,6 m

α : coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol (tableau II.2)

Tableau II.2 : Facteur rhéologique α pour divers types de sols (Fascicule 6(1992))

TYPE	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Grave	
	α	E_M/P_1	α	E_M/P_1	α	E_M/P_1	α	E_M/P_1	α
Sur consolidé 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	-	-

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

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 II.3) Ce module est déterminé à partir d'essais sur des pieux réels réalisés par Broms (1964) pour des sols non-cohérents.

Tableau II.3 : valeur moyenne de E_s pour des sols sans cohésion.

Densité du sable	Intervalle de la valeur E_s (Kg/nr)
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. Me 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-v 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 pressiometre [C.T.R.E. N°4 - Pressiomctres, 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 :

$$K_f = \begin{cases} \frac{12E_M}{\frac{4B_0}{3} \left(2,26 \frac{B_0}{B} \right) + \alpha} & \text{pour } B > B_0 \\ \frac{12E_M}{\frac{4}{3} 2,65^\alpha + \alpha} & \text{pour } B < B_0 \end{cases}$$

Où : $B_0 = 0,60$ 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 $B \cdot p_f$.

Cette loi est illustrée par la figure II.11 dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.

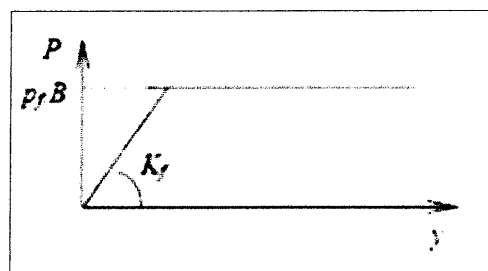


Figure II.11 : Courbe P-y dans le cas de sollicitations de courte durée en tête dominantes.

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 II.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 : $P_s = 2 \cdot L_s \cdot q_s$

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

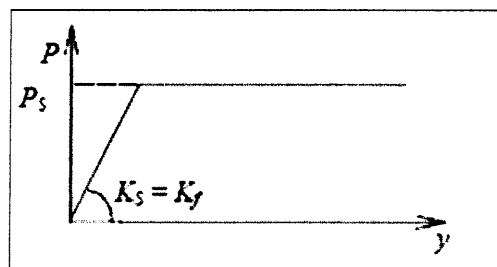


Figure II.12 : Loi de mobilisation de la réaction tangentielle.

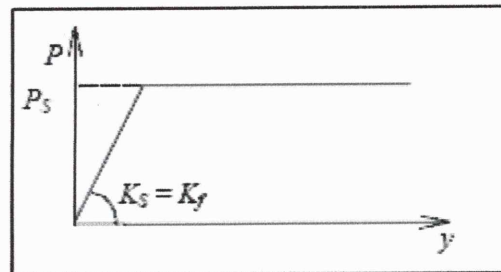


Figure II.12 : Loi de mobilisation de la réaction tangentielle.

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 $2B$ pour les sols cohérents et $4B$ pour les sols frottant.

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

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

- API et DNV

Les deux règlements américain et norvégien, P American petroleum Institut (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.

$$P = AP_u \tanh\left(\frac{K_z}{AP_u} y\right)$$

Avec :

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

A = 0,9 pour un chargement cyclique

A = $(3 - 0,8\frac{Z}{B}) > 0,9$ 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 :

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

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 ;

C₁, C₂ et C₃ : 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.

• P.H.R.I. (Port and Harbor Research Institute. 1980)

Suite à des essais sur modèle réduit à lg 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).

(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 fléchissant 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.

- 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 & 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):

$$P_{u1} = \gamma z \left[\begin{array}{l} \frac{k_0 z \tan \varphi \sin \beta}{\tan(\beta - \alpha) \cos \alpha} \\ + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \varphi)} [B + z \tan \beta \tan] \\ k_0 z \tan \beta (\tan \varphi \sin \beta - \tan \alpha) - k_0 B \end{array} \right]$$

$$P_{uz} = \gamma z B [k_a (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \tan \varphi \tan^4 \beta]$$

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,

$\alpha = \varphi/2$,

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

A : facteur de profondeur qui dépend du rapport z/D. Les auteurs choisissent ce coefficient entre 1 et 2, Reese & 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.

- 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 :

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

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.

II.5.2.4 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

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.

II.5.2.4 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).

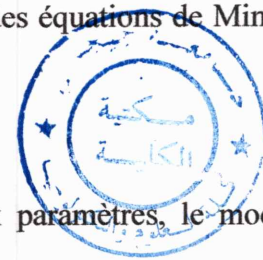
a- Méthode de Poulos :

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'élanement 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.

II.6 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait un aperçu générale sur les fondations profonds et leur méthode de dimensionnement selon différentes charges.



Chapitre III

La pratique d'élément finis en geotechnique

III.1 Introduction :

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à des nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidienne, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers. Conçu par des géotechniciens numérique de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élastoviscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds, ainsi qu'à des pilotages des résolutions récents comme la 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 à l'esprit outre mesure. Le recours manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

III.2 Méthode des éléments finis en géotechnique :

III.2.1 présentation :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance

effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatial, nucléaire, génie civil, construction naval, mécanique, technique off-shore, etc.....

La MEF est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances en trois disciplines de base :

- La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité...etc.
- L'analyse numérique ; méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres,etc.
- L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

III.2.2 Formulation de la MEF en géotechnique :

Les méthodes de calcul par éléments finis visent à donner une solution numérique approchée à un problème spécifique au moyen d'un modèle mathématique représentatif d'une réalité physique. La MEF permet ainsi de résoudre de manière discrète des équations aux dérivées partielles dont on cherche une solution approchée suffisamment fiable.

En général, ces équations aux dérivées partielles portent sur une fonction vectorielle « u » définie sur un domaine et comportant des conditions aux limites permettant d'assurer existence et unicité de la solution. La discrétisation passe par la définition d'un espace approprié de fonctions tests sur lequel la solution de la formulation variationnelle des équations peut être approchée d'aussi près qu'on le souhaite. Cela nécessite la définition d'un maillage du domaine en fragments : les éléments finis. Ce maillage permet aussi de définir une base fonctionnelle « B » sur laquelle est projetée la fonction inconnue « u ». On applique en outre la formulation algébrique, dite discrétisation, du problème initial est ainsi obtenue. La solution de ce problème algébrique, si elle existe et est unique, donne les composantes de la solution approchée dans une base « B ».

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple : pour un solide drainé, et lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; au de- meurant, cette présentation est extrêmement classique.

Le principe des puissances virtuelles permet d'écrire l'équilibre exact du solide occupant le domaine Ω quelle que soit sa loi de comportement (fig III.1):

$$\int_{\Omega} T_{\varepsilon^*}(\sigma_n - \sigma_{n-1}) d\Omega = \int_{\Omega} T_U(f_n - f_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega} T_{\varepsilon^*}(\bar{\varepsilon}_n - \bar{\varepsilon}_{n-1}) d\Gamma$$

Avec

- ✓ u : vecteur de déplacement réel (petits déplacement).
- ✓ u^* : vecteur de vitesse virtuelle.
- ✓ σ : pseudo vecteur contrainte (réel).
- ✓ ε : pseudo vecteur déformation (réelle).
- ✓ ε^* : pseudo vecteur déformation virtuelle.
- ✓ f : vecteur forces de volume.
- ✓ $\bar{\varepsilon}$: vecteur de contrainte ou forces de surfaces sur la partie Γ_{σ} de la frontière Γ de Ω (condition aux limites en contraintes) ou en déplacement sur le complément Γ_u de la frontière Γ de Ω ($\Gamma = \Gamma_{\sigma} \cup \Gamma_u$).
- ✓ Indice n : relatif à l'étape de chargement numéro n (dont la solution est inconnue), par contre l'indice $n-1$ relatif à l'étape de chargement précédente numéro $n-1$ (dont la solution est parfaitement connue).
- ✓ ${}^T X$: transposée de la matrice X .

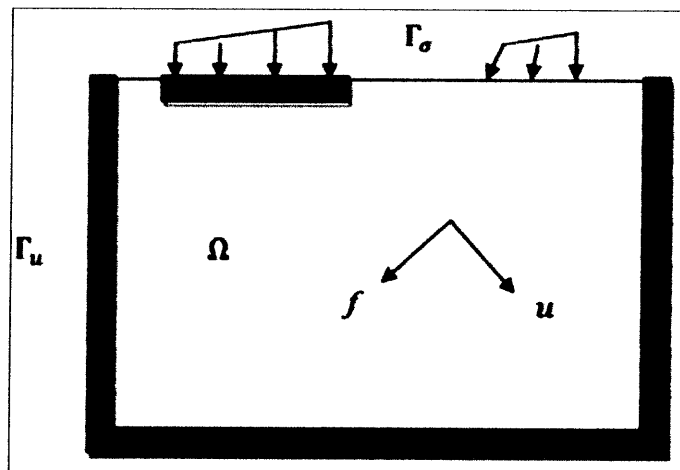


Figure.III.1 : Les actions sur le domaine-il.

L'espace est discrétisé en élément ayant en commun ou de propre des nœuds (fig.III.2) ; les inconnues de l'étape de chargement sont :

- ✓ D'une part le champ de déplacement nodal en fin d'étape n (inconnues principales).
- ✓ D'autre part les chemins de contraintes au cours de l'étape de chargement n (inconnues liées aux inconnues principales).

Pour calculer ces inconnues, on discrétise le champ de vitesse de déplacement élément par élément (une champ réel et u^* e champ virtuel sur l'élément e).

$$\dot{u}_e = H_e \cdot \dot{U}$$

$$\dot{u}_e^{\square} = H_e \cdot \dot{U}^{\square}$$

Avec :

- ✓ H_e : matrice locale d'interpolation.
- ✓ $\dot{U}, \dot{U}^{\square}$: vitesse de déplacement nodal réelle (respectivement virtuelle).

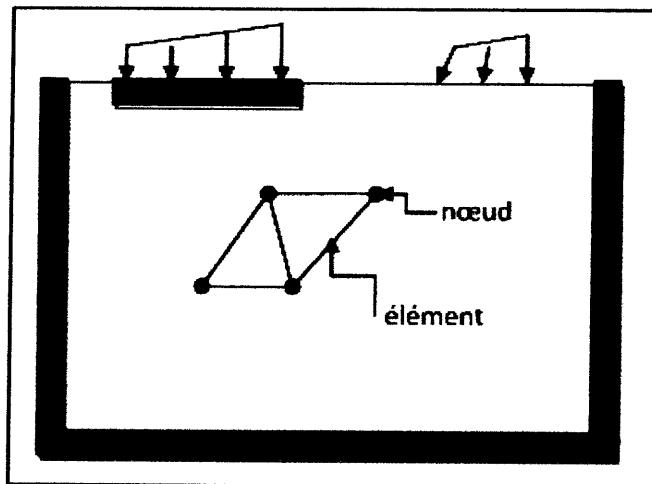


Figure III.2 : le domaine discrétisé

Ceci permet d'accéder au champ de vitesse de déformation ($\dot{\epsilon}_e$ champ réel et $\dot{\epsilon}_e^{\square}$ champ virtuel sur l'élément e).

$$\dot{\epsilon}_e = B_e \times \dot{U}$$

$$\dot{\epsilon}_e^{\square} = B_e \cdot \dot{U}^{\square}$$

Avec : B_e matrice locale de dérivation.

Moyennant une hypothèse sur la taille de l'étape de chargement, on peut substituer à \dot{U} son expression approchée en différence finies :

$$(U_n - U_{n-1})/\Delta t_n$$

Avec :

- ✓ U_n : champ de déplacement nodal en fin d'étape n (inconnu).
- ✓ U_{n-1} : champ de déplacement nodal en fin d'étape n-1 (connu).
- ✓ Δt_n : intervalle de temps correspondant à l'étape de chargement n.

Soit D_e la matrice traduisant la loi de comportement locale (non linéaire) au sein de

L'élément e : $\dot{\sigma}_e = D_e \times \dot{\epsilon}_e$

Le principe des puissances virtuelles conduit à l'équation matricielle correspondant au problème discrétisé (approché) :

$$\sum_e \int_e {}^T B_e \int_{\Delta t_n} D_e \dot{\epsilon}_e dt d\Omega = \sum_e \int_{e \in \Gamma_\sigma} {}^T H_e (f_n - f_{n-1}) d\Omega + \sum_e \int_{e \in \Gamma_\sigma} {}^T H_e (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) d\Gamma$$

Le second membre de l'équation matricielle précédente représente la variation des forces nodales équivalentes aux forces externes (en accord avec l'interpolation choisi).

Soit pour l'étape n :

$$F_n - F_{n-1} = \sum_e \int_{e \in \Gamma_\sigma} {}^T H_e (f_n - f_{n-1}) d\Omega + \sum_e \int_{e \in \Gamma_\sigma} {}^T H_e (\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) d\Gamma$$

Compte tenu de l'expression approchée précédente de \dot{U} , l'équation devient :

$$\sum_e \int_e {}^T B_e \int_{\Delta t_n} D_e \dot{\epsilon}_e dt d\Omega \cdot (U_n - U_{n-1})/\Delta t_n = F_n - F_{n-1}$$

On utilise une élasticité auxiliaire du matériau (son élasticité réelle dans le cas d'une loi élasto-plastique), telle que :

$$\sigma_e^0 = D_e^0 \times \epsilon_e^0$$

Ceci permet finalement de présenter le problème sous forme d'un système algébrique non linéaire dont $(U_n - U_{n-1})$ et le second membre, lui-même dépendant de $(U_n - U_{n-1})$ sont inconnus :

$$[\sum_e \int_e {}^T B_e D_e B_e dt d\Omega] (U_n - U_{n-1}) =$$

$$(F_n - F_{n-1}) + \sum_e \int_e {}^T B_e (\sigma_{en}^0 - \sigma_{en-1}^0) d\Omega + \sum_e \int_e {}^T B_e (\sigma_{en} - \sigma_{en-1}) d\Omega$$

$k^0 - k^0 = \sum_e \int_e B_e^T D_e B_e d\Omega$ Est la matrice de rigidité élastique auxiliaire du système.

$L_n^0 - L_{n-1}^0 = \sum_e \int_e B_e^T (\sigma_{en}^0 - \sigma_{en-1}^0) d\Omega$ Constitue la variation, sur l'étape n, des forces nodales internes liées au pseudo élasticité évoquée précédemment.

$L_n - L_{n-1} = \sum_e \int_e B_e^T (\sigma_{en} - \sigma_{en-1})$ est la variation, au cours de l'étape n, des forces nodales équivalentes liées aux contraintes réelles.

