MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE DR.YAHIA FARES DE MEDEA

FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
Département de Génie de la matière
Filière :G.C



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de

Master en Génie Civil

Option: Géotechnique

Thème :

Analyse paramétrique par la méthode des éléments finis d'un pieu isolé chargé axialement

Présenté par :

TANDJAOUI IBTISSEM

BERRAZANE FATIHA

ABDSOUDOUK SOUAD

Encadré par :

Mme :MEDJITNA LAMIA

Promotion 2015

Remerciements

Nous remercions, en premier lieu, le Bon-Dieu qui nous a donné le courage et la volonté afin de poursuivre nos études.

Nous remercions en second, Madame MJITNA LAMIA maitre assistante A, à l'université Saad Dahleb de Blida qui nous a honoré en acceptant d'encadrer notre travail et qui par sa grande compréhension et judicieuses directives nous a fourni un soutien constant et une aide précieuse, ainsi que pour sa disponibilité, sa générosité et sa collaboration d'avoir corrigé et examiner notre travail.

Nous exprimons, aussi notre reconnaissance et notre gratitude aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail en y joignant leurs temps, leurs savoirs et leurs expériences.

Nos vifs remerciements vont à tous les enseignants de la faculté de sciences et de la technologie surtout Monsieur AMAR BOUZID, Monsieur MENAA, Mme MIR, Mme AMRI, et monsieur GUEDOURI qui nous offre tout ce savoir

Nos remerciements vont aussi à tous nos amis et mes collègues de la promotion de Master Géotechniques de l'année 2014-2015, pour le sérieux, l'esprit familial montré pendant cette année théorique. Ainsi qu'à toutes les personnes ayant contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Enfin, nous ne pouvons oublier de remercier, pour leur appui moral, nos parents



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A l'homme de ma vie, mon exemple eternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est sacrifié pour me voir réussir .Que Dieu te protège et te garde pour nous

Mon père.

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur ma vie et mon bonheur maman que j'adore

A mes chères frères et sœurs sans oublier ma grande mère qui n'as pas cessé a prier pour que ce jour arrive

A mes très chers tantes, et cousines

A tout ma famille et mes amis sans exception

A tous ce qui m'ont aidés de loin ou de prés pour la réalisation de ce mémoire et a tous ceux qui me sont chère.

'' TANDJAOUI Ibtissem ''

Dédicace

Je dédie cette thèse à :

Merci Allah(mon dieu) de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir, la force d'y croire, la patience d'aller jusqu'au bout du rêve et le bonheur de lever mes mains vers le ciel et de dire :

''Ya kayoum''

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donner la vie, le symbole de tendresse ,qui s'est sacrifiée

Pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère

A la mémoire de mon père

A mon seul et unique frère

A mon adorable sœur

A mon très cher fiancé

A tout ma famille

A ma très cher belle mère et mon beau père

A ma belle sœur

A mes chères amies

A tous ce qui me sont chères

A tous ceux qui m'aiment

A tous ceux que j'aime

Je dédie ce travail



''BARRAZANE Fatiha''

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes parents aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A mes frères

A mes Sœurs

A mon mari

A mes beaux parents que j'aime

A ma belle sœur et mon beau frère

A toute ma famille, et mes amis

Et à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin pour que ce projet soit possible,

je vous dis merci

''ABDESSADOK Souad''

Résumé

La bonne conception des fondations constitue un des éléments les plus importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en Génie Civil. Lorsque le sol de fondation en surface n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges, on utilise les fondations sur pieux.
Le présent travail comporte une synthèse bibliographique sur le comportement du pieu isolé sous chargement axial et par la suite une étude paramétrique de l'effet de quelques paramètres sur la réponse du système Sol-Pieu.

Deux modèles de comportements sont pris en considération pour la modélisation numérique par le code Plaxis, ce sont le Modèle Elastique Linéaire, et le Modèle Elastique Parfaitement Plastique de Mohr-Coulomb

Mots-clés :

Pieu isolé, chargement axial, comportement du pieu isolé, modèles de comportements, PLAXIS.

ABSTRACT :

Good foundation design is a very important element for buildings safety and durability in Civil Engineering. When the subsoil near surface does not have sufficient mechanical properties to support loads, then pile foundations are used.
The present work includes a bibliographical review on the behavior of the single pile under axial static load and.Thereafter , a parametric study of the effect of some parameters on the response of the system Soil-Pile.
Two soil's behaviour model are considered for numerical modelling by the finit element's Plaxis code, which are the linear elastic model and the Mohr-Coulomb elastic perfectly plastic model.

Keywords :
Single pile, axial loads, behavieur of single pile, soil's behaviour model, , PLAXIS.

ملخص

يعتبر التصميم الجيد للأساسات من العناصر البالغة الاهمية في أمن واستدامة المنشات عندما تكون التربة السطحية ذات نوعية وخصائص ميكانيكية غير كافية لتحمل الاحمال الناتجة عن المنشأ ,نتوجه الى استعمال الوتد كأساس
العمل الذي بين ايدينا يتضمن دراسة بيبليوغرافية عن سلوك الوتد المنعزل تحت تأثير قوة عمودية تليه دراسة رقمية لتأثير بعض العوامل على استجابة الوتد المنعزل نموذجان لسلوك التربة سيؤخذان بعين الاعتبار لوضع النماذج الرقمية باستعمال

برنامج بلاكسيس(PLAXIS) وهما النموذج المرن الخطي والنموذج المرن البلاستيكي لمور كولومب

الكلمات الأساسية

, قوة عمودية,سلوك وتد منعزل, نموذج سلوك التربة,بلاكسيس. PLAXIS وتد منعزل

Liste des notations

Lettres latines :

B : Largeur du pieu.

C : Cohésion du sol.

C' : Cohésion effective du sol.

c_v : Coefficient de consolidation du sol.

d : Diamètre du pieu circulaire.

D_e : La hauteur d'encastrement.

e : Indice des vides.

E_M : Module pressiométrique.

E_p : Module d'Young du pieu.

E_s : Module d'Young du sol.

E_{50}^{ref}:Module sécant de référence correspondant à la pression de référence.

E_{50}^{ref} : Module tangent dans un essai oedométrique.

E_{ur} : Module en décharge

F : Effort normale.

F_f: Coefficient de sécurité.

f_n : Frottement négatif.

F() : Fonction de charge.

h : Longueur d'ancrage du pieu.

K : Coefficient de perméabilité.

K_0^{nc} : Paramètre de contrainte.

K_p : Facteur de portance.

L : Longueur du pieu.

M : Paramètre lié à K_0^{nc}

N_c : Facteur de capacité portante de cohésion.

N_q : Facteur de capacité portante de profondeur.

P : Périmètre du pieu.

p_ℓ : Pression limite.

p_ℓ^* : Pression limite nette.

$p_{\ell e}^*$: Pression limite nette équivalente.

q_c : Résistance de pointe.

q_p : Résistance unitaire de pointe.

q_s : Frottement latéral unitaire limite.

Q : Charge en tête du pieu.

Q_c : Charge de fluage.

Q_ℓ : Charge limite.

Q_p : Charge limite de pointe.

$R_{lat,d}$: Résistance latérale total dynamique.

$R_{p,d}$: Résistance de pointe dynamique.

S_p : Déplacement de la pointe du pieu.

S_r : Degré de saturation.

S_t : Déplacement de la tête du pieu (mm)

T_v : Facteur du temps.

U_y : Déplacement vertical.

W : Teneur en eau.

Lettres Grecques :

γ_p : Poids volumique du pieu.

γ_s : Poids volumique.

γ_w : Poids volumique de l'eau.

ε : Déformation.

ε^e : Déformation élastique.

ε^{p} : Déformation plastique.

ε_{ij}^{vp} : Tenseur des déformations viscoplastiques.

λ : Coefficient d'accrochage.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : Masse volumique.

σ : Contrainte total.

σ_n : Contrainte normale.

σ'_h : Contrainte effective horizontale.

σ'_v : Contrainte effective verticale.

σ'_1, σ'_3 : Contraintes principales effectives.

τ : Contrainte de cisaillement, contrainte tangentielle.

δ : Angle de frottement du contact sol-pieu.

φ : Angle de frottement interne du sol.

ψ : Angle de dilatance.

∂ : Dérivée partielle.

γ_d : Poids volumique sec du sol.

γ_s : Poids volumique du sol.

Abréviation :

DTU : document technique unifié.

EL : élastique linéaire.

HSM : Hardening soil model.

MC : modèle de Mohr-Coulomb.

MEF : méthode des éléments finis.

RDM : résistance des matériaux.

SPT : standard penetration test.

SSM : Soft soil model

SSCM : Soft soil creep model

Unités:

mm : milimètre

m : mètre

KN : Kilo newton

KN /m² :Kilo newton par mètre carré

KN /m^3 : kilo newton par mètre cube

kPa : Kilo pascal

LISTE DES TABLEAUX :

<u>Chapitre I</u> : Aperçu bibliographique sur les fondations profondes.

Tableau I.1 : Choix de type des pieux selon la nature de sol……..42

Tableau I.2 : Facteurs influençant (φ)……..44

Tableau I.3 : Définition des catégories conventionnelles de sol……..62

Tableau I.4 : Valeurs du facteur de portance……..63

Tableau I.5 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire (principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art)……..65

Tableau I.6 : Coefficients réducteurs et pour les profilés métalliques ouverts à la base……68

Tableau I.7 : Valeurs du terme pour l'évaluation du frottement négatif……77

<u>Chapitre II</u> : Théorie de comportement des argiles molles.

Tableau II.1 : Expression de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique……102

Tableau II.2 : Les paramètres du modèle Cam-Clay……103

Tableau 2.3 : Les paramètres du modèle de MELANIE……110

<u>Chapitre III</u> : Présentation du code de calcul PLAXIS.

Tableau III.1 : Différents paramètres et unités……134

Tableau III.2 : Paramètres du module de Cam-Clay……136

Tableau III.3 : Paramètres SSM……138

Tableau III.4 : Paramètres Avancés SSM……138

Tableau III.5: Paramètres SSCM……141

Tableau III.6: Paramètres Avancés SSCM……141

<u>Chapitre IV</u> : Etude paramétrique d'un pieu isolé soumis à un chargement axial.

Tableau IV.1 : Propriétés physiques et mécaniques du modèle de validation……..145

Tableau IV.2 : Récapitulatif des caractéristiques des 3 modèles proposés……..145

Tableau IV.3 : l'évolution des déplacements verticaux de pieu isolé chargé axialement des 3 modèles proposés……..149

Tableau IV.4 : Les propriétés élastiques du pieu……153

Tableau IV.5 : Les caractéristiques de l'argile molle……154

Tableau IV.6 : Récapitulatif des caractéristiques des 03 modèles selon le type de maillage……..164

Tableau IV.7 : Récapitulatif des caractéristiques et résultats de L/d des 03 modèles……167

Tableau IV.8 : Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 04 simulations selon la variation de l'angle de frottement(φ)……..170

Tableau IV.9: Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 04 simulations selon la variation de la cohésion C……..173

Tableau IV.10 : Récapitule les résultats des déplacements trouvés en tête de pieu en prenant plusieurs niveaux de la nappe phréatique……..176

Tableau IV.11 : Propriétés physiques et mécaniques du sol (sable)……..178

Tableau IV.12 : Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 02 simulations selon la variation du sol……179

LISTES DES FIGURES :

<u>Chapitre I</u> : Aperçu bibliographique sur les fondations profondes.

Figure I.1 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De, cité par (C.Plumelle. 2003)……28

Figure I.2 : Sonnette à taraude……29

Figure I.3 : Résistance des pieux……30

Figure I.4 : Classification suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du Pieu……31

Figure I .5 : Les types des pieux suivant la mise en place dans le sol……32

Figure I.6 : Exemple de raccordement de fers……33

Figure I.7 : Battage de profilés en battus……33

Figure I.8 : Pieux Hercules……33

Figure I.9 : Exemple d'utilisation pour consolider le remblai d'une route……34

Figure I.10 : Profilés métalliques battus……35

Figure I.11 : Pieux forés simples……34

Figure I.12 : Pieux forés tubés……36

Figure I.13 : Pieu foré tubé (d'après doc. Études et Travaux de Fondation)……37

Figure I.14 : Pieux vibro-forés……37

Figure I.15 : Pieux forés à la tarière creuse……38

Figure I.16 : Différents types de barrettes……39

Figure I.17 : Courbe de chargement axial d'un pieu……46

Figure I.18 : Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques……50

Figure I.19 : Définition de l'encastrement équivalent……51

Figure I.20 : Définition de pression limite équivalente au pressiomètre……52

Figure I.21 : Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente au pénétromètre statique……53

Figure I.22 : Variation de la charge limite de pointe en fonction de la profondeur D dans un sol homogène……54

Figure I.23 : Dispositif de chargement et de mesure pour essai de pieu (schéma de principe)……56

Figure I.24: Programme de chargement-déchargement……57

Figure I.25: Exemple de courbes caractéristiques tracées lors d'un essai statique de pieu……60

Figure I.26 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu……64

Figure I.27 : Section A et périmètre P à considérer pour les pieux tubulaires et les profilés métalliques ouverts à la base……67

Figure I.28 : Évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé……76

Figure I.29 : Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe unitaires……79

<u>Chapitre II</u> : Théorie de comportement des argiles molles.

Figure II.1 : Principe de l'interprétation des courbes de compressibilité oedométrique selon les méthodes d'essais LPC (Magnan et al, 1985)……84

Figure II.2 : Détermination graphique du tassement final d'après Asaoka……86

Figure II.3 : Principe de l'interprétation des courbes de consolidation oedométrique selon les méthodes d'essai LPC (Magnan et al, 1985)……89

Figure II.4 : Variation de l'indice de fluage en fonction de l'indice de compression Cc pour deux argiles molles naturelles (Mesri et Godlewski, 1977)……91

Figure II.5 : Variation de l'indice de fluage avec la contrainte de consolidation pour l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour, France) (Khemissa et Magnan, 2000)……92

Figure II.6 : Principe du travail plastique maximal de Hill (1950)……96

Figure II.7 : Courbes d'état limite de deux argiles molles françaises……99

Figure II.8 : Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q)……101

Figure II.9 : Représentation de l'écrouissage pour le modèle Cam-Clay……103

Figure II.10 : Surfaces d'état limite statique (S.E.L.S.) et dynamique (S.E.L.D.)

d'après la théorie de viscoplasticité de Perzyna (1963)……105

Figure II.11 : Relation entre la vitesse de déformation et le déviateur des contraintes (Singh et Mitchell, 1968)……107

Figure II.12 : Surface de charge ou courbe d'état limite du modèle MELANIE……108

Figure II.13 : Définition du paramètre d'écrouissage sp'……109

<u>Chapitre III</u> : Présentation du code de calcul PLAXIS.

Figure III. 1: Actions agissant sur le domaine Ω……116

Figure III. 2: Domaine Ω discrétisé……117

Figure III. 3: Comportement élastique a- idéal, b- réel……118

Figure III. 4: Modèle unidimensionnel du comportement élastoplastique……119

Figure III. 5: Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique……119

Figure III. 6: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage……120

Figure III.7 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb……126

Figure III. 8 : Définition des modules E0 et E50……127

Figure III. 9: Résultats d'essais triaxiaux CD sur un sable dense……128

Figure III. 10 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour C=0……130

Figure III.11: Représentation du Hardening Soil Model dans le repère……132

Figure III.12 : Forme de surfaces de charge H.S.M……133

Figure III.13 : Surface de rupture pour le Hardening Soil Model cas d'un sol non cohérent……133

Figure III.14 : Définition de module oedométrique tangent……135

Figure III.15 : Définition de l'angle de dilatance……135

Figure III.16 : Différentes représentations de l'essai oedométrique……136

Figure III. 17: Surface de rupture pour un Soft Soil Model SSM……139

Figure III.18: Effet du temps sur les essais oedométriques……140

Figure III. 19 : Diagramme de péq dans le plan p.q……140

<u>Chapitre IV</u> : Etude paramétrique d'un pieu isolé soumis à un chargement axial.

Figure IV.1 : Le 1er modèle proposé pour le calcul d'un pieu isolé chargé axialement par Plaxis……146

Figure IV.2 : Le 2eme modèle proposé pour le calcul d'un pieu isolé chargé axialement par Plaxis……146

Figure IV.3 : Le 3eme modèle proposé pour le calcul d'un pieu isolé chargé axialement par Plaxis……147

*Figure IV.4 : Déplacements verticaux (10 *15)……148*

*Figure IV.5 : Déplacements verticaux (15 *20)……148*

*Figure IV.6 : Déplacements verticaux (20 *25)……148*

Figure IV.7 : Courbe chargement-déplacement des 3 modèles proposés……149

Figure IV.8 : Caractéristiques générales du modèle……151

Figure IV.9 : Dimensions du modèle……151

Figure IV.10 : Coordonnées……152

Figure IV.11 : Vue première……152

Figure IV.12 : Modèle de référence utilisée pour le calcul d'un pieu isolé sous charge.. Axial……152

Figure IV.13.a : Fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol……154

Figure IV.13.b : Fenêtre des caractéristiques générales relative au pieu isolé……154

Figure IV.14 : Taille du maillage (medium)……155

Figure IV.15 : Contraintes initiales……156

Figure IV.16: Mise en place de pieu……157

Figure IV.17: Chargement du pieu……157

Figure IV.18 : Fenêtre de la phase calcul……157

Figure IV.19 : Présentation du maillage déformé……158

Figure IV.20 : Courbe charge-tassement en tête du pieu……159

Figure IV.21 : Déplacements verticaux……159

Figure IV.22 : Représentation du maillage type (large)……161

Figure IV.23 : Représentation du maillage type (moyen)……161

Figure IV.24 : Représentation du maillage type (fin)……..162

Figure IV.25: Déplacements verticaux (Maillage large)……..163

Figure IV.26: Déplacements verticaux (Maillage Moyen)……..163

Figure IV.27: Déplacements verticaux (Maillage fin)……..163

Figure IV.28: L'évolution des déplacements d'un pieu isolé sous les trois types de maillage……..……164

Figure IV.29: Déplacements verticaux (L/d=10)……165

Figure IV.30: Déplacements verticaux (L /d=15)……..165

Figure IV.31: Déplacements verticaux (L/d=20)……..166

Figure IV.32: L'influence de la variation du rapport d'élancement L/d sur le déplacement en tête de pieu……166

Figure IV.33: Déplacements verticaux (φ=4°)*…….168*

Figure IV.34: Déplacements verticaux (φ =8°)*……..168*

Figure IV.35: Déplacements verticaux (φ=12°)*……..169*

Figure IV.36: Déplacements verticaux (φ =21°)……169

Figure IV.37 : L'évolution des déplacements selon la variation de l'angle de frottement(φ)……..169

Figure IV.38: Déplacements verticaux (C=10 KN/m²)*…….172*

Figure IV.39: Déplacements verticaux (C= 15 KN/m²)*……..172*

Figure IV.40: Déplacements verticaux (C= 20 KN/m²)……172

Figure IV.41: Déplacements verticaux (C=25 KN/m²)……..172

Figure IV.42 : L'évolution des déplacements selon la variation de la cohésion (C)……173

Figure IV.43: Déplacements verticaux (La nappe en tête du pieu)*…….175*

*Figure IV.44: Déplacements verticaux (*La nappe à 2 m)*……..175*

Figure IV.45: Déplacements verticaux (La nappe à 5 m)……..175

Figure IV.46: Déplacements verticaux (La nappe à 10 m)……..175

Figure IV.47 : L'évolution des déplacements selon la variation du niveau de la nappe Phréatique……176

Figure IV.48: Déplacements verticaux (Le pieu est implanté dans l'argile)……178

Figure IV.49: Déplacements verticaux (Le pieu est implanté dans le sable)……178

TABLE DES MATIERES

Résumé, Abstract, Résumé (arabe)……6

Listes des notions et unités de mesure……7

Liste des tableaux ……11

Liste des figures……13

Table des matières……18

Introduction général……..24

Chapitre I : Analyse bibliographique sur les fondations profonde

I. 1. Introduction……24

I.1.1.Définition……..27

I.1.2.Historique……28

I.1.3.Rôle des pieux……..29

I.1.4.Classification des pieux……30

I.1.5.Conditions d'emploi des pieux……39

I.1.6.Choix du type de pieux……40

I.1.7.Modes d'exécution des pieux……...40

I. 2. Facteurs influant sur le comportement d'une fondation profonde……..41

II.2.1.Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux……...42

II.2.2.Facteurs influençant les paramètres c et φ……....43

I. 3. Pieu isolé sous charge axial……....45

I.3.1.Définition……..45

I.3.2.Prévision de la charge limite Q_l et de la charge de fluage Q_c à partir d'un essai de chargement statique……55