L'équilibre du modèle approché est maintenant résumé de manière compacte par :

$$k^0(U_n - U_{n-1}) = (F_n - F_{n-1}) + (L_n^0 - L_{n-1}^0) + (L_n - L_{n-1})$$

Comme il existe toujours des inconnues dans les deux membres de ce système algébrique non linéaire, sa résolution est conduite de manière itérative, i étant le numéro de l'itération (dite d'équilibre, car elle vise à assurer l'équilibre du modèle compte tenu du comportement local), on résout alors la suite de systèmes algébrique linéaires :

$$K^0(U_n - U_{n-1})^i = (F_n - F_{n-1}) + (L_n^0 - L_{n-1}^0)^{i-1} + (L_n - L_{n-1})^{i-1}$$

Ou mieux :

$$K^0(U_n^i - U_{n-1}^i) = (F_n - F_{n-1}) + (L_n - L_{n-1})^{i-1}$$

L'indice supérieur / désigne le numéro d'itération d'équilibre, on voit bien sûr que :

$$\|U_n^i - U_{n-1}^i\| \rightarrow 0$$

Lorsqu'on approche de l'équilibre, ou, ce qui revient au même, les forces externes et internes s'équilibrent, ce qui se traduit par :

$$\|(F_n - F_{n-1}) + (L_n - L_{n-1})^{i-1}\| \rightarrow 0$$

Dès que ce processus a convergé, on obtient toutes les inconnues à la fois, à savoir :

$$(U_n^i - U_{n-1}^{i-1}) \text{ et } (\sigma_{en} - \sigma_{en-1})$$

Il s'agit ici d'un problème formulé en contraintes totales. Si l'on désire traiter la consolidation ou un écoulement de fluide interstitiel, d'autres variables (pression interstitielle, vitesse débitante, perméabilité,...) sont à ajouter aux précédentes, et le bilan de masse doit être écrit, cette formulation est classique. On utilise en général, une méthode directe classique de résolution de systèmes algébriques linéaires (Gauss par

exemple) ; il peut arriver qu'on doive faire appel à des méthodes plus performantes lorsqu'on approche des charges limites (Ricks, Longueur d'arc) ; le chargement est alors lui-même adapté afin d'évaluer au mieux la charge limite.

Un algorithme non linéaire peut diverger, pour éviter ce désagrément, et ne pas perdre le pas de calcul en cours, il convient d'appliquer des étapes de chargement de taille judicieusement choisie, ni trop grandes (divergence), ni trop petites (temps de calcul pénalisant).

Ces développements constituent les bases physiques et numériques de la méthode des éléments finis. Mais cette méthode doit être replacée dans son cadre global de conception spécialisée en géotechnique. L'outil logiciel doit être assez souple pour s'adapter aux aléas de la démarche, au niveau technique de l'opérateur et son besoin d'aide en ligne.

III.3 Le code d'éléments finis Plaxis 2D v8.6 :

III.3.1 Présentation

Le code Plaxis de la société Plaxis B.V. est un logiciel couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériciens de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents comme la méthode de longueur d'arc. Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel.

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle nécessite, pour la détermination des paramètres, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu des codes sont actuellement opérationnels. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments

finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable, en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écoulement ou spécifiques aux sols mous, etc.

III.3.2 Les modèles de comportement des sols dans le code d'élément finis Plaxis:

III.3.2.1 Introduction :

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle demande pour la détermination des paramètres des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes d'éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code élément finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant

de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implantés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèle de sol avec écoulement ou spécifiques aux sols mous, etc....

III.3.2.2 Contrainte totales, effectives et pressions interstitielles:

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette : il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est conséquence du non variation de volume ; celle-ci est elle-même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sus des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles : en fait, celles-ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\sigma_w = \frac{K_w}{n} \varepsilon_v$$

Où σ_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et ε_v la déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassement et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simple et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.

III.3.2.3 Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique utilisé dans le 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 des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de 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 défini (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 :

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

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

III.3.2.4 Le modèle Mohr-Coulomb :

Le modèle Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieure de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le

comportement est considéré comme parfaitement plastique. Dans l'espace de contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_i - \sigma_j| - (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi - 2C \cos \varphi = 0$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes extrême ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1^{er} invariant des contraintes) comme illustré figure III-3.

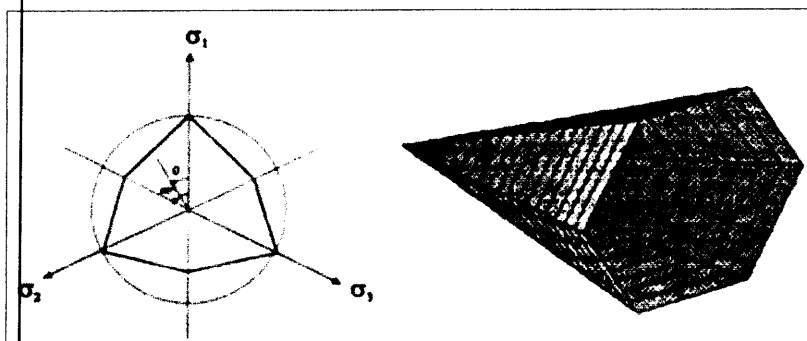


Figure.III-3 : Surface de rupture du modèle de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales pour un sol sans cohésion.

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

- ✓ Deux paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν .
- ✓ Deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion C et l'angle de frottement φ .
- ✓ Un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance ψ

➤ **Le module de Young E :**

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du Déviateur de rupture (fig.III-4).

L'utilisation doit rester consciente de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

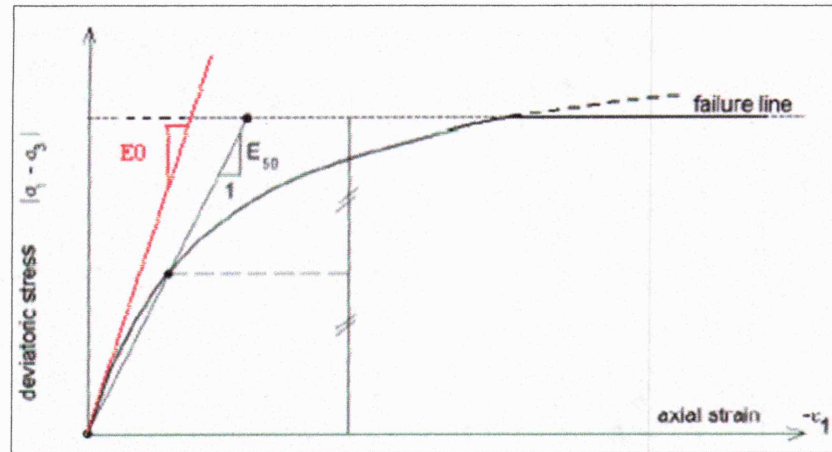


Figure.III-4 : Définition du module à 50% de la rupture.

➤ **Le coefficient de poisson :**

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure de K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans cette valeur soit utilisable.

➤ **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 45° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

➤ **La cohésion :**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement flottants, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur a été choisi dans les problèmes (typiquement en KPa).

➤ **L'angle de dilatance :**

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

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour} \quad \varphi > 30^\circ$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{Pour} \varphi < 30^\circ$$

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

III.3.2.5 Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model H.S.M) :

Une loi de comportement élastoplastique avec écouissage telle que le modèle HSM permet de mieux tenir compte des déformations irréversibles qu'on observe dans le sol même loin de la rupture. Ce concept est dérivé du comportement des métaux écrouis (hardened) dont le niveau de plasticité augmente avec l'intensité des déformations plastiques subies.

Le modèle HSM est un modèle élastoplastique avec écouissage isotrope dépendant de la déformation plastique déviatoire (écrouissage en cisaillement) et de la déformation volumique (écrouissage en compression). Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables, des graves mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

L'implémentation de ce modèle dans le code de calcul Plaxis est présentée par Schanz et al. Précisons toutefois que le modèle Hardening Soil est un modèle constitutif de sol avancé basé sur le modèle de Duncan & Chang mais modifié pour tenir compte de plasticité du sol. Les plastifications peuvent être de deux natures : liées au

cisaillement ou à la compression. Ces deux mécanismes plastiques ferment l'espace des contraintes du domaine élastique comme le montre la figure III-5 dans le plan des contraintes (p, q) et dans le plan des contraintes principales. La fonction de plasticité du modèle HSM correspond à la pyramide de Mohr-Coulomb fermée. La zone de comportement élastique est la zone à l'intérieur de la pyramide. Sa taille n'est pas fixe, elle varie avec l'augmentation de la contrainte isotrope. De cette manière, le sol est caractérisé par une compressibilité élevée durant la phase de chargement, les déformations plastiques s'ajoutent aux déformations élastiques, alors que pendant la phase de déchargement la compressibilité est plus faible, il y a uniquement des déformations élastiques. Cette présentation est inhérente au concept de sur consolidation. En effet, en conditions œdométrique de chargement, pour des valeurs de contraintes verticales inférieures à la valeur maximal jamais supportée auparavant, le comportement du sol est élastique. Au contraire, lorsque le sol est normalement consolidé, c'est-à-dire lorsque la contrainte verticale en cours est égale à la contrainte maximale jamais supportée, des déformations permanentes se développent et la zone élastique s'élargit en déplaçant le niveau de plasticité.

La déformation axiale et le déviateur des contraintes sont reliés dans le Modèle Hardening Soil par une fonction hyperbolique comme représente la figure III-6. La rigidité de cisaillement est utilisée pour modéliser des déformations irréversibles dues au chargement déviatorique primaire. La rigidité en compression est utilisée pour modéliser les déformations plastiques irréversibles dues aux compressions primaires œdométriques et isotropes respectivement. La surface de rupture déviatoire est donnée par le modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle HSM nécessite donc principalement les huit paramètres suivant, qui comme pour le modèle de Mohr-Coulomb sont identifiables à partir d'essai œdométriques ou triaxiaux comme illustré figures III-5, III-6 et III-7 :

- ✓ Un module de déformation plastique déviatoire, pour une pression de référence E_{50}^{ref} .
- ✓ Un module de déformation plastique en compression œdométrique, E_{oed}^{ref} pour une pression de référence p_{ref}
- ✓ Un module et un coefficient de Poisson en décharge-recharge élastique, E_{ur}^{ref} et ν_{ur} , pour une pression de référence p_{ref} .

- ✓ Un facteur m permettant de relier contrainte et déformation selon une loi puissance.
- ✓ Trois paramètres de Mohr-Coulomb, la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ

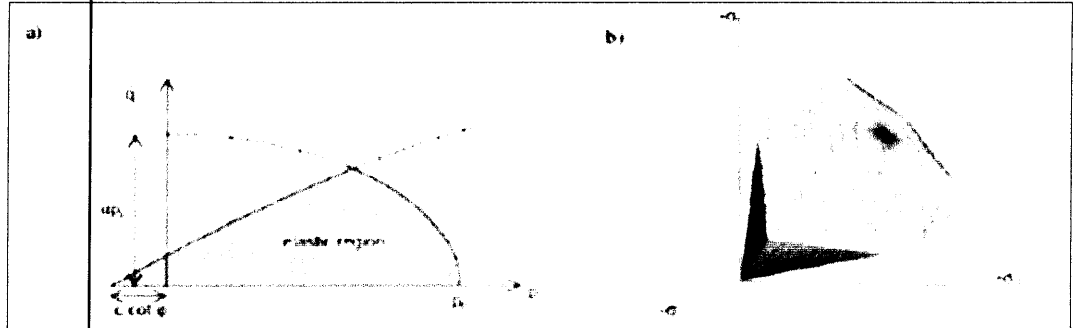


Figure.III-5 : (a) - Surface de limite élastique du modèle HSM dans le plans (p,q) et (b) dans l'espace des contraintes principales.

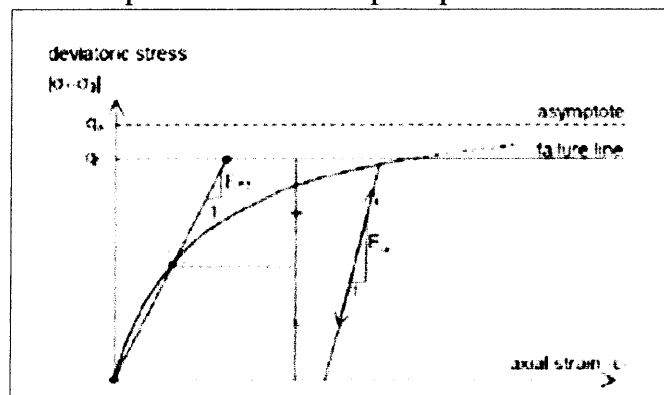


Figure.III-6 : Représentation de la relation hyperbolique gérant l'écrouissage du modèle HSM.

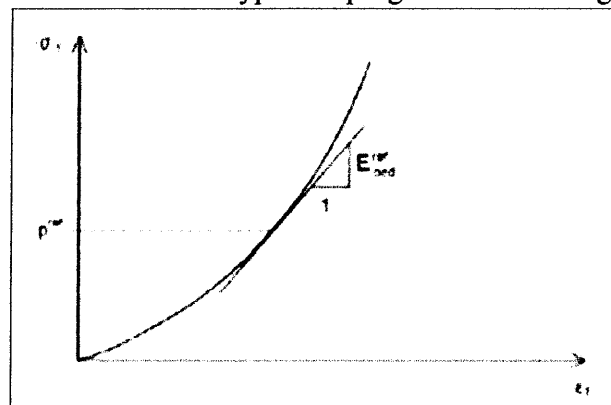


Figure.III-7 : Définition du paramètre E_{oed}^{ref} à partir des résultats d'un essai œdométrique

D'un point de vue qualitatif, ce type de modèle basé sur la théorie de la plasticité avec écrouissage est capable de prendre en compte les aspects majeurs du comportement du sol et de reproduire avec suffisamment de précision l'évolution observée lors d'essais expérimentaux. Il peut alors être considéré comme une approximation au deuxième ordre du comportement réel d'un sol.

III.3.2.6 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model S.S.M)

Ce modèle (en abrégé SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield & al.. 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.

- **Paramètres de compressibilité:**

Les deux paramètres C_e et C_d décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et c_s en γ et k . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai œdométrique).

On utilise alors γ^* et k^* , apparaît dans les expressions du tableau III-1. Dans ce cas, l'indice des vides est variable, Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Relation avec l'indice de vides	(1) $\lambda = \frac{1}{1+e}$	(2) $K = \frac{K}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollandais »	(3) $\gamma = \frac{1}{c_p}$	(4) $K = \left(\frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \right) \left(\frac{3}{c_p} \right)$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\gamma = \frac{c_c}{2.3(1+e)}$	(6) $K = 1.3 \left(\frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \right) \left(\frac{c_c}{1+e} \right)$

Tableau. III-1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement γ'

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.