I.3.3.Prévision de la charge limite Q_l et de la charge de fluage Q_c par la méthode pressiomètrique……..……..……..……..….60

I.3.4.Prévision de la charge limite Q_l et de la charge de fluage Q_c à partir des résultats du pénétromètre statique ……..…..……68

I.3.5.Prévision de la charge limiteQ_l à partir de méthode dynamique……70

I.3.6.Evaluation du frottement négatif maximal…….75

I.3.7.Tassement d'un pieu isolé……..78

I.4. Conclusion……80

Chapitre II : Théorie de comportement d'argile molle

II.1. Introduction ……82
II.2.Présentation des argiles molles ……...…..82
II.3. Les caractéristiques fondamentales des argiles molles……...……..83
II.3.1. La compressibilité……..……..... 83
II.3.2. La perméabilité…..……...……..……86
II.4. La consolidation des argiles molles…….....…….……87
II.4.1. Phénomène de la consolidation des sols …….……...87
II.4.2. Traitement des problèmes de consolidation des argiles molles……..87
a) La consolidation primaire …… ……..… 87
b) La consolidation secondaire (fluage)……....……..…….. 89
c) Couplage des phénomènes de consolidation primaire et secondaire……..92
II.5. Modèles de comportements des argiles molles……..……...……93
II.5.1. Modèles èlastoplastiques ……. 93
II.5.1.1. Fondements théoriques ……...……...….... 93
II.5.1.2. Bases expérimentales……...……..……....97
II.5.1.3. Modèle Cam-Clay ……...…….……..99
a) Equations des modèles Cam-Clay ……..…….....…100
b) Détermination des paramètres du modèle Cam-Clay ……..103

II.5.2. Modèles viscoplastiques ……..…….. 104
II.5.2.1. Fondements théoriques .....…….....104
II.5.2.2. Bases expérimentales……...…106
II.5.2.3. Modèle de comportement MÉLANIE ……..……...107
a) Equations des modèles MÉLANIE ……....……107
b) Détermination des paramètres du modèle MÉLANIE……..….. 110
II.6.Conclusion ……...111

Chapitre III : Présentation du code des éléments finis PLAXIS 2D

III.1. Introduction……. ……..… 114
III.2.La méthode des éléments finis en géotechnique…….114
III.2.1. Présentation…….….114
III.2.2. Concepts de base……..115
III.2.3. Formulation de la MEF……... 115
III.2.4. Remarques……117
III.2.5. Quelques rappels d'élastoplasticité……..118
III.2.5.1. Comportement élastique……..…….118
III.2.5.2. Comportement plastique…….……..120
III.2.5.3.Comportement élasto-plastique……...…119
III.3. Le code des éléments finis PLAXIS foundation 2D……..……120
III.3.1.Présentation……..…… 120
III.3.2. Option par défaut, solution approchées……..……..121
III.3.3. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS……..123
III.3.3.1. Contraintes totales, effectives, et pressions interstitielles…….……124
III.3.3.2. Modélisation d'un comportement d'un sol……125
III.3.4. Modèle élastique linéaire…….….. 125
III.3.5. Le modèle de Mohr-Coulomb…….. 125
III.3.5.1. Le module de Young……...126
III.3.5.2. Le coefficient de poisson……...……..127
III.3.5.3. L'angle de frottement…….……..127
III.3.5.4. La cohésion……..128
III.3.5.5. L'angle de dilatance…….……128

III.3.5.6. Les contraintes en traction……..…….. 129
III.3.5.7. Paramètres avancés……..……130
III.3.5.7.1. Augmentation de la rigidité……..……130
III.3.5.7.2. Augmentation de la cohésion…….. 131
III.3.6. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)……...……131
III.3.7. Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M)……...……135
III.3.8. Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model.S.S.C.M)...139
III.4.Conclusion……..142

Chapitre IV : Etude paramétrique d'un pieu isolé soumis à un chargement axial

IV.1. INTRODUCTION……..……144
IV.2. Choix du modèle de référence……...144
IV.2.1. Définition et paramètres du modèle……...144
IV.2.2. Caractéristiques du modèle Elément fini…….……..145
IV.2.3. Interprétation des résultats……147
IV.2.4. Conclusion……...…..150
IV.3. Partie 1 : Etude paramétrique d'un pieu isolé soumis à un chargement axial…...……151
IV.3.1. Définition du modèle de référence…… 151
IV.3.2. Introduction des données……..……151
IV.3.3. Paramètres de matériaux……... 152
IV.3.4. Le Maillage……155
IV.3.5. Condition aux limites……155
IV.3.6. Phase de calcul……...156
IV.3.7. Discussion des résultats……..158

IV.4. Partie 2 : Effets des paramètres de modélisation……160

IV.4.1. Etude de l'influence de Maillage……160

IV.4.1.1. Définition du modèle……160

IV.4.1.2. Discussion des résultats……... 162

IV.4.1.3. Conclusion……...164

IV.4.2. L'influence du rapport d'élancement L/d……165

IV.4.2.1. Définition du modèle……165

IV.4.2.2. Discussion des résultats……165

IV.4.2.3. Conclusion……167

IV.4.3. L'effet de la variation de l'angle de frottement (φ)……..167

IV.4.3.1. Définition du modèle……..167

IV.4.3.2. Discussion des résultats……..168

IV.4.3.3. Conclusion……..170

IV.4.4. L'effet de la cohésion c ……171

IV.4.4.1. Définition du modèle……...……171

IV.4.4.2. Discussion des résultats……...……171

IV.4.4.3. Conclusion……174

IV.4.5. Influence de la nappe phréatique ……..174

IV.4.5.1. Définition du modèle……...……174

IV.4 .5.2. Discussion des résultats…….……174

IV.4.6.3. Conclusion……...177

IV.4.6. Comportement d'un pieu isolé dans un massif de sable ……177

IV.4.6.1. Définition du modèle……177

IV.4.6.2. Discussion des résultats……...177

IV.4.6.3. Conclusion……..…..179

Conclusion générale……...……180

Références bibliographiques……...…183

INTRODUCTION GENERALE :

Les Ouvrages en génie civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes pour accéder aux couches de sol offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci les fondations sur pieux qui constituent une solution souvent préconisée en construction.

Les fondations profondes permettent de reporter les charges de la structure sur des couches plus profondes, lorsque la résistance du sol en surface n'est pas assez suffisante pour utiliser des fondations superficielles. Cependant, de nombreuses structures doivent pouvoir résister aussi bien à des charges axiales qu'à des charges latérales.

Aujourd'hui, les pieux verticaux sont conçus pour reprendre de telles sollicitations. Or, ce type de problèmes est assez complexe et a fait l'objet de peu de recherches. Par ailleurs, le fait que la conception de ce type de fondations fait appel à deux spécialités, la géotechnique et la structure (interaction sol-structure), rend l'accès à ce domaine frontière difficile. C'est précisément cet état de fait qui a motivé la présente étude, et surtout l'évolution de la capacité portante (mobilisation de la charge latérale) des pieux dans des zones argileux.

L'objectif de ce travail était donc d'évaluer l'influence d'un chargement axial sur le comportement d'un pieu isolé.

Des analyses de tassement sont basées sur des solutions qui supposent le comportement contrainte-déformation du sol linéaire.

Présentation du sujet :

Dans ce Travail, on utilise une modélisation en **Plaxis2D** pour étudier le comportement d'un pieu isolé sous charges verticale dans un sol molle argileux.

Il s'agit d'un pieu vertical de 0.5m de diamètre et de10m de longueur fiché dans une argile molle, on propose des modélisations par éléments finis intégrant le sol et l'élément pieu pour mieux comprendre l'interaction entre eux. Compte tenu des difficultés de mise en œuvre de ce type de modèle, les simulations numériques ont été effectuées en supposant un comportement élastoplastique type Mohr-Coulomb pour le sol et un comportement linéaire élastique pour l'élément pieu.

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique sont Structurés en quatre chapitres.

- Le premier chapitre comporte des généralités sur les pieux, les différents types de pieux selon leur mode de mise en place ainsi leurs principes de fonctionnement il traite donc toutes les notions de base concernant les fondations profondes.

- Le deuxième chapitre est consacré à la définition des sols argileux mous et ses caractéristiques fondamentales, ainsi que l'étude de la consolidation et les modèles de comportements utilisé dans les argiles molle.

- Le troisième chapitre présente l'utilisation de la méthode des éléments finis en géotechnique ainsi que l'outil numérique que nous avons utilisé pour l'étude du problème « PLAXIS 2D V8.2 ».
- Le quatrième chapitre est dédié à la modélisation de l'Interaction Sol-pieu sous un chargement statique vertical appliqué en tête de pieu, avec une étude paramétrique sur quelques paramètres géotechniques et géométriques pour le cas d'un pieu isolé.

A la fin de cette mémoire, on présente les principales conclusions de ce travail de recherche ainsi que les perspectives envisagées pour les futurs travaux.

CHAPITRE I: Aperçu bibliographique sur les fondations profondes

I.1.Introduction:

En raison de nombreuses contraintes d'origine naturelles ou Artificielles, les constructions sont réalisées sur des sols de plus en plus médiocres et contigus à des ouvrages existants. Afin d'y pallier, de nouvelles techniques de renforcement et d'amélioration des sols se sont développées ces dernières années, dont les pieux.

I.1.1. Définition :

« Pieu » est un élément de fondation profonde élancé qui est fait d'un matériau ou d'une combinaison tels que le bois, l'acier et le béton et qui est préfabriqué et mise en place par battage, vérinage ou vissage.

Les pieux sont d'après le D.T.U, des fondations profondes creusées mécaniquement, prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller de 6 à 20 m et qui reportent les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles.

La section la plus courante d'un pieu est le cercle .Les diamètres peuvent varier de 0.10 à 1.60 m, voire plus.

Les autres sections possibles de pieux sont des carrés et des polygones (exemple : pieux préfabriqués), et des rectangles (exemple : les barrettes).