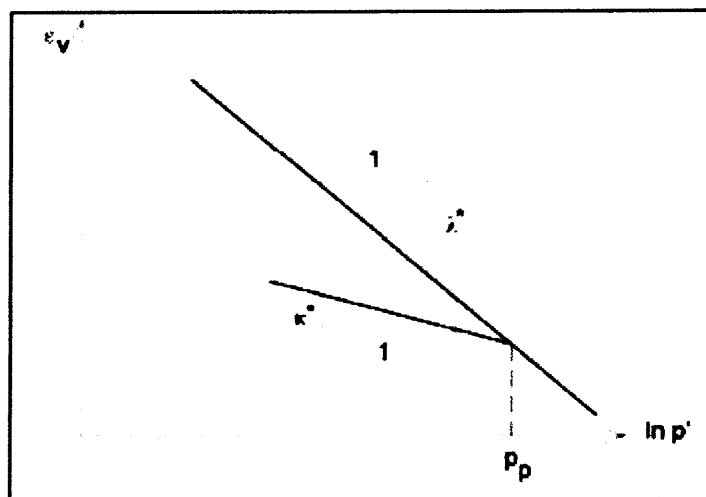


Figure. III-8 : Représentations de l'essai œdométrique

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de

La contrainte axiale.

- **Cohésion:**

Une cohésion effective peut être introduite dans le SSM. Elle peut être nulle.

- **Paramètre de frottement:**

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

- **Paramètre de dilatance:**

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible.

▪ **Paramètre de contrainte K_0 :**

Avant de définir le paramètre K_0 , il est nécessaire de déterminer le paramètre M qui représente la pente de ce qu'on appelle « critical state line ». Par défaut, M peut être calculé depuis la relation 5.

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_{cv}}$$

Où φ_{cv} est l'angle du frottement critique qui est égal à $\varphi + 0.1^\circ$.

Cette valeur de M est une valeur pratique calculée par défaut. D'ailleurs, Plaxis permet de calculer, une valeur approximative de qui correspond à la valeur de M calculée à partir de l'équation 5. En générale, la valeur de calculée par le programme est supérieure à celle calculée par la formule de Jaky ($K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$). Sinon, on pourrait rentrer une valeur de K_0^{nc} pour calculer la valeur de M par la formule ci-dessous de Brinkgreve (1994) :

$$M = \sqrt[3]{\frac{(1 - K_0^{nc})}{(1 + 2K_0^{nc})} + \frac{(1 - K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})[\gamma^*/(k^* - 1)]}{[(1 + 2K_0^{nc})(1 - 2\nu_{ur})\gamma^*/K] - (1 - K_0^{nc})(1 + \nu_{ur})}}$$

$$M = 3.0 - 2.8K_0^{nc}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écrouissage dans le plan p-q.

▪ **Coefficient de Poisson:**

Dans les modèles Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge œdométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales.

Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta \sigma_{xx}}{\Delta \sigma_{yy}}$$

- **Les surfaces de charges :**

La figure 3-9 fournit, dans le plan (p,q) une représentation des surfaces de charges et delà surface de plasticité. Les surfaces de charge sont des ellipses avec écoulement associé (incrément de déformation normal à l'ellipse) tandis que pour la rupture, l'écoulement est non associé (c'est pourquoi il est nécessaire d'entrer un angle de dilatance, éventuellement 0, ce qui correspond à l'écoulement plastique à volume constant).

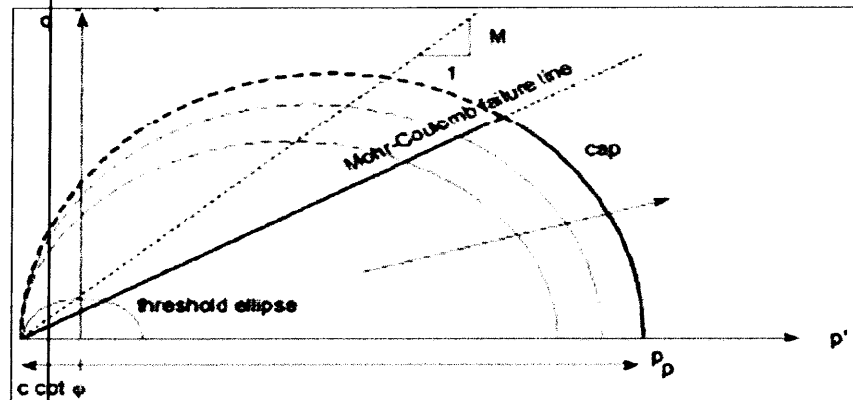


Figure.III-9 : Surfaces de charge elliptiques.

- **Prise en compte de la sur-consolidation:**

Plaxis calcule la pression de pré-consolidation p_c à partir des données. Si un matériau est sur-consolidé, il est possible de prendre en compte le degré de sur-consolidation (OCR) ou le poids des terres de pré-consolidation (POP (Pre Overburden Pressure)).

III.3.2.7 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model S.S.C.M) :

Le SSM permet de prendre en compte l'écroutissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_u . Elle génère ce qui est appelé la quasi préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps (cf. Bjerrum, 1967).

▪ **Formulation unidimensionnelle :**

Buisman (1936) ont été probablement le premier à considérer l'essai de consolidation secondaire: il a proposé la relation suivante pour définir le comportement du fluage sous des contraintes effectives constantes.

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log \frac{t}{t_c} \text{ Pour } t > t_c$$

Où ε_c est la déformation en fin de consolidation, t le temps depuis le début du chargement, et t_c le temps à la fin de consolidation primaire, C_B est une constante du matériau.

La déformation de compression est positive comme classiquement en mécanique des sols. On réécrit alors, la relation précédente comme suit :

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log \frac{t_c + t'}{t_c} \text{ Pour } t' > 0.$$

Avec $t = t' - t_c$ étant le temps effectif du fluage.

Une autre possibilité pour définir la compression secondaire est la forme adoptée par Butterfield (1979).

$$\varepsilon = \varepsilon_c + C \ln \frac{\tau_c + t'}{\tau_c}$$

Pour définir τ_c , une procédure expérimentale peut être adoptée. Vermeer & al. (1979) utilisent l'équation précédente. En différenciant cette équation par rapport au temps, on obtient :

$$\varepsilon' = \frac{C}{\tau_c + t'} \text{ Où à l'inverse } \frac{1}{\varepsilon'} = \frac{\tau_c + t'}{C}$$

On peut alors utiliser la construction développée par Janbu (1969) pour évaluer les paramètres C et τ_c à partir des données expérimentales. Les deux méthodes de détermination, la traditionnelle et celle de Janbu sont représentées sur les figures (III-10 a et b), et peuvent être utilisées pour déterminer le paramètre C depuis un essai œdométrique à charge constante. La méthode de Janbu est attractive, car dans les axes $(\frac{1}{\varepsilon'}, t')$ la partie correspondant à la consolidation secondaire est linéaire: (l'intersection de

cette partie avec l'axe de temps donne ici la pente est $1/C$ (figure III- 10b). La déviation d'une relation linéaire pour $t < t_c$ est due à la consolidation.

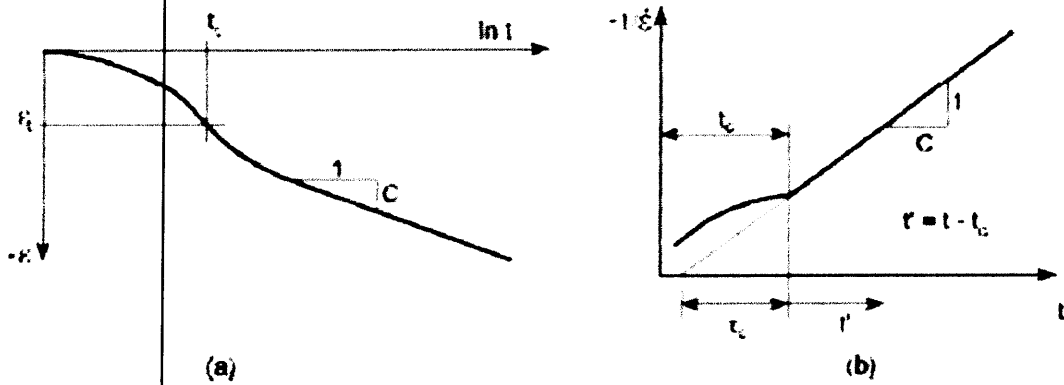


Figure.III-10 : La consolidation et le comportement du fluage dans un essai œdométrique standard.

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan p, q en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope (voir fig.III-11).

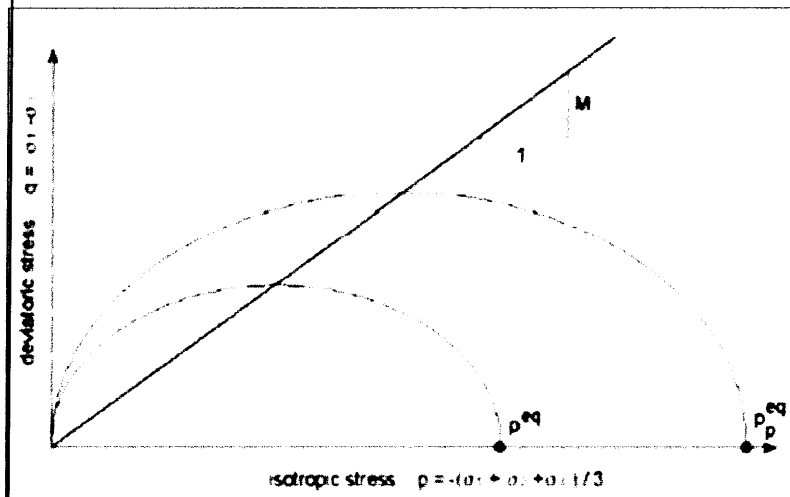


Figure. III-11: Diagramme de p^{eq} dans le plans p, q . Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}}$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\left(\frac{1 + 2K_0^{nc}}{3} \right) + \left(\frac{3(1 + 2K_0^{nc})^2}{M^2(1 + 2K_0^{nc})} \right) \right]$$

▪ **Les paramètres du SSCM :**

- ✓ Trois paramètres de Mohr-Coulomb, la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance Ψ .
- ✓ Trois paramètres de consolidation, l'indice de gonflement γ^* l'indice de compression k^* et l'indice de fluage μ^* ;

$$\mu^* = \frac{C_{av}}{2,3 (1 + e)}$$

- ✓ Trois paramètres avancés, le coefficient de Poisson en charge décharge ν_{ur} (par défaut), le coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé K_0^{nc} et la pente de la ligne de l'état critique M .

III.3.2.8 Lois de Cam – Clay modifiée

Les modèles de Cam-Clay sont des modèles élastoplastiques avec écrouissage. Le modèle de Cam-Clay modifié, qu'on utilisera, est décrit à partir des principales hypothèses suivantes :

- le sol est isotrope, l'élasticité est non linéaire, l'isotropie est conservée lors de l'écrouissage.

Les surfaces de charge, notées ici surface d'état limite CEL, déterminées par un paramètre d'écrouissage p'_0 sont des ellipses.

L'équation de l'ellipse dans p' , q est pour une consolidation p'_0 :

$$q^2 = M^2 p' (p'_0 - p')$$

La droite d'état critique LEC recoupe donc l'ellipse CEL au point $p' = p'_0/2$, $q = M p'_0/2$.

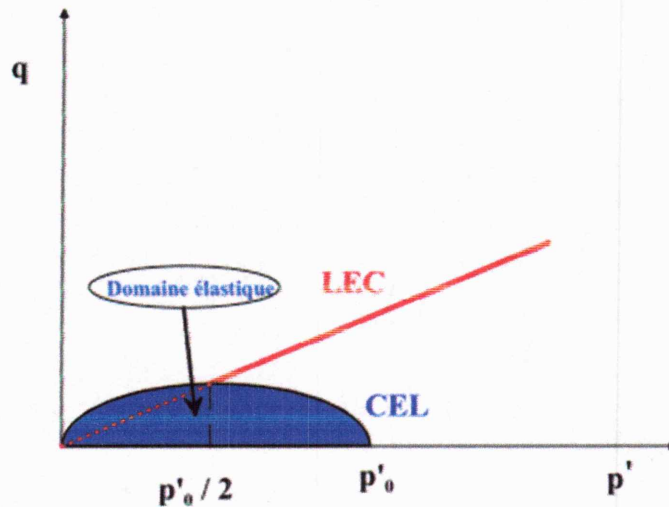


Figure. III.12 Surface de charge du modèle de Cam-Clay modifié pour une pression de consolidation p'_0

En conclusion, le modèle CAM-CLAY modifié est basé sur cinq Paramètres

ν_{ur} : Le coefficient de Poisson

K : indice de gonflement CAM-CLAY

λ : Indice de compression CAM-CLAY

M : pente de l'état critique.

e_{init} : indice initial des vides.

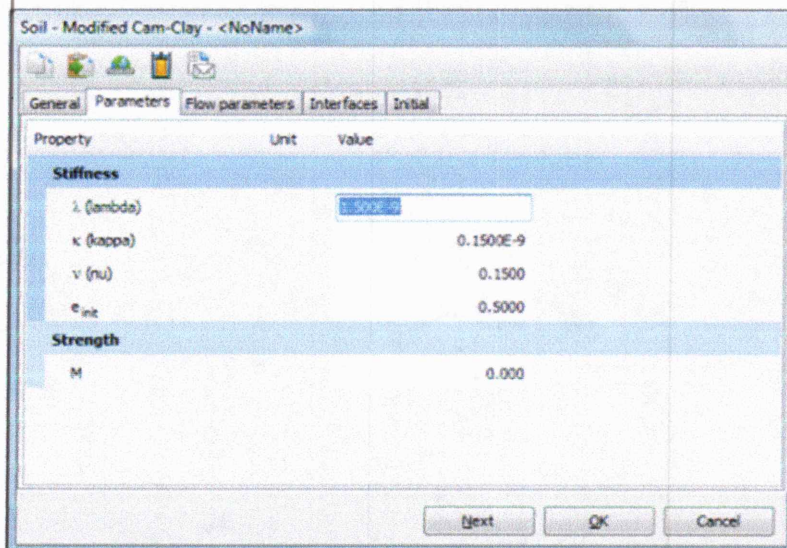



Figure III.13 Paramètres de modèle Cam-Clay modifié

III.4L'interface sol-pieu dans le code Plaxis 2D 8.6

III.4.1 Définition

 Une "épaisseur virtuelle" est assignée à chaque interface. C'est une dimension fictive utilisée pour définir les caractéristiques du matériau affectées à l'interface. Plus l'épaisseur virtuelle est importante et plus les déformations élastiques générées sont importantes. En général, les éléments d'interface sont supposés ne générer que de très petites déformations élastiques et donc l'épaisseur virtuelle devra être faible. D'autre part, si elle est trop faible, des erreurs numériques peuvent apparaître. L'épaisseur virtuelle est déterminée par le facteur d'épaisseur virtuelle (Virtual thickness factor) multiplié par la taille moyenne des éléments. Cette dernière est déterminée à partir de la densité globale d'éléments utilisée pour la génération du maillage. Cette valeur est également fournie par la fenêtre d'information générale (General information window) du programme Output. La valeur par défaut du facteur d'épaisseur virtuelle est 0,1. Elle peut être modifiée en double-cliquant sur la ligne géométrique et en sélectionnant l'interface dans la boîte de dialogue. En général, cette valeur ne doit être modifiée qu'avec circonspection. Cependant, si des éléments d'interface sont sujets à des contraintes très importantes.