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

On définit aussi la longueur d'ancrage 'h' qui est la longueur d'encastrement du pieu dans les couches de terrains résistantes.

D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur L du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e. (Figure I.1).

Cette valeur de D_e doit être prise en compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu. (C.Plumelle, 2003 et Addaci, 2012).

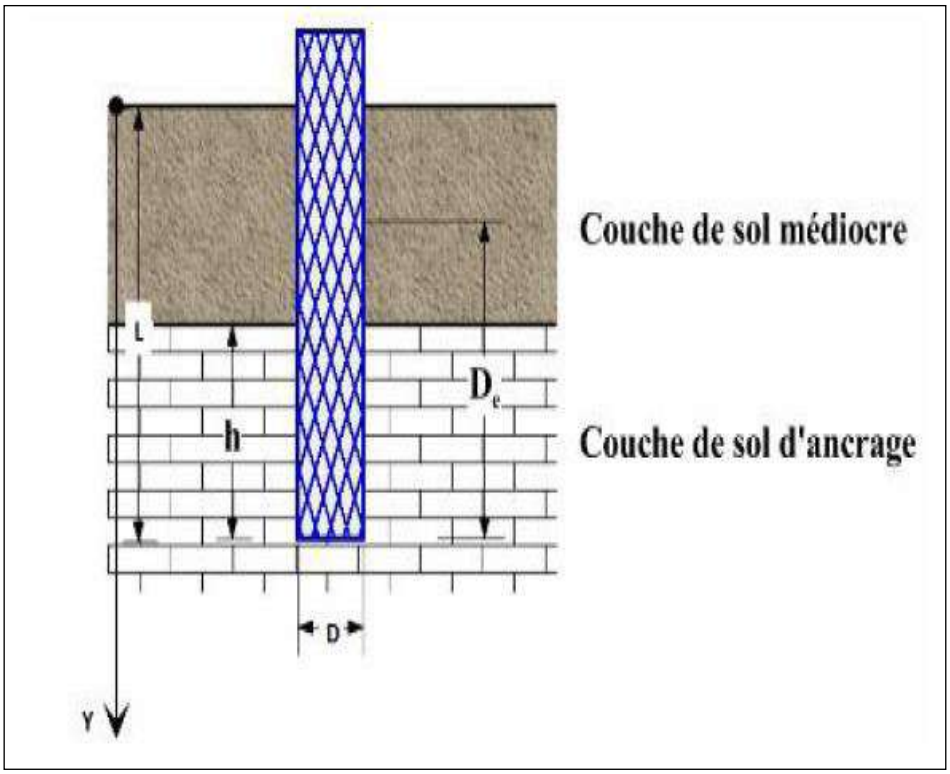


Figure I.1 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De, cité par (C.Plumelle.2003).

On considère qu'un élément de fondation est de type profond lorsque sa hauteur d'encastrement relatif Dg/B est supérieure à 5 (Fascicule 62, titre V et C.Plumelle.2003).

I.1.2. Historique :

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

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

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

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

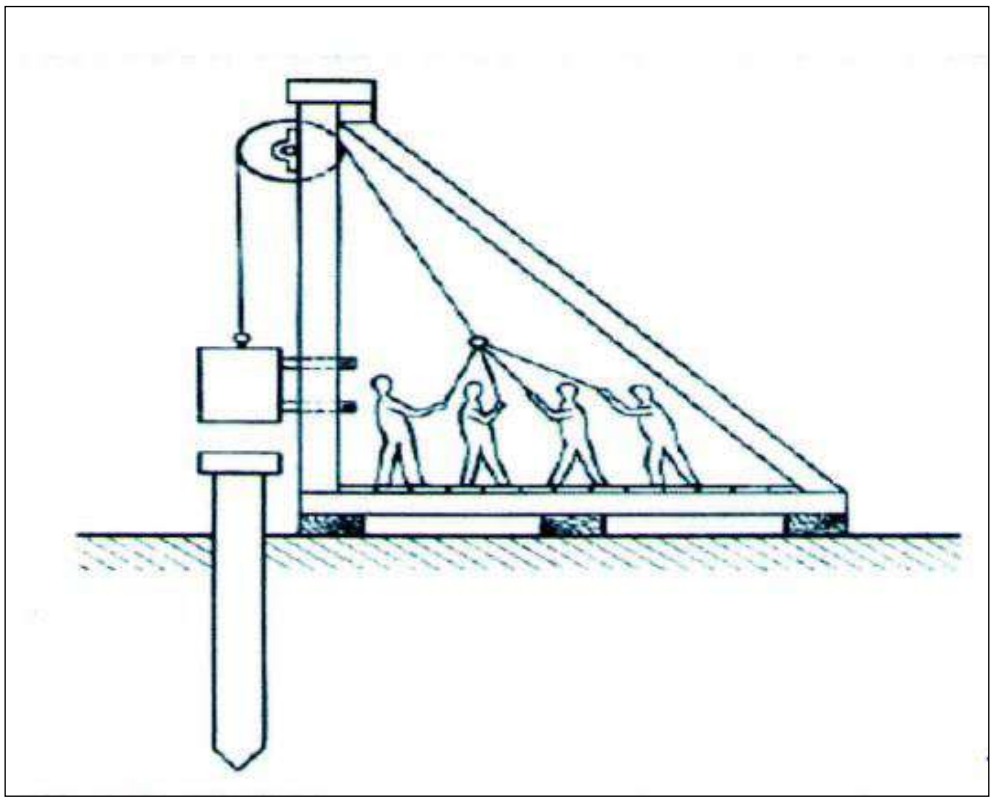


Figure I.2 : Sonnette à taraude.

I.1.3. Rôle des pieux :

Lorsque le sol situé immédiatement sous les ouvrages ne présente pas des qualités de portance suffisantes, les pieux constituent une solution de fondations profondes. La figure I.3 montre les différents cas de résistance des pieux.

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

Ils sont utilisés également pour résister à :

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

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

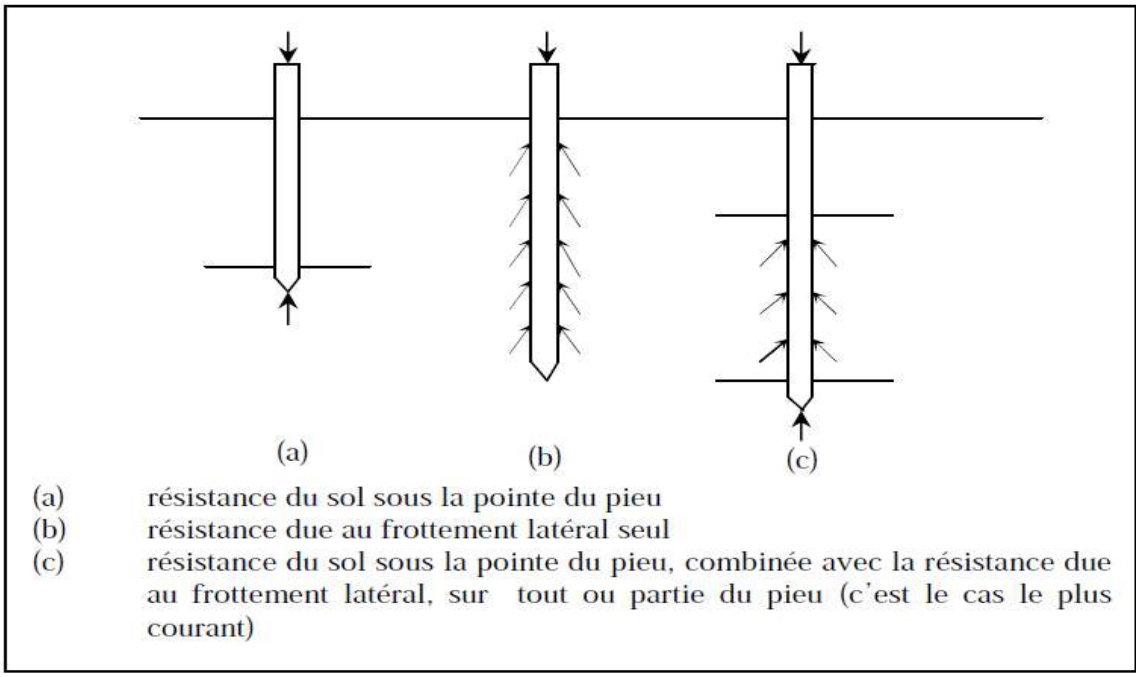


Figure I.3 : Résistance des pieux.

I.1.4. Classification des pieux :

I.1.4.1. Classification suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu : (Plumelle C.2003)

On distinguera essentiellement :

- **Les pieux colonnes :** ils sont fichés dans une couche résistante et travaillant en pointe.
- **Les pieux flottants :** ils sont placés dans les sols homogènes et des caractéristiques mécaniques constantes. Ces pieux transmettent essentiellement leur charge par frottement latéral.

- **Les pieux flottants à la base :** sont des pieux travaillant à la fois en pointe et au frottement latéral dans une ou plusieurs couches et caractéristiques géotechniques convenables.

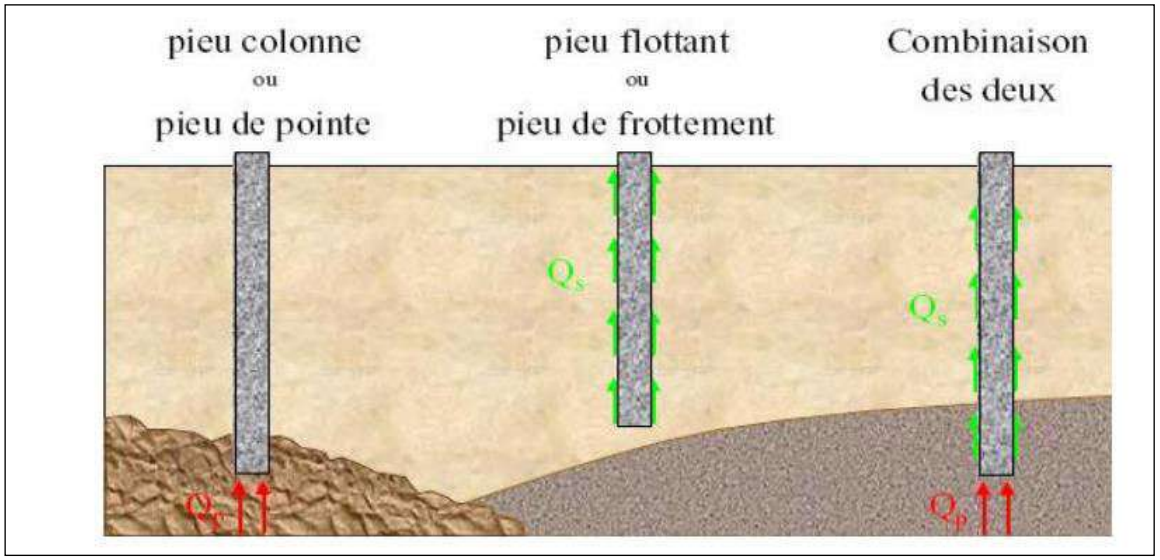


Figure I.4 : Classification suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu.