La création d'une interface est similaire à celle d'une ligne géométrique. L'interface apparaît sous la forme d'un trait pointillé sur la droite de la ligne géométrique (en fonction de la direction du dessin) pour indiquer de quel côté de la ligne géométrique auront lieu les interactions avec le sol. Le côté où l'interface apparaîtra est aussi indiqué par la flèche du pointeur orientée dans la direction du dessin. Pour placer une interface de l'autre côté, il faut la dessiner dans la direction opposée. Notez que des interfaces peuvent être placées des deux côtés d'une ligne géométrique. Cela permet une interaction totale entre les éléments de structure (écrans, plaques, géogrilles, etc...) et le sol avoisinant. Pour distinguer les deux interfaces possibles de part et d'autre d'une ligne géométrique, celles-ci sont identifiées par un signe (+) ou un signe (-). Ce signe ne correspond qu'à cette identification ; il n'a pas de signification physique et n'a aucune influence sur les résultats. Les interfaces peuvent être effacées en les sélectionnant puis en appuyant sur la touche Suppr du clavier.

Un exemple d'application des interfaces est la modélisation de l'interaction entre une palplanche et le sol. Dans un cas intermédiaire entre parfaitement lisse, et parfaitement rugueux. Dans ce cas, les interfaces sont placées des deux côtés de la

palplanche. La rugosité de l'interface est modélisée par le choix d'une valeur convenable du facteur de réduction des efforts à l'interface (Rinkl). Ce facteur relie les caractéristiques de l'interface (frottement de la paroi et adhérence) aux caractéristiques du sol (angle de frottement et cohésion). Au lieu de définir R, n'cr directement comme une propriété de l'interface, l'utilisateur est amené à spécifier ce paramètre en même temps que les paramètres de résistance du sol. Pour des informations plus détaillées sur les propriétés des interfaces.

Les interfaces peuvent être activées et désactivées lors des phases de calcul en utilisant une construction par étapes (Staged construction).

III.4.2 Différent types

Les interfaces sont composées d'éléments d'interface. La figure 3.11 montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments de sol. Dans le cas d'éléments de sol à 15 nœuds, les éléments d'interface correspondants sont définis par cinq paires de nœuds, alors que pour les éléments de sols à 6 nœuds, les éléments d'interface sont définis par trois paires de nœuds. Sur la figure, les éléments d'interface sont représentés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface a une « épaisseur virtuelle » qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour définir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (Virtual thickness factor) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée à partir de la précision du maillage à deux dimensions. La valeur par défaut de Virtual thickness factor est de 0,1. Cette valeur peut être modifiée en double cliquant sur la ligne géométrique et en sélectionnant l'interface dans la boîte de dialogue. Toutefois, cette valeur ne doit être modifiée qu'avec circonspection.

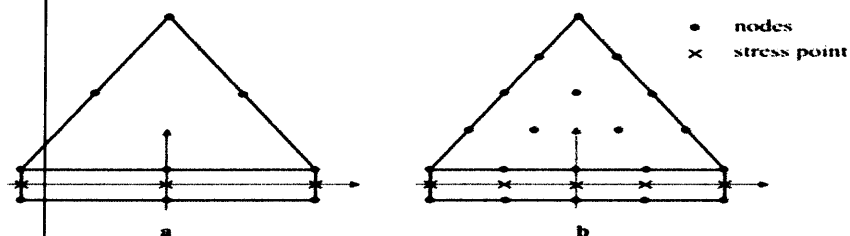


Figure III.14 Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol.

La matrice de rigidité pour les éléments d'interface est obtenue au moyen de l'intégration de Newton-Cotes. La position des points de contrainte de Newton-Cotes coïncide avec les paires de nœuds. Par conséquent, cinq points de contrainte sont utilisés pour un élément d'interface à 10 nœuds alors que trois points de contrainte sont utilisés pour un élément d'interface à 6 nœuds.

III.5 Conclusion :

Ce rapide tour d'horizon des certains modèles utilisés dans le plaxis montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique où avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. L'utilisation doit se concentrer sur deux choix:

- l'un est inhérent à la géotechnique en général
- L'autre concerne la simulation numérique

Chapitre IV

**Modélisation
numérique d'un
model sol-pieu à
proximité d'un talus**

IV.1 Introduction :

Le but de ce chapitre est de modéliser un pieu à proximité d'un talus ; pour faire une comparaison de notre modèle avec le modèle de Massamba & al 2004 et le modèle réel pour valider les hypothèses théoriques. On a pris les mêmes paramètres que Massamba & al les ont utilisés (2004), lui-même les inspirés de l'expérience de Mezazigh & al (1995). Dans cette étude, on choisit d'utiliser une modélisation numérique en éléments finis d'un pieu. Ces essais effectués par Massamba & al (2004). C'est un pieu fiché sur 12m dans le sol et de diamètre 0.4m. Le calcul numérique a été développé à l'aide du logiciel Plaxis 2D, donc nous avons fait une étude générale d'interaction pieu-sol à proximité d'un talus pour des différents facteurs :

- L'interaction entre le sol et le pieu
- Paramètre géotechnique (c et ϕ)
- Diamètre du pieu
- La pente du talus
- Le rapport d'élancement

IV.2. Description du modèle de calcul numérique :

C'est un pieu fiché sur 12 m dans le sol, de diamètre 0.4 m, correspond une pente de talus égale 2/3. Les principales caractéristiques mécaniques du pieu sont rassemblées dans le tableau IV.2. Celles correspondant au massif de sol sont données dans le tableau IV.1. Comme montré dans la figure IV.2.

Dans cette étude, la masse du sol est modélisée par un maillage en éléments triangulaires à 15 nœuds comme montré sur la figure IV.1. Ce dernier est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, quoique les calculs et la manipulation soient donc un peu ralentis.

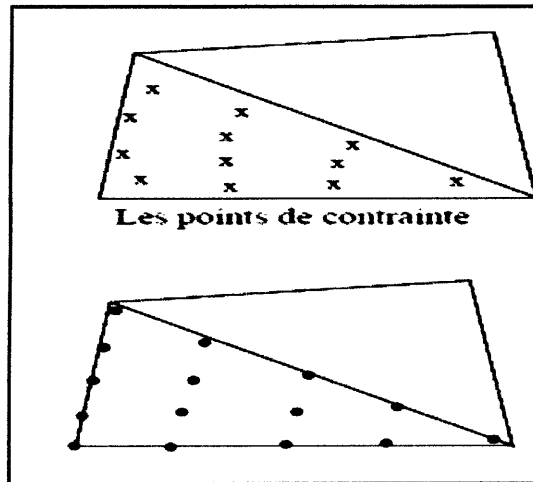


Figure IV.1: L'élément triangulaire de 15 nœuds.

Une modélisation en déformation plane a été souvent utilisée pour étudier l'interaction entre pieu et sol.

IV.2.1. Géométrie du modèle :

La géométrie du modèle étudié est représenté sur la figure IV.2 ; La hauteur du talus $H=12\text{m}$, avec une pente égale $2/3$.

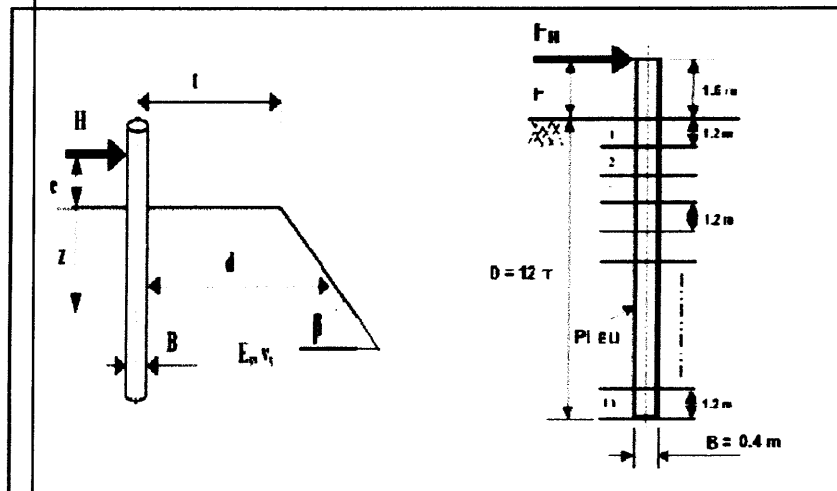


Figure IV.2: modèle étudié par Massamba & al. (2004)

IV.3 Conception du modèle élément finis .

IV.3.1 Paramètre du sol et du pieu :

On utilise les mêmes paramètres utilisés Dans la modélisation de Massamba & al(2004)

a. Paramètre de sol :

Les propriétés de sol sont résumées dans le tableau aux dessous (Tab IV.1)

Tableau IV.1: Propriétés de sol

Paramètre	Sol	Unité
Matériau modèle	Elastique linéaire	-
Matériau type	Drainé	-
Poids volumique γ	15,390	Kn /m ³
Coefficient de poisson ν	0,330	-
Module de Young E	25000	Kn /m ²

b. Paramètre du pieu

Les propriétés de pieu sont résumées dans le tab VI.2

Tableau IV. 2: Propriétés du pieu

Paramètre			Unité
Type de comportement	-	elastoplastique	-
Rigidité normale	EA	3,536*10 ⁷	Kn/m
Rigidité de flexion	EI	4,736*10 ⁵	Kn/m
Épaisseur équivalent	d	0,401	M
Poids	W	78,00	Kn/m/m
Coefficient de poisson	ν	0,285	-

IV.3.2 Génération du maillage :

On règle la finesse du maillage (Global Coarseness) sur « coarse ». Le maillage se représenté sur la figure IV.3. Le modèle de référence se fait par des éléments de 15 nœuds. Le nombre des éléments est de 116 éléments et le nombre de nœud est de 1071 nœuds.

Pour les conditions aux limites ; les déplacements verticaux et horizontaux sont nul sur le modèle $U_x = U_y = 0$ selon l'axe x ; et $U_x = 0$ selon l'axe y, on utilise l'icône « standard fixitiés » pour fixer les conditions aux limites.

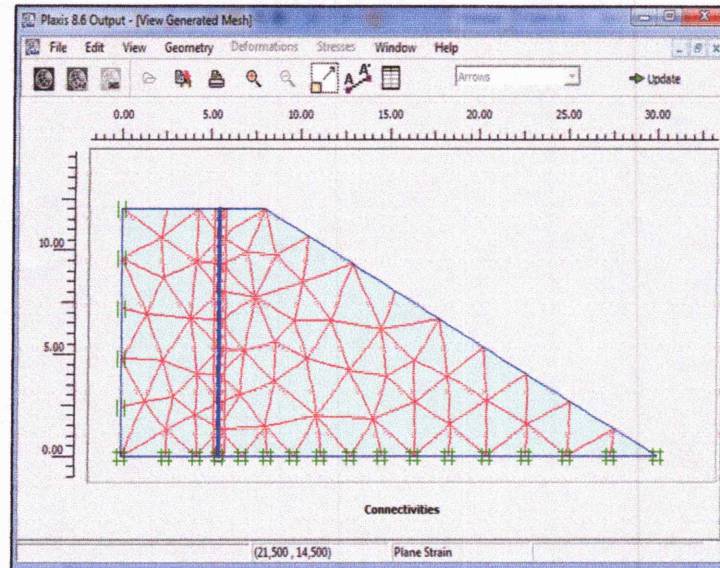


Figure IV.3: Maillage du modèle

IV.3.3 Phasage de calcul :

Dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et l'onglet paramètres, on prend l'option « construction par étapes », et on choisit le type de calcul plastique. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales.

Pour la deuxième phase jusqu'à la sixième phase on active les différents charges latérales ; Les incréments de charge latérale (141 kN, 130 kN, 213 kN, 216 kN, 283 kN et 366 kN) ont été appliquées à l'entête du pieu ; (voir la figure figIV.4).

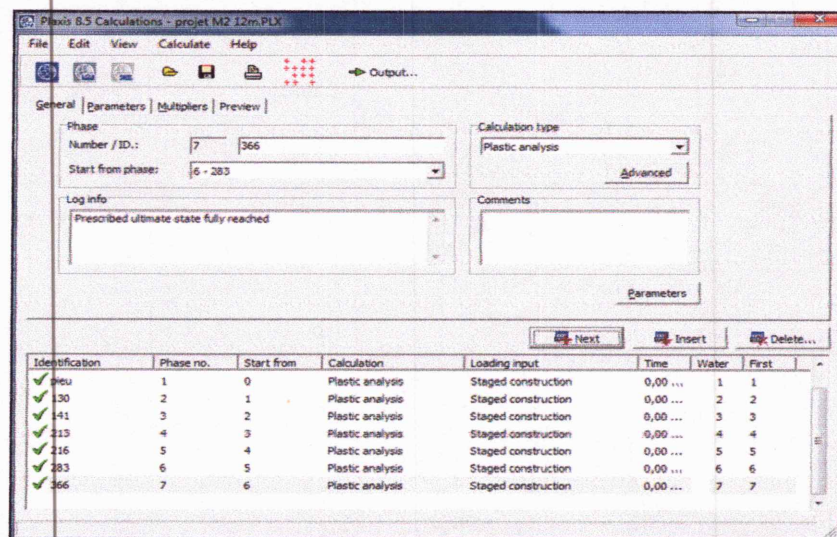


Figure IV. 4: Les phases du calcul par Plaxis.

IV.3.4 Comparaison du modèle numérique

Dans le tableau ci-dessous (Tab IV.3), nous avons présenté les différents résultats obtenus par : Massamba & al. (2004) plus le code Plaxis et les résultats obtenus avec des essais de vrais grandeurs de Mezazigh (1995).

Tableau IV .3: écart observés entre les valeurs de Massamba &al (2004) et plais

Les charges	Déflexion (mm)			Ecart (%)	
	MASSAMBA	PLAXIS	MEZAZIGH	MASSAMBA	PLAIS
130 kn	5,85	7,24	12,15	51.9%	40%
141 kn	6,32	7,85	11,85	46.7%	33%
213 kn	9,54	11,86	19,43	50.9%	38%
216 kn	9,68	12,03	20,35	52.4%	40%
283 kn	12,70	15,76	29,29	56.6%	46%
366 kn	16,40	20,39	40,69	59.7%	49%

La moyenne d'écart de Massamba est 53,03%, et l'écart de notre modélisation est de 41% ; donc les erreurs de notre modélisation par logiciel plaxis en 2D et moins que les erreurs de Massamba & al(2004) qui utilisé logiciel de Diana-Delft en 3D.

La figure IV.5 représente l'écart des erreurs de la modélisation de Massamba & al (2004) par Diana-Delft ; et notre modélisation par plaxis (voir figIV.5), par rapport aux essais de vrai grandeurs.