I.1.4.2.Classification avec ou sans refoulement du sol :

On distingue deux groupes de pieux : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

I.1.4.2.a. Pieux refoulant le sol à la mise en place :

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

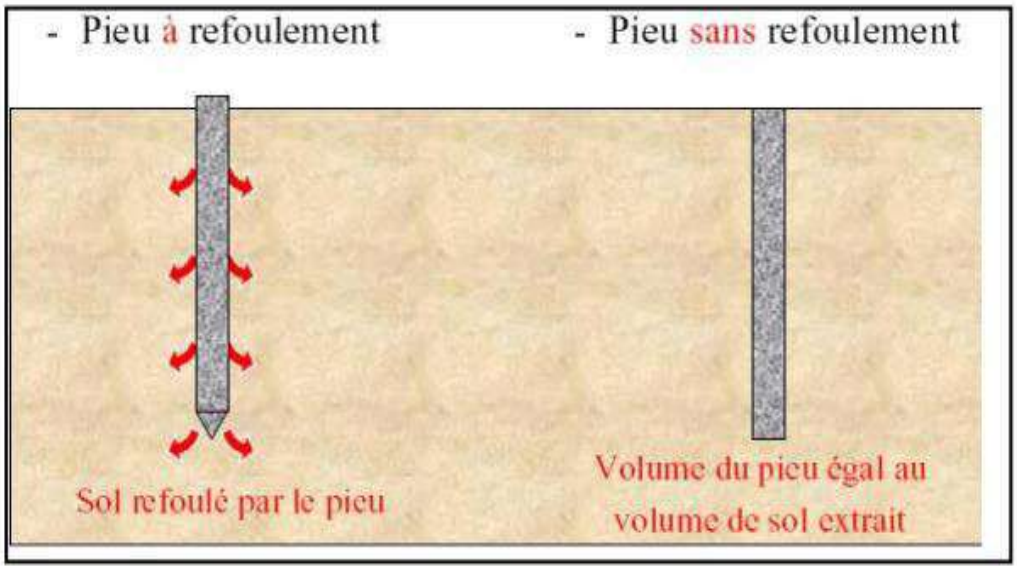


Figure I .5 : Les types des pieux suivant la mise en place dans le sol.

a. 1. Pieux battus :

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance, soit à tube battus exécutés en place. Pour les premiers il s'agit essentiellement de pieu en métal et de pieux préfabriqués en béton armé, pour les seconds de pieux battus moulés.

a. 1.1. Pieux battus en aciers :

L'acier peut avoir plusieurs formes. En effet, à la place de troncs d'arbres, on commença par battre des tubes puis ensuite des fers en I, en H ou même des caissons constitué de plusieurs palplanches.

L'intérêt de l'acier est que si le premier élément n'est pas suffisamment long parce que le refus n'est pas atteint quand il est complément enfoncé, il est relativement facile d'en raccorder un autre au précédent.

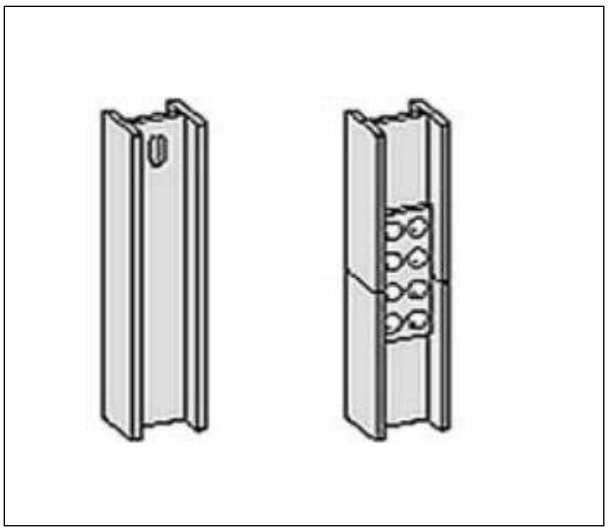


Figure I.6 : Exemple de raccordement de fers.



Figure I.7 : Battage de profilés en battus.

a. 1.2. Les pieux battus en béton (pieux Hercules) :

Le premier avantage de ces pieux était de pouvoir les couler sur place et d'éviter ainsi des transports coûteux et difficiles d'éléments longs sur les routes.

Leur **inconvénient** était qu'il était difficile de les rabouter en cas de besoin. Des solutions furent trouvées et brevetées selon la façon de raccorder des éléments entre eux.



Figure I.8 : Pieux Hercules.

a. 1.3.Pieux battus en fonte ductile :

Les pieux en fonte ductile constituent une nouvelle alternative technique et économique aux solutions conventionnelles de fondations profondes.

Supportant des charges de service jusqu'à 1400 KN, les pieux en fonte ductile sont appropriés à presque tous les types de projet de sol.

a. 1.4. Pieux en bois :

Les pieux en bois peuvent comporter ou non une tête en acier forgé. La tête de ces pieux battus était en général assez abîmée par le battage et il fallait la recéper avant de l'inclure dans une longrine ou un radier. Dans le cas des pieux en bois battus sous l'eau, il est très important que la tête ne soit plus en contact avec l'air sous peine de pourrir.

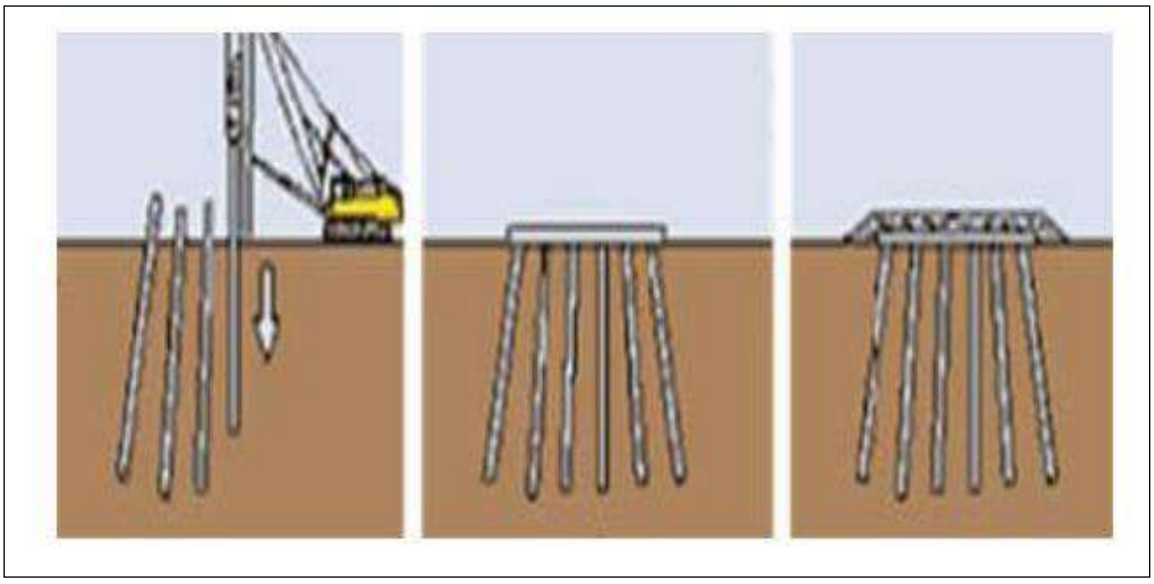


Figure I.9 : Exemple d'utilisation pour consolider le remblai d'une route.

a. 1.5. Pieu en métal battu :

Ces pieux, entièrement métallique, constitués d'acier E 24-2 on similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont données dans la figure suivante (figure I.10).

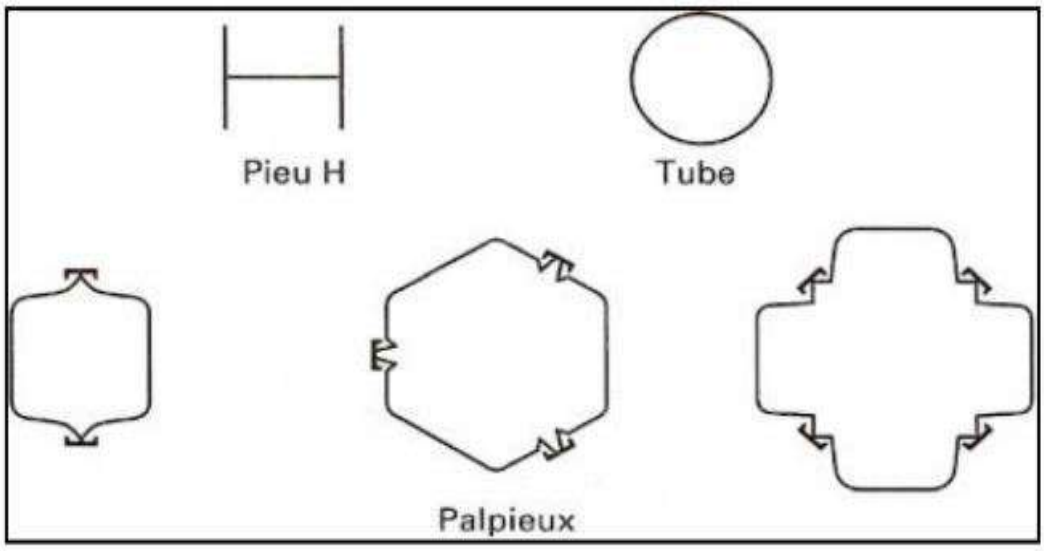


Figure I.10 : Profilés métalliques battus.

I.1.4.2.b .Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place :

b. 1. Pieux forés simples :

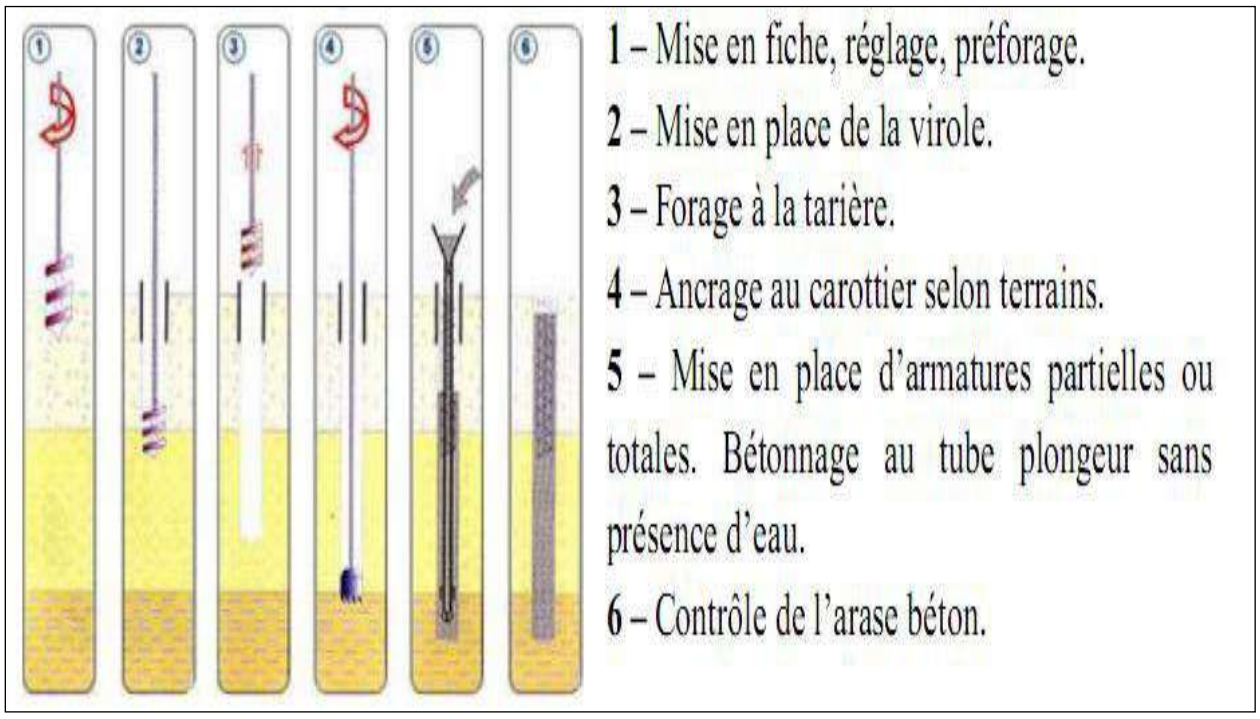


Figure I.11 : Pieux forés simples.

b. 2. Pieux forés tubés :

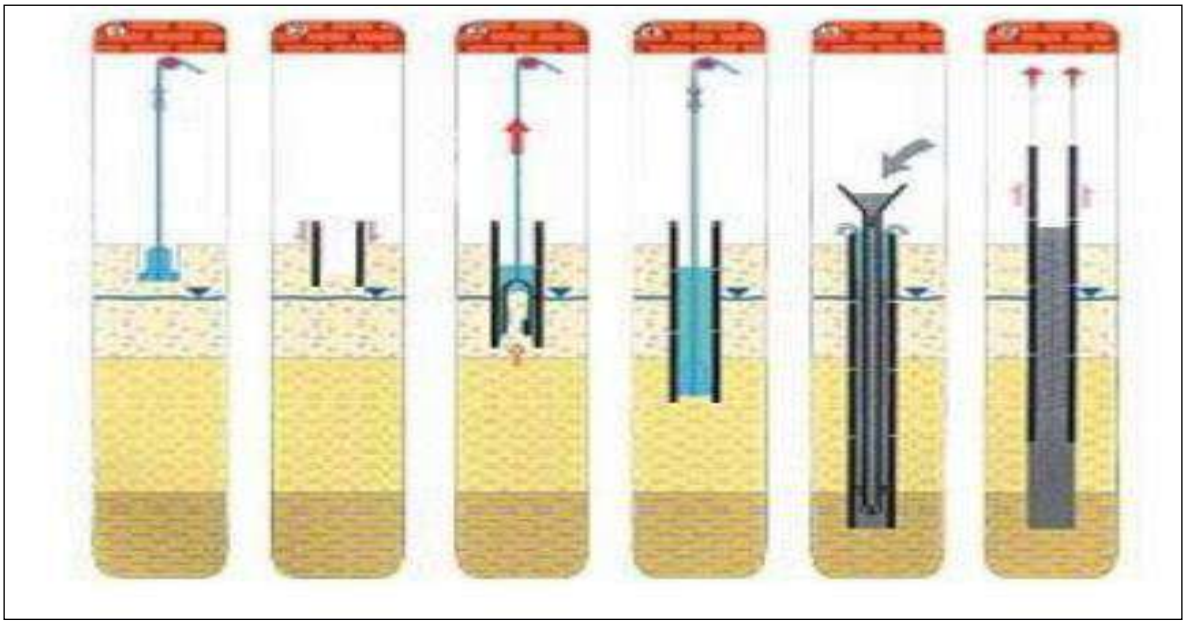


Figure I.12 : Pieux forés tubés.

Le matériel comporte un chevalement et un ensemble de treuils à chute libre pour la mise en œuvre des outils de forage. Les diamètres varient de 40 cm à 60 cm. Les outils de forage peuvent être la benne circulaire, la soupape dans les terrains mous et le trépan dans les terrains durs.

La figure suivante montre la mise en place du tubage grâce au treuil.

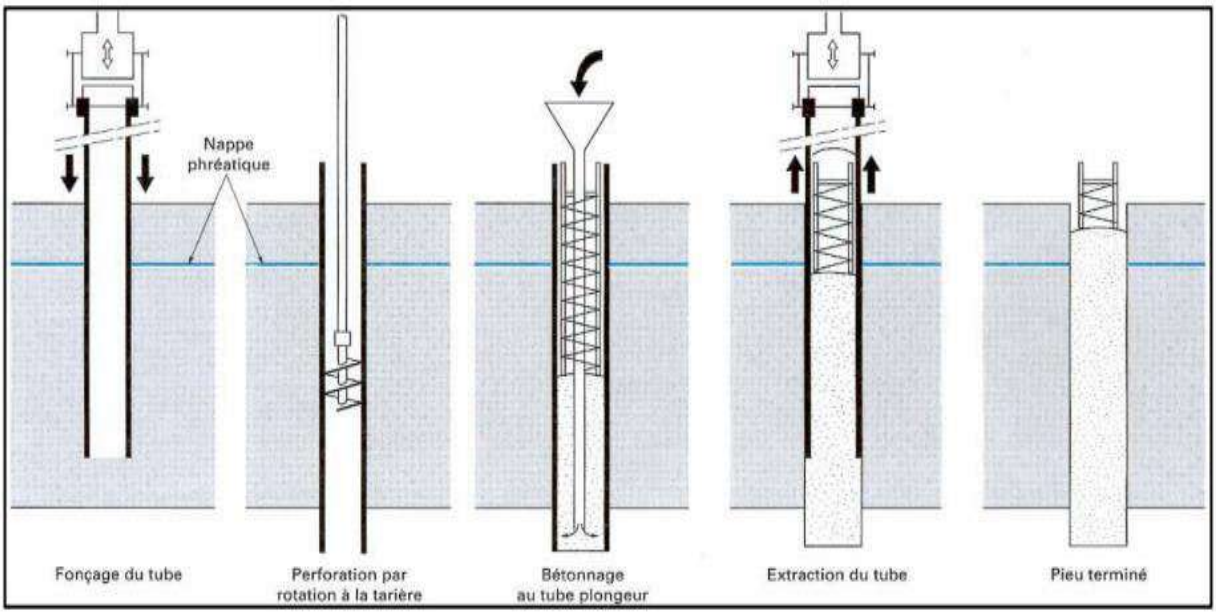


Figure I.13 : Pieu foré tubé (d'après doc. Études et Travaux de Fondation).

b. 3.Pieux vibro-forés :