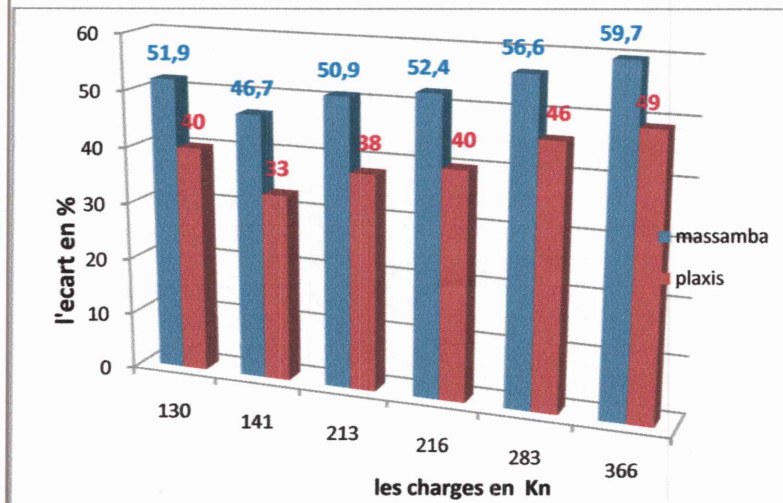


Figure IV.5: comparaison entre les résultats de déflexion « Diana –Delft et plaxis »

D'après la figure IV.5. On remarque que les résultats de notre logiciel (plaxis) est plus proche à la théorique de l'expérience. Donc notre travail est validé par rapport à

l'autre modélisation (par logiciel Diana-Delft), il y a une différence de 10% presque dans toutes les charges entre les deux modèles, cette différence due à :

- Massamba & al (2004) n'a été pas utilisé des éléments d'interface dans leurs modélisation numérique à l'aide du code d'élément fini Diana-Delft par contre notre code plaxis a des éléments d'interface entre le pieu et le sol.
- L'erreur entre les résultats des essais réels de Mezazigh (1995) et nos résultats numérique est due au coefficient de rigidité dans notre modèle le coefficient égale 1 qui ne reflète pas la réalité.

Par ces résultats on peut dire que notre modalisation est valide; donc on peut entamer une étude approfondie de l'interaction pieu-sol pour différents paramètres.

IV.4 Etude paramétrique

Pour les études paramétriques on a utilisé un autre modèle numérique.

IV.4.1 Description le modèle pour l'étude paramétrique

Pour les règles généraux on choisi

- élément de 15 nœuds pour le sol
- problème déformation plane puisque

IV.4.2 Géométrie du modèle

La géométrie du modèle étudié est représenté sur la figure IV.2 ; La hauteur du talus $H=12\text{m}$, avec une pente une fois égale $2/3$ (voir fig IV.6) et autre fois égale $1/2$ (voir fig IV7). Le talus étudié est constitué par un massif de sol.

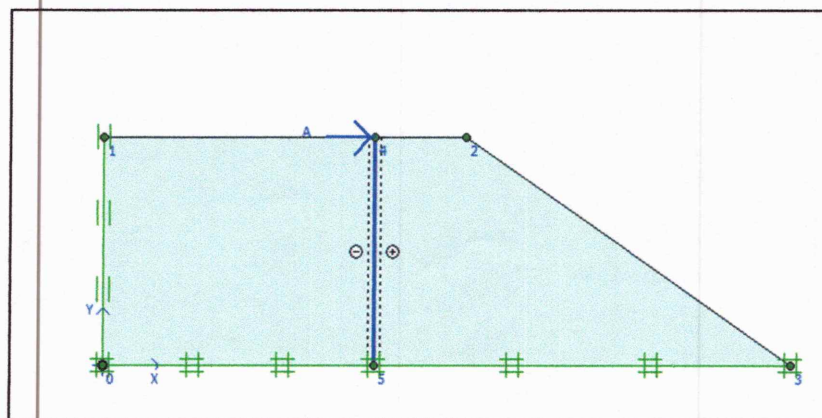


Figure IV.6: la géométrie du talus de 2/3

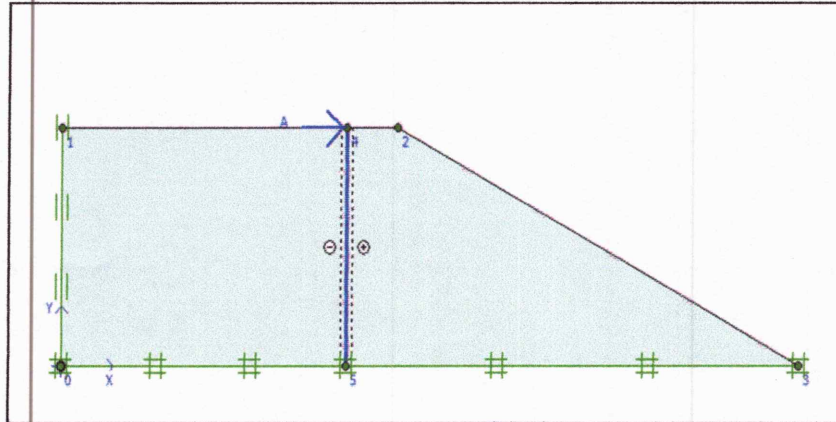


Figure IV.7: la géométrie du talus de 1/2

IV.4.3. Conception du modèle élément finis

IV.4.3.1 Paramètre du sol et du pieu :

Les paramètres du sol et du pieu sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

a- Les paramètres de sol

Les paramètres du sol sont résumés dans le tableau suivant (Tab IV.4).

Tableau IV.4: Propriétés de sol

Paramètre		Sol	unité
Matériel modèle		Mohr coulomb	-
Matériel type		Drainé	-
Poids volumique	γ_{sat}	20,00	Kn /m ³
	γ_{unsat}	18,00	Kn /m ³
Coefficient de poisson ν		0,37	
Module de Young E		23000	Kn /m ²
Perméabilité k_x et k_y		1,00	-
La cohésion c		1,00	Kn /m ²
L'angle de frottement φ		35,00	°
L'angle de dilatance ψ		5,00	°

b- Paramètre du pieu :

Les propriétés du pieu sont résumées dans le tab VI.5.

Tableau IV.5: Propriétés de pieu

Type de comportement	Matériau type	elastoplastique	Unité
Rigidité normale	EA	$3,536 \cdot 10^7$	Kn/m
Rigidité de flexion	EI	$4,736 \cdot 10^5$	Kn/m
Épaisseur équivalent	D	0,401	M
Poids	W	78	Kn/m/m
Coefficient de poisson	ν	0,285	-

IV.4.3.2. Génération du maillage :

On règle la finesse du maillage (Global Coarseness) sur « coarse ». Le maillage se représenté sur la figure (voir fig.IV.8). Le modèle de référence se fait par des éléments de 15 nœuds. Le nombre des éléments est de 130 éléments et le nombre de nœud est de 1183 nœuds pour le talus 2/3 et pour un talus de 1/2 on a 115 nombre des éléments et de 1057 nœuds.

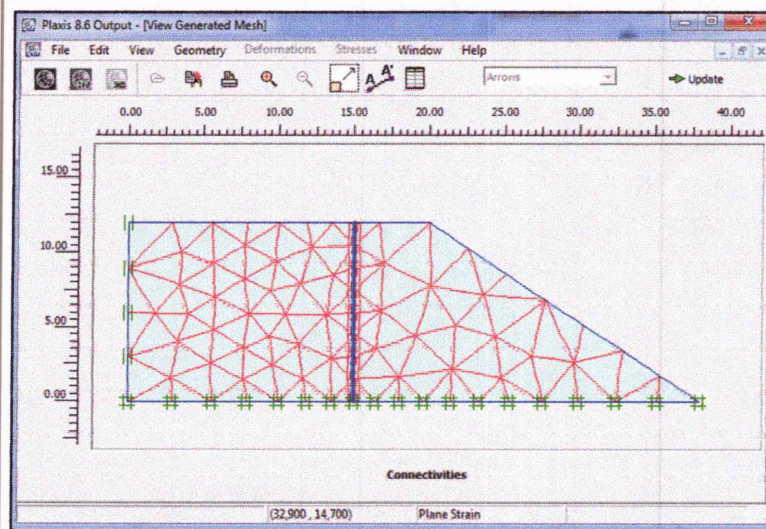


Figure IV.8: Maillage du modèle

IV.4.3.3. Phasage de calcul :

Dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et l'onglet paramètres, on prend l'option « construction par étapes », et on choisit le type de calcul plastique (voir figure IV.9).

Pour la deuxième phase jusqu'à la cinquième phase on active les différentes charges latérales ; Les incréments des charges latérale (50 kN, 100 kN, 150 kN, 200 kN) ont été appliquées à l'en-tête du pieu. Les résultats concernant les déflexions pour les deux pentes (1/2 et 2/3) ont été présentés sur la fig. IV.9.

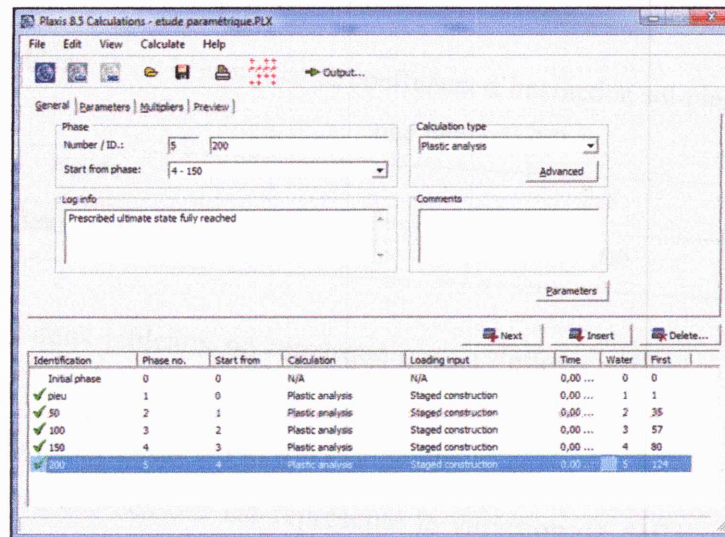


Figure IV. 9: Les phases de calcul de modèle

➤ **L'influence de coefficient d'interaction sol-pieu sur la déflexion du pieu**

On a fait le calcul pour les deux pentes 2/3 et 1/2 ; pour charge latérale égale à 200kn.

a. Pour une pente de 2/3

Le tableau suivant résumé les résultats de calcul pour trois valeur de rigidité (tab IV.6)

Tableau IV.6: L'influence de coefficient d'interaction sol-pieu sur déflexion pour une pente de 2/3

rigide	1	0,8	0,6
Déflexion en mm	37,67	38,42	40,63

b. pour une pente de 1/2

Le tableau ces après résumé résultats de calcul pour trois valeurs de rigidité (tab IV7).

Tableau IV.8 : valeur de déflexion de position de pieu dans un talus de pente 1/2 pour une charge de 200kn

distance	2B	4B	6B	8B	10B	12B	14B	16B
Déflexion (mm)	48,10	41,85	37,86	35,83	34,30	33,24	32,35	31,73

Tableau IV.9: l'écart de déflexion de position de pieu dans un talus de pente 1/2 pour une charge de 200kn

	2b-4b	4b-6b	6b-8b	8b-10b	10b-12b	12b-14b	14b-16b	16b-18b
L'écart (%)	12,99	9,53	5,28	4,27	3,09	2,68	1,92	-

La figure ces après représente l'écart de déflexion du pieu pour différent position du pieu (voir la fig.IV.11)

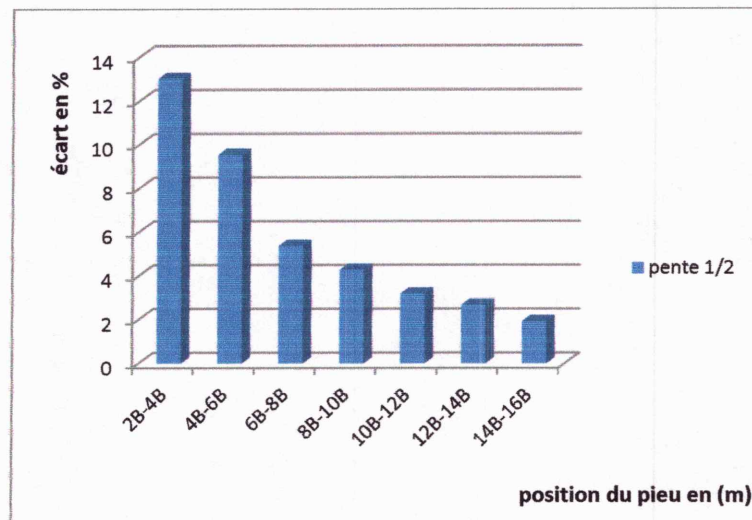


Figure IV.11: l'écart de déflexion pour différent position du pieu d'un talus de pente 1/2 pour; une charge de 200kn

Le graphe ci-dessus représente l'écart de déflexion diminue avec l'augmentation de la distance de position du pieu pour cette pente (1/2).

- Pour une pente de $\alpha = 2/3$ (pour une charge de 200kn) dans les tableaux ces dessous nous avons présenté les écarts dans les résultats pour les différentes positions du pieu par rapport au talus, avec pas de 2B (tab IV.10 et tab IV.11).

Tableau IV.10: valeurs de déflexion de position pieu d'un talus de pente 2/3 pour une charge de 200kn

distance	4b	6b	8b	10b	12b	14b	16b	18b
Déflexion mm	55,28	46,51	40,78	37,67	35,81	34,25	33,32	32,34

Tableau IV.11: l'écart de déflexion pour différent position du pieu pour une pente 2/3; pour une charge de 200 Kn

	2b-4b	4b-6b	6b-8b	8b-10b	10b-12b	12b-14b	14b-16b	16b-18b
écart	-	15,86	12,32	7,63	4,94	4,36	2,71	2,94

La figure ces après représente l'écart de déflexion du pieu pour différent position du pieu (voir la fig.IV.12).

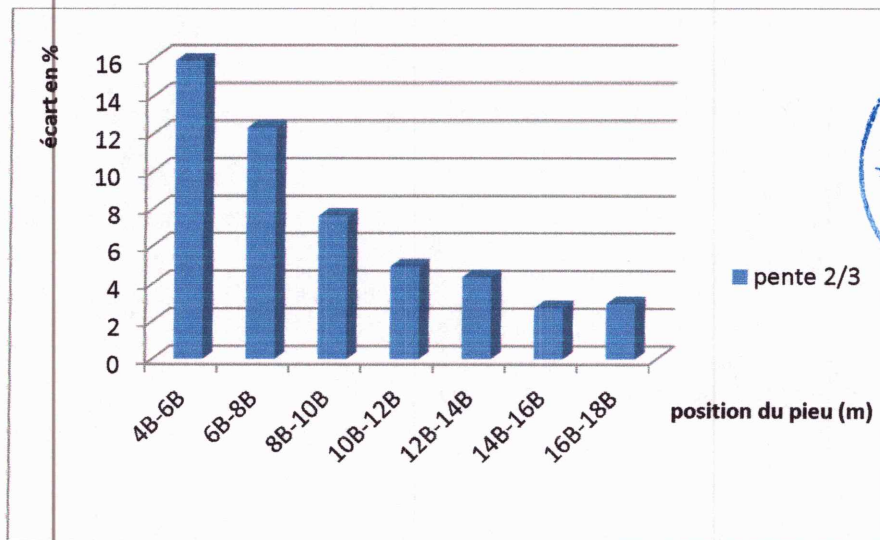


Figure IV.12: représente l'écart de position de pieu d'un talus de pente 2/3 pour une charge de 200kn.