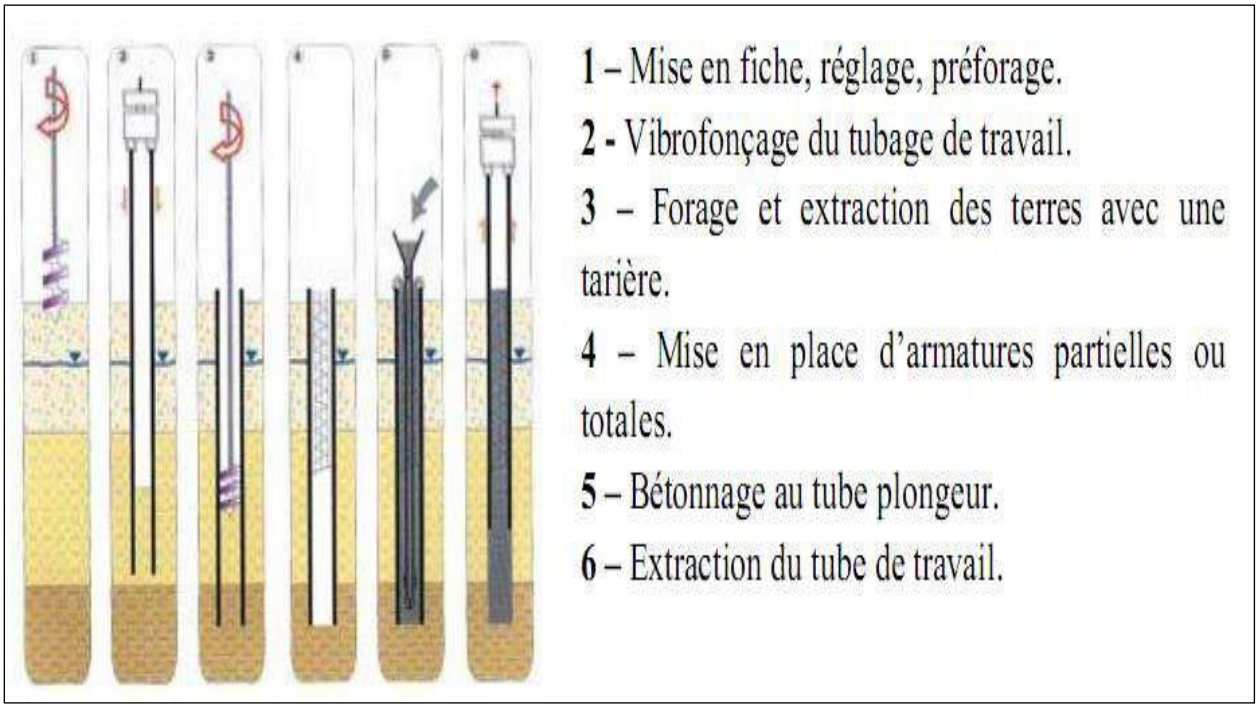
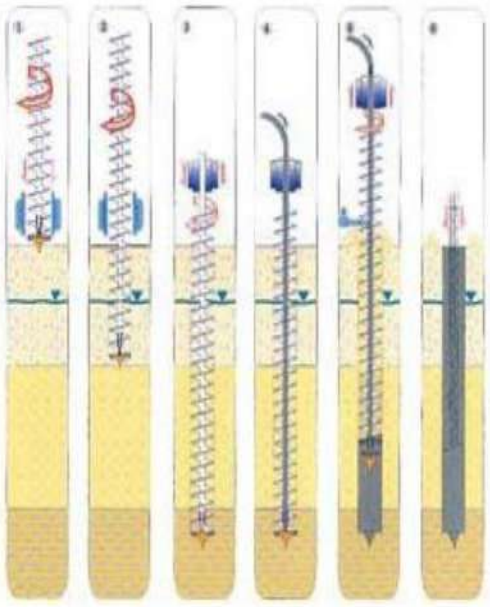


Figure I.14 : Pieux vibro-forés.

b. 4. Pieux forés à la tarière creuse :

Cette méthode est très économique et très utilisée. L'exécution est très rapide. Mais il faut que la nature de sol s'y prête. En effet tout sol dur ne peut pas être traversé.

La longueur de la tarière doit être égale à la hauteur du pieu. La longueur d'armature est limitée car elle est mise en place après bétonnage.



1 – Mise en fiche et réglage des guides de forage.

2 – Forage. La tarière est mise en rotation et se visse d'elle-même dans le sol.

3 – Ancrage par rotation et avec poussée sur l'outil et remontée de quelques cm de la tarière en dégageant les trous du tube plongeur.

4 – Injection de béton dans l'axe creux de la tarière

5 – Remontée de la tarière en rotation lente, nettoyage de la tarière et bétonnage contrôlé en continu les déblais sont enlevés de l'hélice de la tarière.

6 - Mise en place des armatures.

Figure I.15 : Pieux forés à la tarière creuse.

b. 5. Barrettes :

Il s'agit d'un type de pieux forés et moulés dont les caractères distinctifs concernant la forme et le mode de forage.

On utilise des outillages de forage à benne ou de type Hydrofraise dont les dimensions constituent la base de celles des appuis.

Les appuis les plus simples sont réalisés avec un seul coup de benne (ou Hydrofraise) 'standard'. Les dimensions sont alors :

- Largeur : 0.52, 0.62, 1.02, 1.22, 1.52 m.
- Ouverture : 1.80, 2.20, 2.70, 3.00 m.

A partir de ces bases, on peut concevoir des appuis plus grands ou plus rigides : barres,

Croix, H, T…etc.

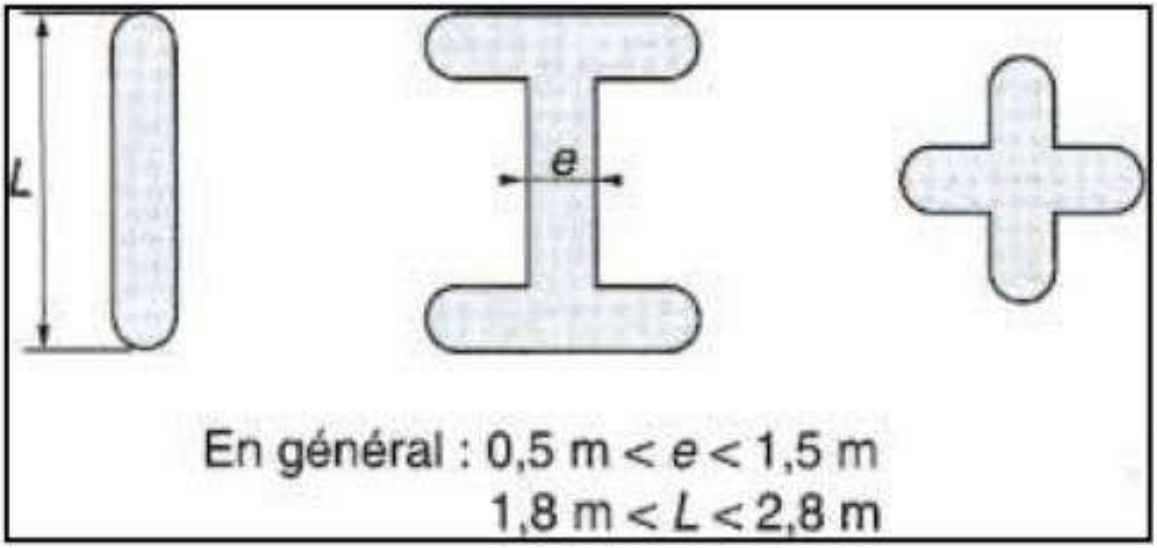


Figure I.16 : Différents types de barrettes.

I.1.5. Conditions d'emploi des pieux :

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

a- Techniques :

- Nature de l'ouvrage, type et importance des charges,
- Longueur possible des pieux,
- Nature du sol,
- Présence d'eau, agressivité particulière,
- Causes de détérioration,
- Possibilité de mise en œuvre et environnement,
- Matériaux disponibles,
- Délais d'exécution souhaités ;

b- Économiques :

- Ressources locales et matières premières (bois, acier, ciment),
- Possibilités d'approvisionnement, accès, transport,
- Ressources en main-d'œuvre, coût,
- Matériel disponible,
- Comparaison des coûts des différents types techniquement satisfaisants,
- Coût de l'entretien éventuel et des conséquences sur les ouvrages voisins,
- Crédits disponibles.

I.1.6. Choix du type de pieu :

Le choix du type de pieu dépend :

- De la nature des couches rencontrées dans le terrain.
- De la présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines.
- Des charges à reprendre.
- De l'environnement du chantier.
- Du coût d'exécution.
- Du matériel et de la technicité de l'entreprise.

I.1.7. Mode d'exécution des pieux :

On peut donc retenir des différentes modes d'exécution des pieux qu'il existe trois étapes :

I.1.7.1. Réalisation du trou :

- Soit en comprimant le sol en battant un pieu préfabriqué ou un tube obturé en partie basse,
- Soit en forant :
  - Avec des bennes preneuses, des bennes rotatives ou des tarières dans les sols meubles
  - Avec des trépans pour briser les sols durs puis des soupapes il y aura blindage lors du forage si le sol a tendance à s'ébouler et si l'appareil de forage utilisé ne retient pas le sol lors du coulage du béton, les blindages peuvent être de la boue bentonitique ou un tube non obturé enfoncé.

I.1.7.2. Emploi de chemise :

On utilise un tubage perdu appelé chemise pour réduire le frottement négatif, et éliminer les problèmes d'eau ou de vides.

I.1.7.3. Mise en œuvre des pieux :

Il existe de nombreux modes d'exécution des pieux :

- **Les pieux façonnés à L'avance.**
- **Les pieux préfabriqués en béton armé** : les pieux en béton armé sont enfoncés dans le sol par battage au moyen d'un mouton diesel ou par vibrofonçage.

I.2. Facteurs influant sur le comportement d'une fondation profonde :

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

Leur comportement est alors lié aux aspects suivants :

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

Généralement, le fût est relativement rugueux et donc le frottement latéral représente en partie le cisaillement du sol sur une certaine épaisseur (très localisée) ;

- Le comportement non linéaire du sol près de la pointe des pieux.

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

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

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

15 fois son diamètre.

I.2.1. Paramètres de sol pour le dimensionnement des pieux :

Les dimensions et le type de pieux sont déterminés selon la nature du sol (tableau I.1).

Pour les pieux construits sur place ou préfabriqués, ils sont généralement déterminés à partir de considérations économiques et pratiques. Le choix du type de pieux est également dicté par l'importance de la structure à supporter.

Tableau I.1 : Choix de type des pieux selon la nature de sol.

Nature du sol	Type de pieux	Références
Sol pulvérulent lâche	Pieu conique pour augmenter le frottement latéral.	Hannigan et al.1998
Dépôt d'argile molle profonde	Pieu en béton à surface rugueuse pour augmenter l'adhésion et la vitesse de dissipation de pression interstitielle.	Hannigan et al.1998

Sable lâche profond ou moyen dense	Section métallique type H-Pieu.	Tomlinson, 1987
Dépôt de gros gravier	Pieu en béton précontraint dans le cas d'un battage prévu difficile, section métallique type H-P et tubulaire à base ouverte sont utilisés mais souvent avec des longueurs grandes.	Hannigan et al.1998

Les pieux sont généralement dimensionnés soit sur la base de méthodes empiriques, soit sur la base d'essais in situ. Les deux principaux paramètres du sol pour le calcul de pieux sont la cohésion (c) et l'angle de frottement interne (φ). De plus, dans le cas des charges latérales, la valeur du module de réaction du sol Es est nécessaire pour le dimensionnement des pieux (Frank, 2003).

I.2.2. Facteurs influençant les paramètres c et φ :

a- Sols pulvérulents (c = 0, φ) :

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

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

Le tableau I.2 résume l'effet de ces facteurs sur l'angle (φ) :

Tableau I.2 : Facteurs influençant (φ).