Le graphe ci-dessus représente l'écart de déflexion diminue avec l'augmentation de la distance de position du pieu pour cette pente (2/3).

Dans les tableaux ces dessous nous avons présenté les écarts dans les résultats pour les différentes positions du pieu par rapport au talus (2/3, avec pas de 2B) avec différent charges avec une pas de 50kn (tab IV.12 et tab IV.13).

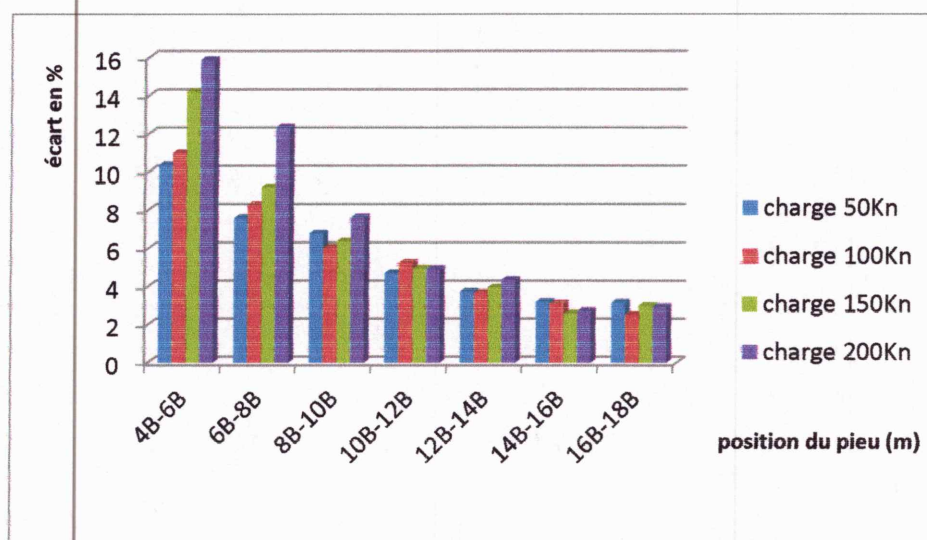
Tableau IV.12: déflexion pour différent position de pieu dans un talus de 2/3

position	4b	6b	8b	10b	12b	14b	16b	18B
charge								
50kn	10,13	9,08	8,39	7,82	7,45	7,17	6,94	6,72
100kn	22,01	19,59	17,97	16,88	15,99	15,40	14,92	14,54
150kn	36,77	31,55	28,65	26,82	25,49	24,48	23,84	23,12
200kn	55,28	46,51	40,78	37,67	35,81	34,25	33,32	32,34

Tableau IV.13: l'écart pour différent charge du talus 2/3

	4b-6b	6b-8b	8b-10b	10b-12b	12b-14b	14b-16b	16b-18b
50kn	10,36	7,6	6,79	4,73	3,75	3,21	3,17
100kn	10,99	8,27	6,06	5,27	3,69	3,12	2,55
150kn	14,20	9,19	6,39	4,96	3,96	2,61	3,02
200kn	15,86	12,32	7,63	4,94	4,36	2,72	2,94

La figure ces après représente l'écart de déflexion pour différent position du pieu et différent charges (voir fig.IV.13).

**Figure IV.13:** représente l'écart de déflexion pour différent charge de talus 2/3

Au vu de l'histogramme ci-haut, il parait que la déflexion est plus grande avec des positions proches à la crête du talus jusqu'à atteindre la position 10B, là où la déflexion devient très petites quel que soit la charge.

Dans les tableaux ces dessous nous avons présenté les écarts dans les résultats pour les différentes positions du pieu par rapport au talus (1/2, avec pas de 2B) avec différent charges avec une pas de 50kn. (tab IV.14 et tab IV.15).

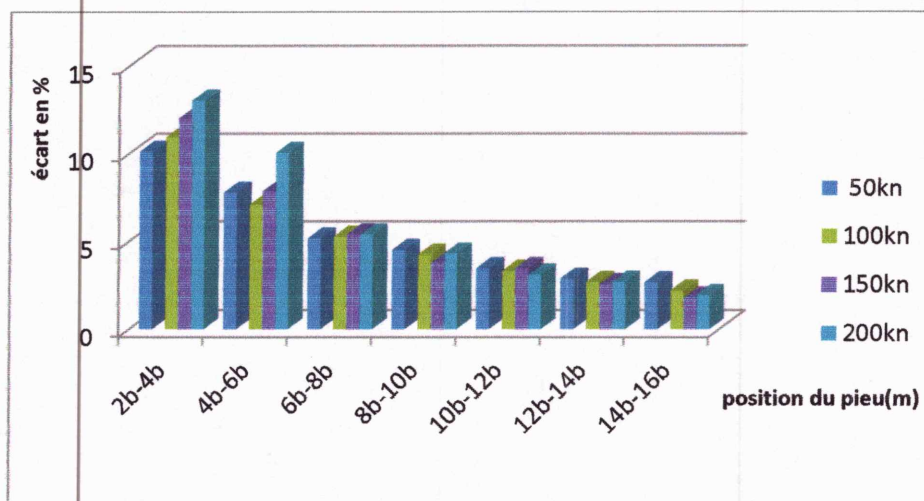
Tableau IV.14:déflexion pour différent position de pieu dans un talus de 1/2

position	2b	4b	6b	8b	10b	12b	14b	16b
charge								
50 kn	9,63	8,66	7,99	7,58	7,24	6,99	6,79	6,61
100 kn	20,56	18,32	17,03	16,14	15,46	14,95	14,55	14,23
150 kn	33,26	29,28	26,99	25,54	24,58	23,73	23,13	22,72
200 kn	48,1	41,85	37,86	35,83	34,3	33,24	32,35	31,73

Tableau IV.15: l'écart pour différent charge de talus 1/2

charges	2b-4b	4b-6b	6b-8b	8b-10b	10b-12b	12b-14b	14b-16b
50kn	10,07	7,74	5,13	4,48	3,45	2,86	2,65
100kn	10,89	7,04	5,23	4,21	3,3	2,67	2,19
150kn	11,96	7,82	5,37	3,76	3,45	2,53	1,77
200kn	12,99	10,01	5,36	4,27	3,09	2,68	1,92

La figure ces après représente l'écart des résultats pour différent position du pieu et différent charges (voir fig.IV.14).

**Figure IV.14:** représente l'écart de déflexion pour différent charge de talus 1/2

Au vu de l'histogramme ci-haut, il paraît que la déflexion est plus grande avec des positions proches à la crête du talus jusqu'à atteindre la position 6B, là où la déflexion devient très petites quel que soit la charge.

Il a été constaté qu'il existe une distance limite du pieu à la tête du talus, au-delà de laquelle l'effet du talus sur le comportement du pieu disparaît.(10B pour la pente 2/3 et

6B pour la pente 1/2). Nos résultats sont confondues avec les théories (bouafia 1990 ; poulos et Mezazigh 1995 ; Massamba 2004)

➤ **L'effet des paramètres géotechniques (C, φ) :**

Pour les études de l'effet des paramètres géotechniques on a fait le calcul pour :

❖ **L'influence de la cohésion d'un talus de 2/3 et 1/2**

C = 1 kpa

C = 3 kpa

C = 5 kpa

Les résultats de calcul obtenu sont résumés dans le tableau suivant (tab IV.16 et tab IV.17); pour une pente de 2/3 et 1/2 à la suit.

Tableau IV.16: résultat de calcule de différent valeur de la cohésion pour une pente de 2/3

Cohésion charge	C =1kpa	C = 3kpa	C = 5kpa
50kn	7,82	7,52	7,26
100kn	16,88	15,9	15,41
150kn	26,82	25,17	24,14
200kn	37,67	35,18	33,63

Tableau IV.17: résultat de calcule de différent valeur de la cohésion pour une pente de 1/2

cohésion charge	C =1kpa	C = 3kpa	C = 5kpa
50 kn	7,85	7,67	7,38
100 kn	17,22	16,10	15,59
150 kn	27,31	25,42	24,35
200 kn	38,25	35,55	33,89

Les deux figures ces dessous représentes les tableaux précédentes pour les deux pentes 2/3 et 1/2 successivement (voir fig IV.15 et fig IV.16).

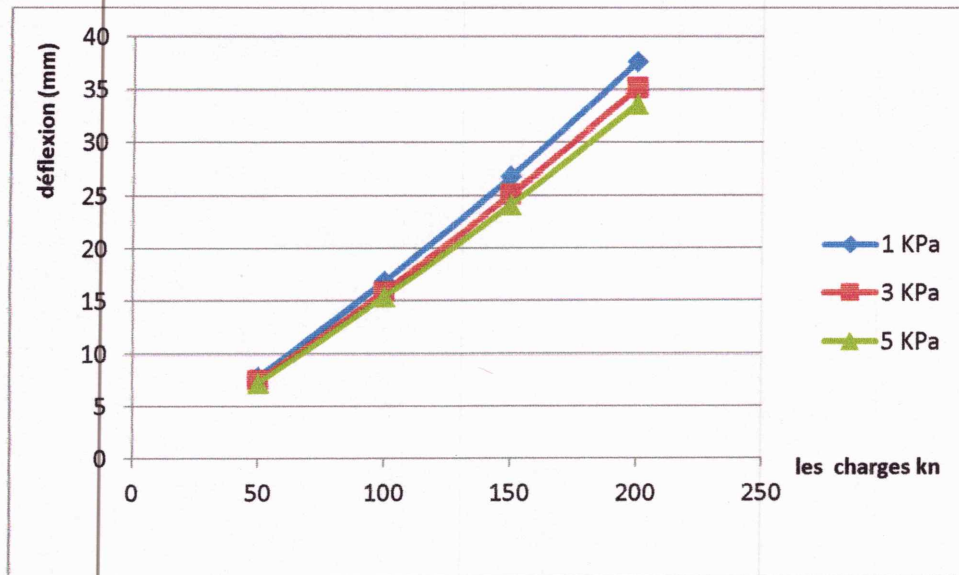


Figure IV.15: Influence de la cohésion sur les déflexions latérales au niveau de la tête du pieu pour les différentes charges pour un talus 2/3

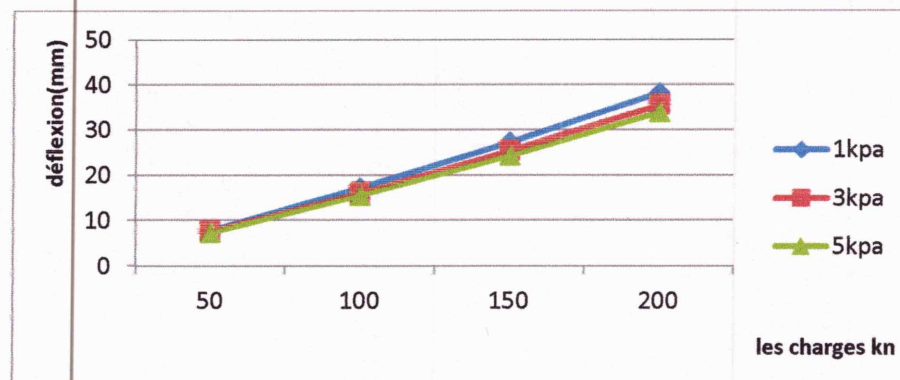


Figure IV.16: Influence de la cohésion sur les déflexions latérales au niveau de la surface du sol pour les différentes charges pour un talus 1/2

On remarque que l'augmentation de la cohésion influe sur la déflexion comme suite :

- Pour des petites charges la cohésion influe légèrement sur la déflexion.
- Pour des grandes charges, l'augmentation de la cohésion permet de diminuer la déflexion. (Puisque l'augmentation de la cohésion diminue les vides dans le sol).

❖ **Influence de l'angle de frottement φ d'un talus de 2/3 et 1/2**

Pour les études on a choisi les angles suivantes:

$$\varphi = 30^\circ \quad \text{et} \quad \varphi = 35^\circ$$

$$\varphi = 40^\circ$$

Les résultats de calcul trouvés sont résumés dans le tableau ci-après (tab IV.18 et tab IV.19)

Tableau IV.18: résultat de calcul de différent valeur de l'angle de frottement pour une pente de 2/3

Phi	30°	35°	40°
charge			
50kn	rupture	7,82	7,74
100kn	/	16,88	16,43
150kn	/	26,82	25,77
200kn	/	37,67	35,74

La figure suivante est présenté l'influence de l'angle de frottement pour une pente de 2/3 (voir fig IV.17)

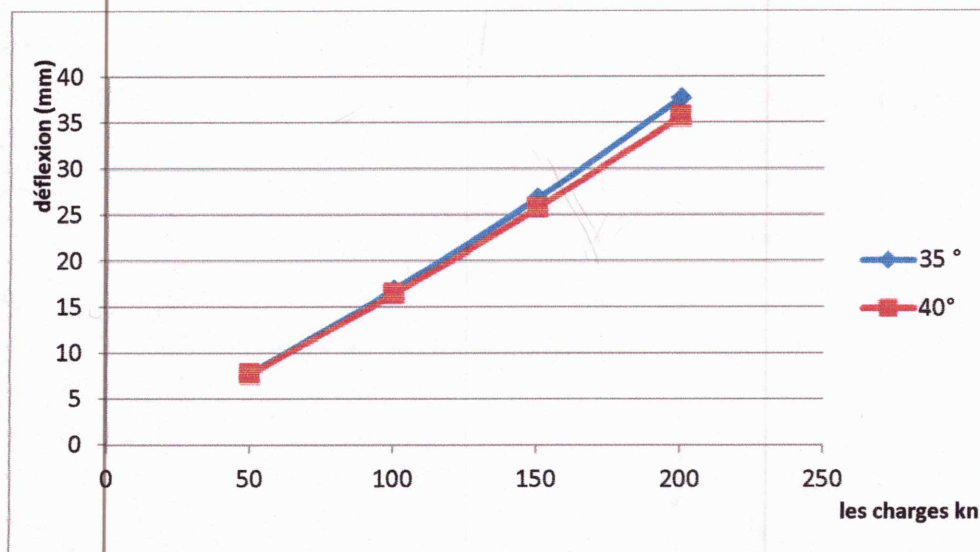


Figure IV.17: Influence de l'angle de frottement sur les déplacements latéraux au niveau de surface du sol pour différentes charges pour une pente de 2/3

On note que pour le cas de $\phi=30^\circ$, il avait une rupture lors dans la phase initial du calcul (avant la construction du pieu).

Alors que pour les autres cas où l'angle de frottement ϕ varie de 35 à 40°, il n'avait pas de rupture mais la déflexion diminue avec l'accroissement de l'angle de frottement d'un côté et la charge d'autre côté.

Tableau IV .19: résultat de calcul de différent valeur de l'angle de frottement pour une pente de 1/2

Phi	30°	35°	40°
charge			
50kn	8,16	7,99	7,9
100kn	17,65	17,03	16,67
150kn	28,32	26,29	26,22
200kn	41,57	37,86	36,36

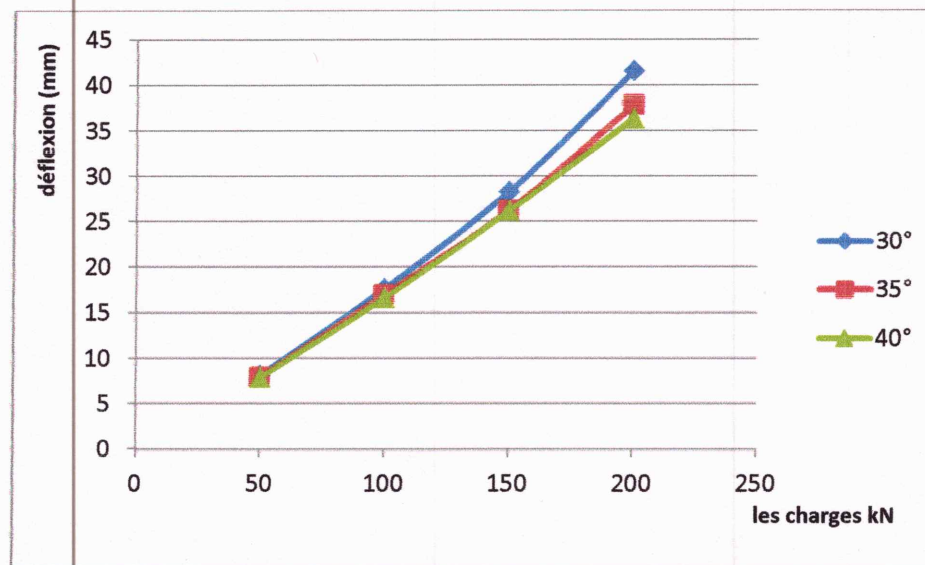


Figure IV.18: Influence de l'angle de frottement sur les déplacements latéraux au niveau de surface du sol pour différentes charges pour une pente de 1/2

A travers les résultats du tableau, on remarque que la déflexion du pieu diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement. Dont l'influence des grandes charges est plus importante que celui des petites charges.

➤ L'effet du rapport d'élançement du pieu

Pour la variation de l'élançement ; on a fait varier le diamètre du pieu en gardant la même longueur de pieu pour essayer de conserver un seul modèle de géométrie tout au long de pieu.

Les valeurs de diamètre choisies sont :

- $L/D = 30$ ($D=40$ cm)
- $L/D = 24$ ($D=50$ cm)
- $L/D = 20$ ($D=60$ cm)
- $L/D = 17,14$ ($D=70$ cm)

L'effet du rapport d'élanement ce représenté dans les figures ces après (voir fig IV.et fig IV)

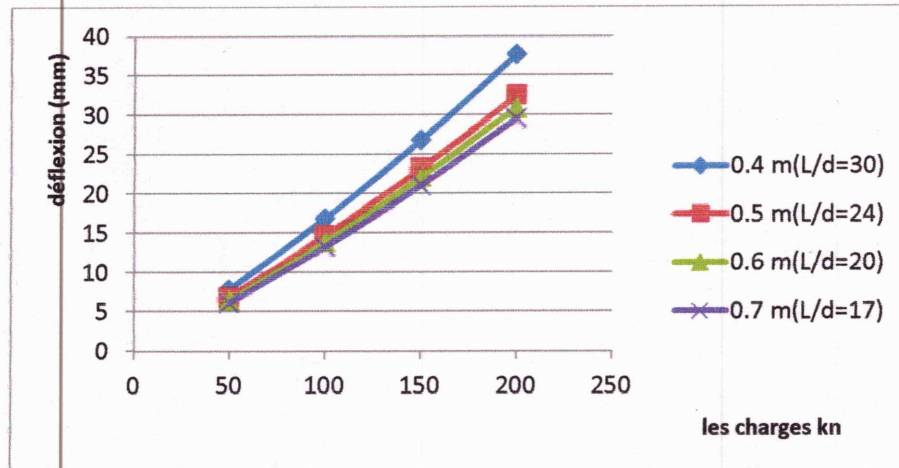


Figure IV.19: l'influence de diamètre du pieu sur la déflexion pour une pente de 2/3

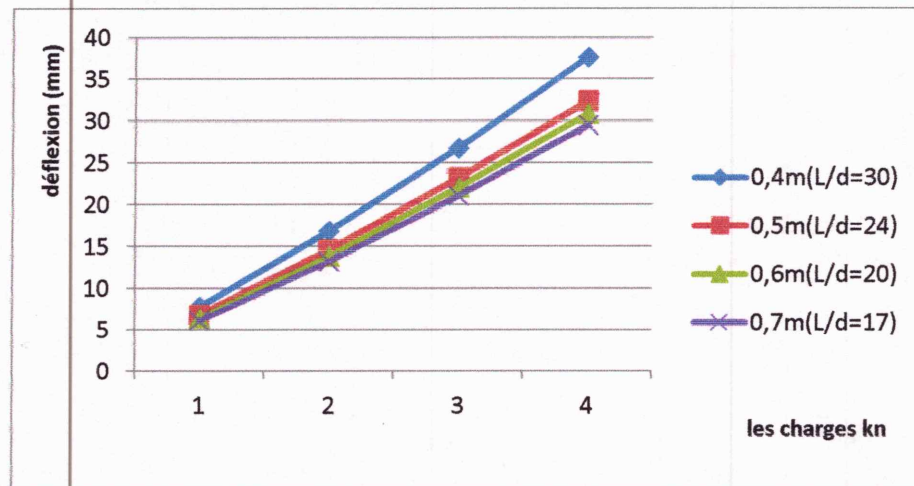


Figure IV.20: l'influence de diamètre du pieu sur la déflexion pour une pente de 1/2

D'après les deux figures nous constatons que le diamètre du pieu influe sur la déflexion dans la mesure où l'augmentation du diamètre conduit à la diminution de la déflexion pour les deux cas 1/2 et 2/3.

➤ Raffine de maillage

On a faire une raffine de maillage pour les deux pentes et on a obtenus les résultats, qui on a résume dans le tableau suivant (tab IV.20).

Tableau IV.20: résultat des différents maillages

	Pente 1/2	Pente 2/3
50 kn	0,13%	0,37%
100kn	1,07%	0,41%
150kn	0,78%	2,08%
200kn	0,48%	0,16%
La moyenne	0,615	0,775

D'après le tableau on remarque que le moyen de l'écart $\approx 1\%$ dans toutes les charges. L'opération raffine de maillage divisé l'élément aux plusieurs éléments de petite masse ; et ce dernier donné des déflexions plus précise que l'autre maillage.

IV .5-Conclusion

Les résultats numériques obtenues dans ce travail est compatible avec les théoriques des autres chercheurs; pour les effets des différents paramètres géotechniques ; le rapport d'élancement ; la pente ; et le coefficient d'interaction sol-pieu ; Diamètre du pieu.



Conclusion générale

Conclusion général et perspectives

L'objectif de ce travail est de faire une modélisation d'un pieu à proximité d'un talus dans un massif de sol à l'aide du code par la méthode des éléments finis (plaxis).

Les résultats numériques qui a été obtenues dans ce travail ; nous avons permet de faire une comparaison avec les autres chercheurs : Massamba & al (2004), Bouafia Ali (1990), Mezazigh & al (1990) ; et caractériser l'effet de plusieurs paramètres sur la déflexion du pieu : paramètres géotechniques (l'angle de frottement φ ; la cohésion c) ; la pente du talus ; le rapport d'élanement L/d ; le diamètre du pieu ; les charges.

Les résultats de cette étude montrent que :

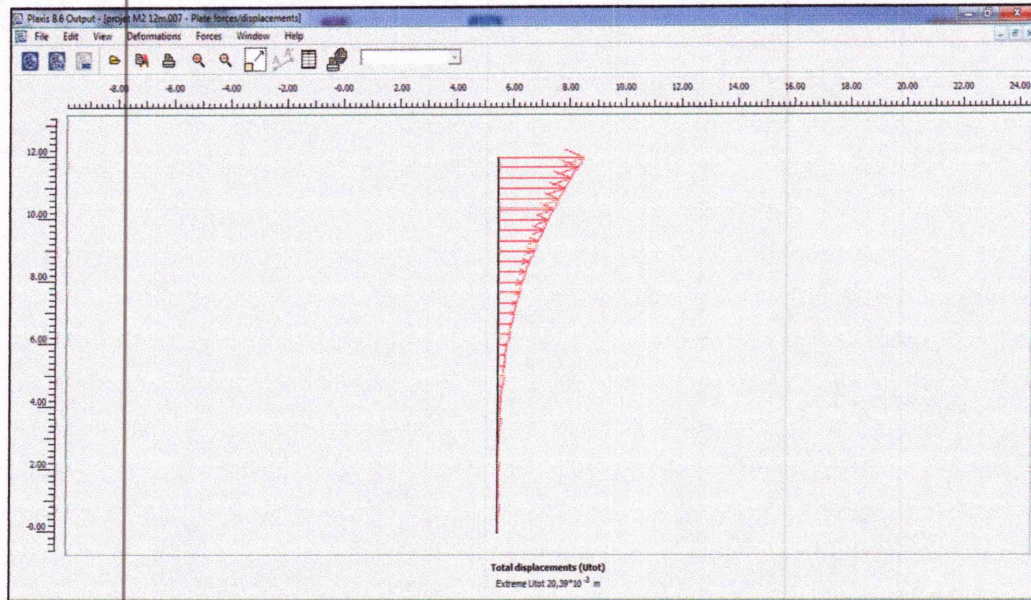
- ❖ Lorsque le coefficient d'interaction entre sol et pieu adiminué. Nousavons observéque les déflexions augment.
- ❖ Il a été observé que les études des paramètres géotechniques, la cohésion et l'angle de frottement a influent directement sur la déflexion.
(Cohésion augment \longrightarrow déflexion diminue ; angle de frottement augment \longrightarrow Déflexion diminue)
- ❖ Il a été constaté qu'il existe une distance limite du pieu à la tête du talus, au-delà de laquelle l'effet du talus sur le comportement du pieu disparaît ($6B$ pour la pente $1/2$ et $10B$ pour la pente $2/3$ pour le sol étudié).
- ❖ Lorsque la distance t ; a été augmenté, la déflexion latérale au niveau de la surface du sol diminue.
- ❖ Il a été constaté la déflexion augmente avec l'augmentation de la charge latérale appliquée (à la tête du pieu).
- ❖ Il a été observé que les dimensions du pieu influé sur le système pieu-sol : (lorsqu'on adiminue le diamètre du pieu la déflexion a augmenté).

Les perspectives et les suites à ce travail sont nombreuses :

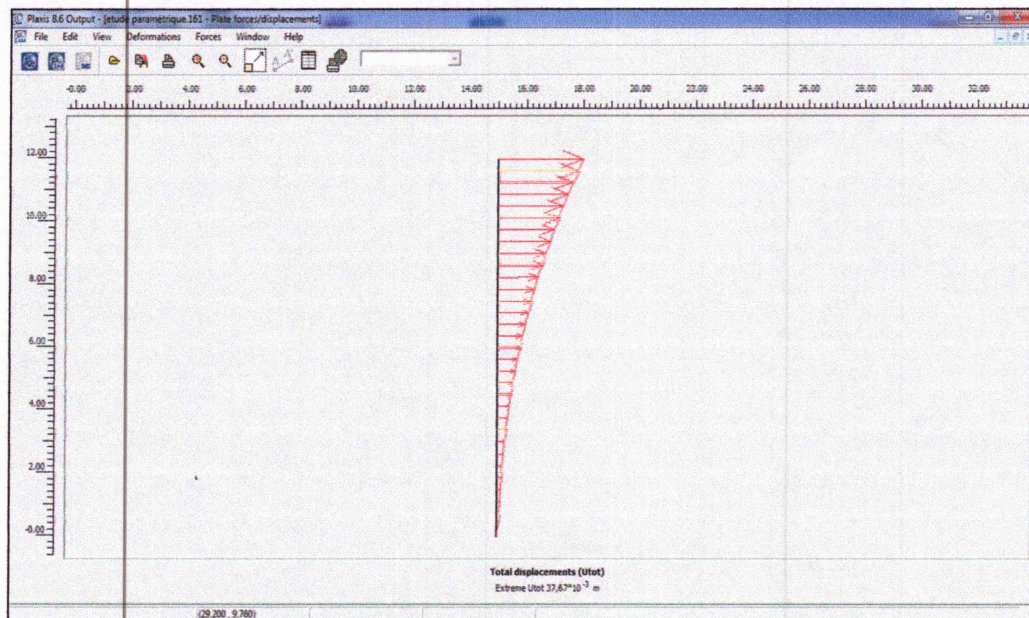
- Etude d'un pieu sous charges complexes tels que les charges cycliques et séisme.
- Etudier les groupes de pieux sous charge latérale.
- Changer les conditions d'appuis de la base et de la tête du pieu. Plusieurs cas d'études peuvent être considérés en combinant entre : tête de pieu libre, tête fixe, base flottante et base bloquée (encastrée ou bien articulée).
- La mise en œuvre de modèle par la méthode des différences finis (exemple : le code FLAC).
- Utilisée les différentes lois de comportements.

Annexes

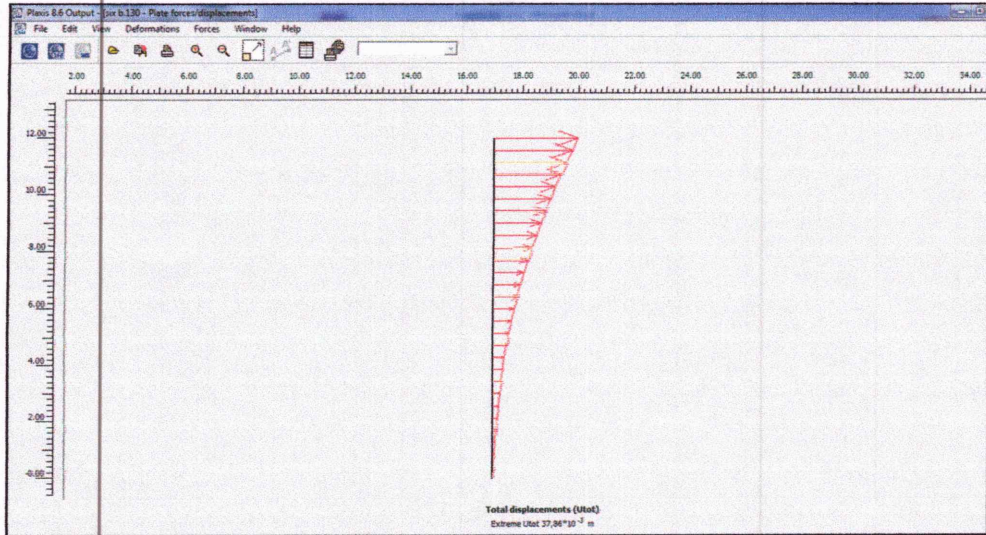
Annexes des diagrammes de déflexion



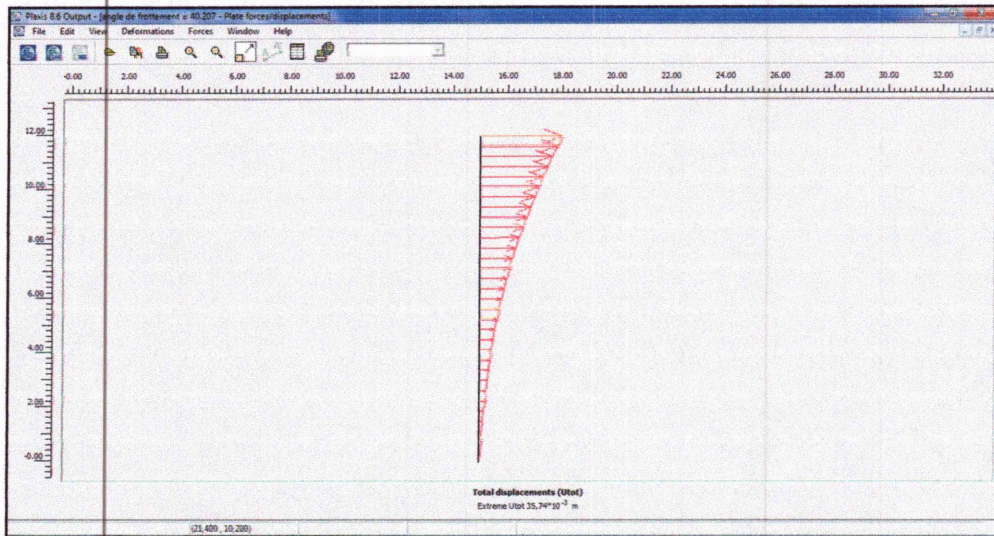
Déflexion du pieu pour la comparaison



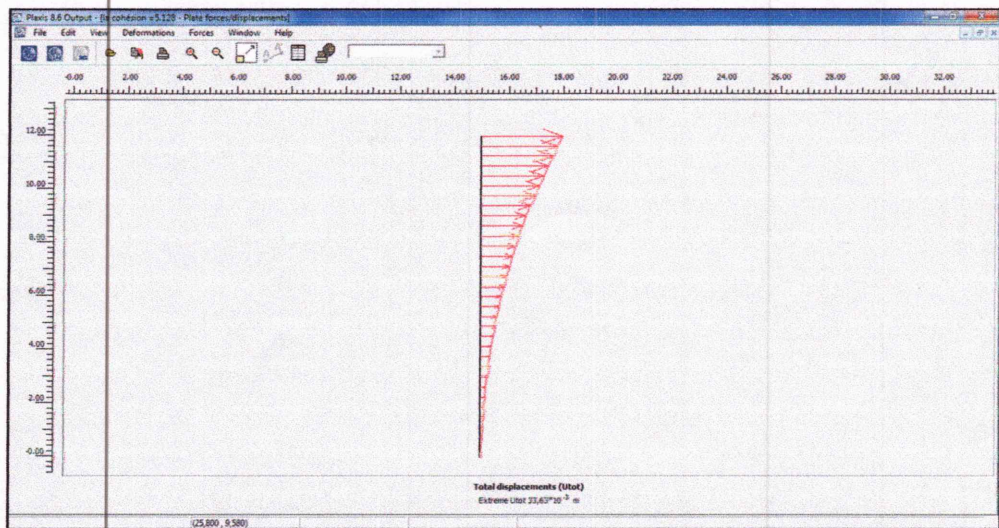
Déflexion du pieu pente 2/3



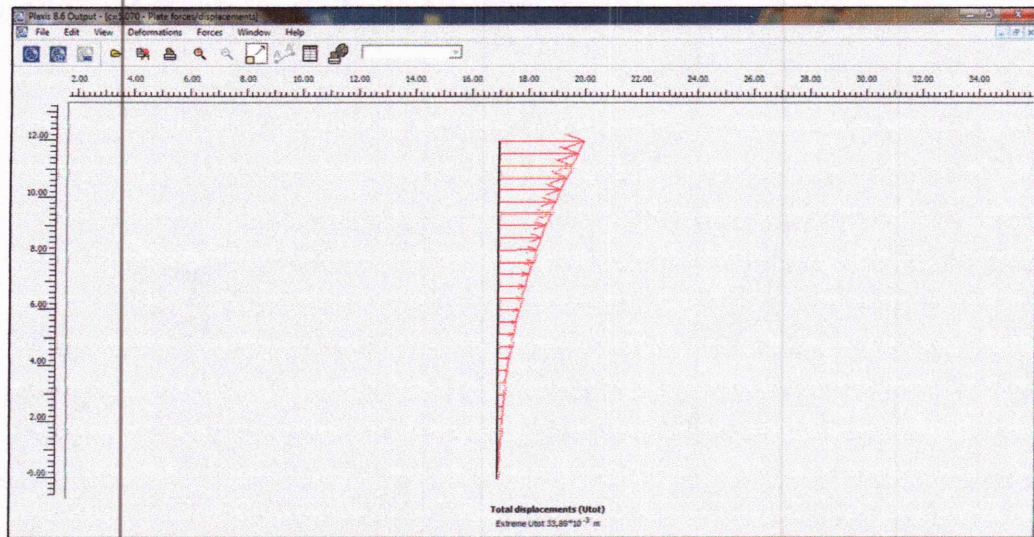
Déflexion du pieu pour une pente 1/2



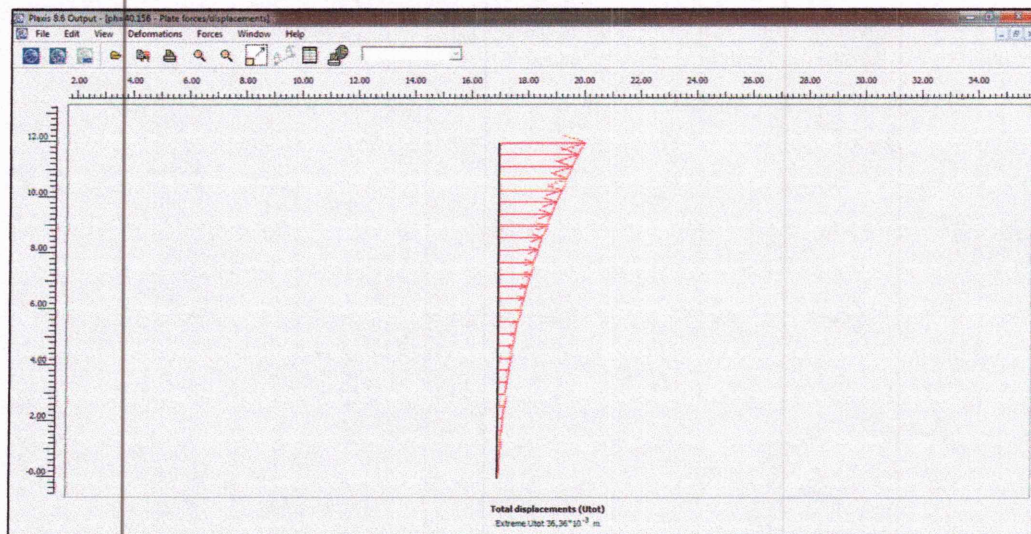
L'influence de l'angle de frottement sur la déflexion du pieu pour une pente de 2/3



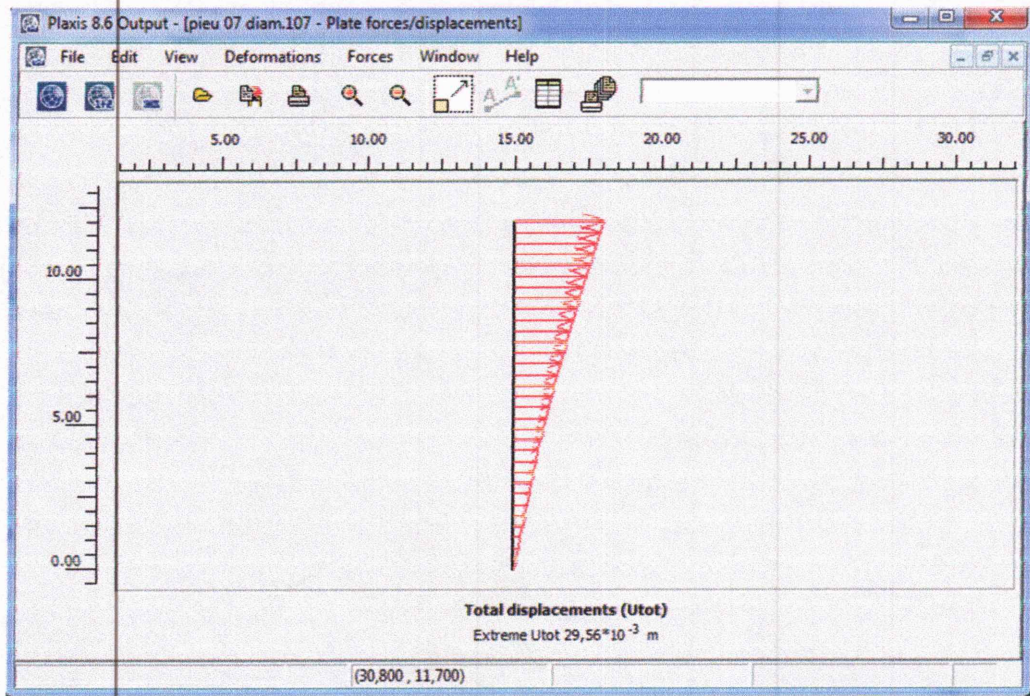
L'influence de La cohésion sur la déflexion pour une pente de 2/3



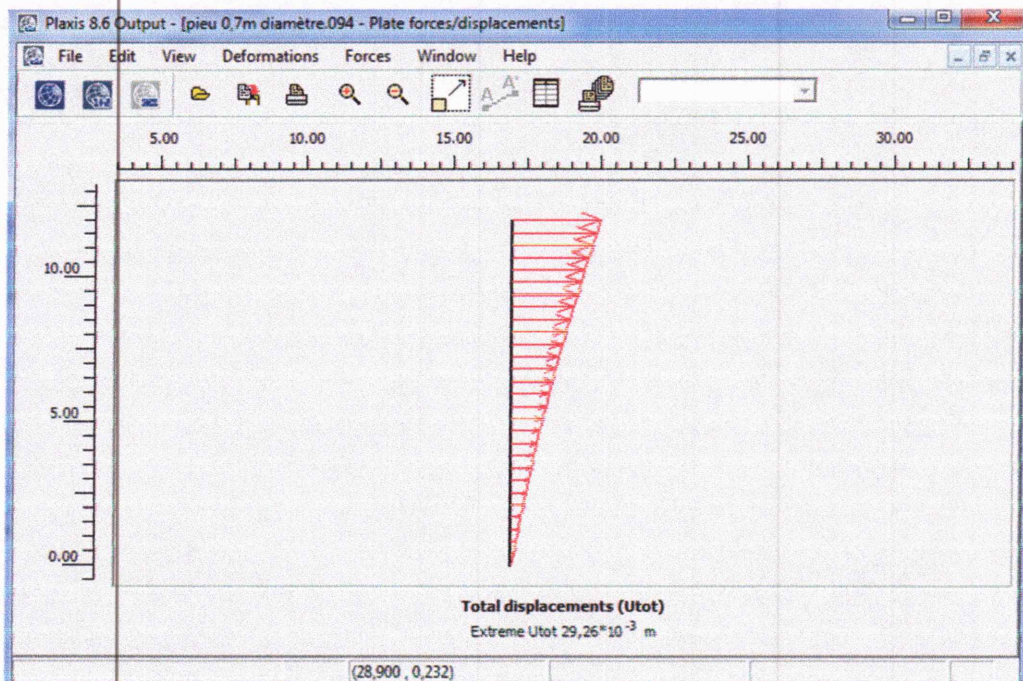
L'influence de La cohésion sur la déflexion pour une pente de 1/2



L'influence de l'angle de frottement sur la déflexion du pieu pour une pente 1/2



L'influence de diamètre sur la déflexion du pieu pour une pente de 2/3



L'influence de diamètre sur la déflexion du pieu pour une pente de 1/2

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- A.P.I. (American Petroleum Institute). 1993. Designing and construction fixed offshore platforms. RP2A-LRFD, Section G, pp.64-77.
- BANERJEE, P. et DAVIS, T. 1978. The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in non-homogeneous soils. *Geotechnique* 28, n°3, pp.309-326.
- BRINKGREVE, R.B.J., P. A Vermeer, (2002), PLAXIS: Finite element code for soil and rock analyses. Version 8, Balkema. Vol.5, pp.297-326.
- BOUAFIA A. (1990). Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse. Thèse de doctorat en génie-civil, Université de Nantes, 267 p.
- 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.
- COURS GÉOTECHNIQUE INSA institut national des sciences appliquées de Toulouse Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas Jacques Lérau 2005 Plaxis bv / Delft / 2003
- D.N.V. (Det Norske Veritas). 1992. Rules of the design construction and inspection of offshore structures. Appendix Foundations, 54 pages. 182 pages.
- ELEMENT DE GÉOTECHNIQUE, D Amtrano, J, P Piguet 2003
- 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'Équipement, du Logement et des Transports, 182 pages.
- Massamba F (a). S MEZAZIGH(b), D LEVACHER (c) Modélisation 3D d'un pieu chargé latéralement dans un massif sableux proximité d'un talus Vliirn, cl Journées - Nationales Génie Civil - Génie Côtier, Compiègne, 7-9 septembre 2004
- 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.
- 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. Vth I.C.S.M.F.E., Montreal, Vol.2, pp.275-279.
- LI YAN et BYRNE, P.M. 1992. Lateral pile response to monotonic head loading. Canadian Geotechnical Journal, N°29, pp.955-970.
- MATLOCK, H. et REESE, L.C. 1960. Generalized solutions for laterally loaded piles. Journal S.M.F.E.-A.S.C.E., SM5, October 1960, pp.63-91.
- Mc CLELLAND, B. et FOCHT, J.A. 1958. Soil modulus of laterally loaded piles. Transactions, A.S.C.E., n°2954, pp. 1049-1063.
- MENARD, L. BOURDON, G. et GAIYIBIN, 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.
- MEZAZIGH S. (1995). Etude expérimentale de pieux chargés latéralement : proximité d'un talus et effet de groupe. Thèse de doctorat. Université de Nantes, 217p.
- MINDLIN, R.I). 1936. Force at a point in the interior of semi-infinite solid. Physics, May 1936.
- 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.
- 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.
- TERZAGHI, K. 1955. Evaluation of the coefficients of subgrade reaction. Géotechnique,

-VINCENZO De GENNARO RoaerFRANKBulletinoes laboratoires des Ponts et
Chaussées -256-257

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