Facteurs	**Angle (φ)**
e (indice des vides) augmente	Diminue
C_u augmente (granulométrie étalée)	Augmente
La forme plus angulaire des particules	Supérieur
La rugosité de la surface prononcée	Important
Présence de l'eau	Diminue légèrement

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

b- Sols cohérents :

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

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

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

I.3. Pieu isolé sous charge axiale :

I.3.1. Définition :

On développe ici principalement les méthodes de détermination de la capacité portante des pieux basés sur les résultats d'un essai statique de chargement ou sur les résultats d'essais préssiométriques et pénétrométriques. Ces recommandations sont issues des résultats de plus de 200 essais de chargement statique de pieux en vraie grandeur réalisés par les laboratoires des Ponts et Chaussées depuis 1994,(Gianselli 1981). Elles forment les bases des Règles techniques de conception et calcul des fondations des ouvrages de génie civil (Fasicule n°2 , titre V 1993).Par ailleurs, on donne des indications sur l'utilisation des méthodes dynamiques.

Tout ce qui est dit dans ce paragraphe concerne aussi bien les pieux inclinés que les pieux droits, à condition de considérer les charges axiales.

I.3.1.1. Charge limite et charge de fluage :

I.3.1.1.1. Charge limite Q_l :

Considérons un pieu dont la base est située à la profondeur D dans un sol homogène (figure I.17). Ce pieu, dont on néglige le poids est chargé axialement en tête par une charge Q.

Si l'on accroît progressivement Q à partir de 0, le pieu s'enfonce en tête, de St, et la courbe représentant Q en fonction de St à l'allure indiquée sur la figure I.16, avec une charge limite Q_l correspondant à la rupture de sol. L'enfoncement ne se stabilise plus sous la charge et la vitesse d'enfoncement est relativement grande.

Conventionnellement, Q_l sera la charge correspondant à St = B/10 (avec B diamètre de pieu) ou à une vitesse d'enfoncement de 1 à 5mm /min.

Au moment de la rupture, la charge Q_l est équilibrée par les réactions limites de sol suivantes :

- Résistance unitaire du sol sous la pointe $q_p$conduisant à charge limite de pointe :

$$Q_p = q_p . A_p$$

Avec A_p : Section droite de la pointe ;

- Résistance q_s due au frottement du sol sur la surface latérale du pieu si $q_s$est le frottement latéral unitaire limite, la charge limite par frottement latéral est :

$$Q = q_{s_s}.A_s$$

Avec As : Surface latérale du pieu ;

et l'on a :

$$Q_l = Q_s + Q_p$$

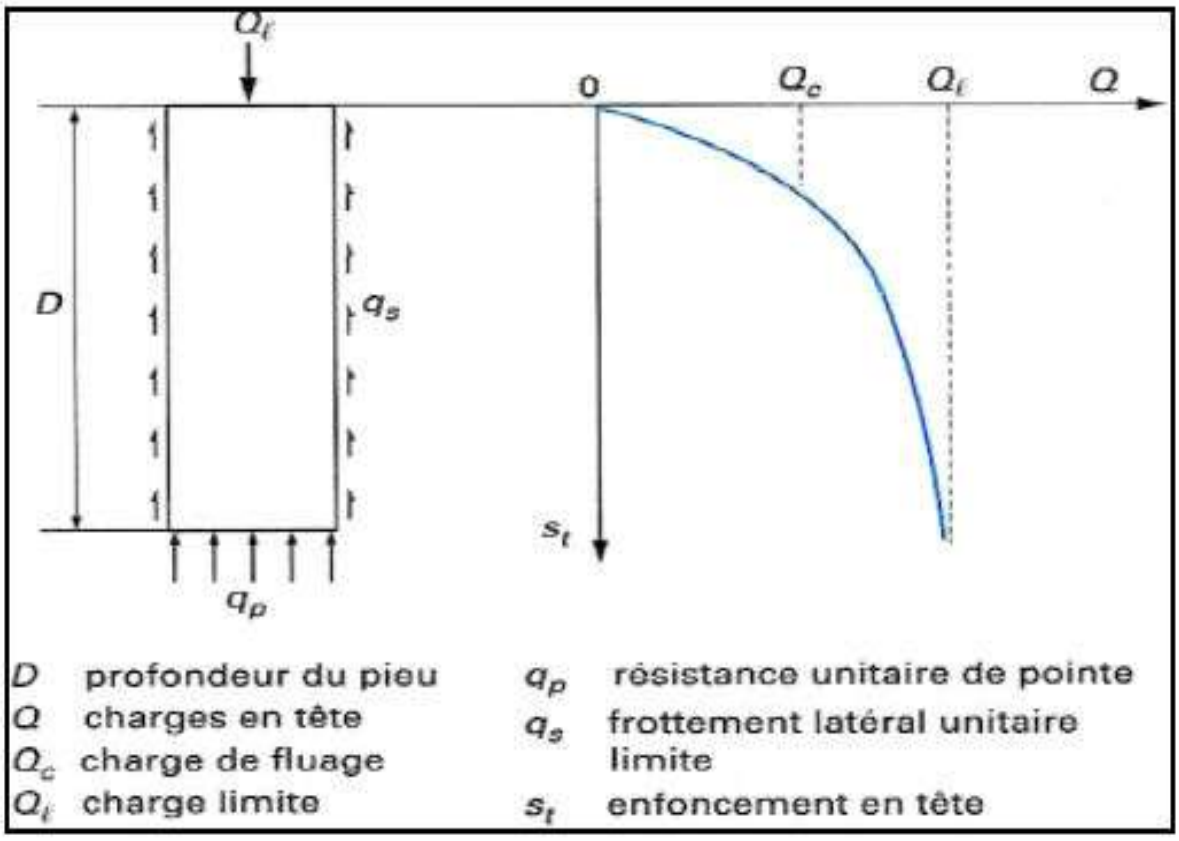


Figure I.17 : Courbe de chargement axial d'un pieu.

I.3.1.1.2. Charge de fluage Q_C :

La courbe (figure I.17) représentant la charge appliqué au pieu en fonction de l'enfoncement présente une partie sensiblement linéaire ce limitant a une charge Q_C appelée charge de fluage pour les charges supérieures à Q_C, l'enfoncement de pieu ne se stabilise plus dans le temps, à charge constante.

Les nombreux essais de chargement de pieu en vraie grandeur effectués par les laboratoires des Ponts et Chaussées ont permis d'établir des corrélations entre la charge de fluage Q_C et les charges limites de pointe Q_p et de frottement latéral Q_s. Ces corrélations sont différentes suivant le mode de mise en place du pieu dans le sol. On peut retenir :

- Pour les pieux refoulant le sol :

$$Q_C = \frac{Q_p}{1{,}5} + \frac{Q_s}{1{,}5} = \frac{Q_l}{1{,}5} \;\; ou \;\; Q_C = 0{,}7 x Q_l$$

- Pour les pieux ne refoulant pas le sol :

$$Q_C = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{1{,}5}$$

- Pour les pieux travaillant en arrachement :

$$Q_p = 0 \; et \; Q_c = \frac{Q_s}{1{,}5}$$

Les méthodes de dimensionnement données aux paragraphes suivants visent à déterminer la charge limite Q_l la charge de fluage Q_C en sera déduite par ces formules empiriques, sauf dans le cas de l'essai de chargement statique, ou elle sera évaluée directement.

I.3.1.1.3. Prédimensionnement d'un pieu isolé :

Les canevas de pré dimensionnement utilisé pour un pieu isolé est le suivant :

On détermine la section de pieu par le rapport : Q /σ0.

Avec : σ0 : La contrainte maximale.

Q : La charge appliquée sur le pieu.

Comte tenu de la coupe de sol, on peut choisir l'ancrage du pieu. Sur cette base.

- On calcule ainsi l'effort mobilisable en pointe Q_p.
- Et on calcule le frottement latéral Q_f.

Connaissant Q_p et Q_f, on détermine ainsi la charge admissible :

$$Q = \frac{Q_f}{F_f} + \frac{Q_p}{F_p}$$

Avec F_f et F_p les coefficients de sécurité correspondants.

I.3.1.2. Théories classiques rigides-plastiques :

Les théories classiques du calcul de la charge limite axiale d'un pieu reposent sur l'hypothèse du comportement rigide-plastique du sol, supposé partout en état de rupture dans une certaine zone autour du pieu.

Dans ces théories, les efforts résistants unitaires (résistance de pointe q_p, frottement latéral limite q_s) ne dépendent que des caractéristiques de rupture du sol mesurées en laboratoire (cohésion c et angle de frottement φ) et sont reliés directement à la profondeur (par l'intermédiaire de la contrainte verticale q_z due au poids des terres au-dessus du niveau z considéré).

Ainsi, dans les sols frottants, pour un sol homogène de poids volumique déjaugé γ' :

$$q_p = c' N_c + q'_0 N_q$$

Avec : $q'_0 = \gamma' D$

Si D : est la longueur ou la profondeur du pieu ;

N_c et N_q: facteurs de capacité portante de cohésion et de profondeur, fonction de φ uniquement,

et : $q_s = K q_z \tan\delta + c'$

avec $q_z = \gamma' z$

K rapport entre la contrainte normale au pieu et la contrainte parallèle à l'axe à la profondeur z (assimilée à la contrainte verticale q_z).

δ angle de frottement entre le sol et le pieu (fraction prise souvent égale à 2/3 de l'angle de frottement interne du sol).

Suivant les auteurs et suivant les schémas de rupture adoptés (Figure .I.18), les coefficients $N_c$et $N_q$peuvent varier dans le rapport de 1 à 10, et même davantage.

Pour les sols purement cohérents (φ = 0 et c =c_u) :

$$q_p = N_c c_u + q_0$$

avec N_c souvent pris égal à 9,

et : $q_s = \alpha \leq 1$suivant la nature du sol, du pieu et de sa mise en œuvre.

On en développera pas plus ici ces théories classiques. Elles sont, en effet, de moins en moins utilisées en France pour les ouvrages de génie civil,

notamment grâce au développement de méthodes empirique basées sur les résultats d'essais de reconnaissance en place (pressiomètre, pénétromètre, principalement) et les résultats d'essais de pieux en vraie grandeurs, méthodes jugées opérationnelles et plus fiables.

On trouvera dans tous les ouvrages de base de mécanique des sols et des fondations de plus amples informations sur les théories classiques de capacité portante des pieux.

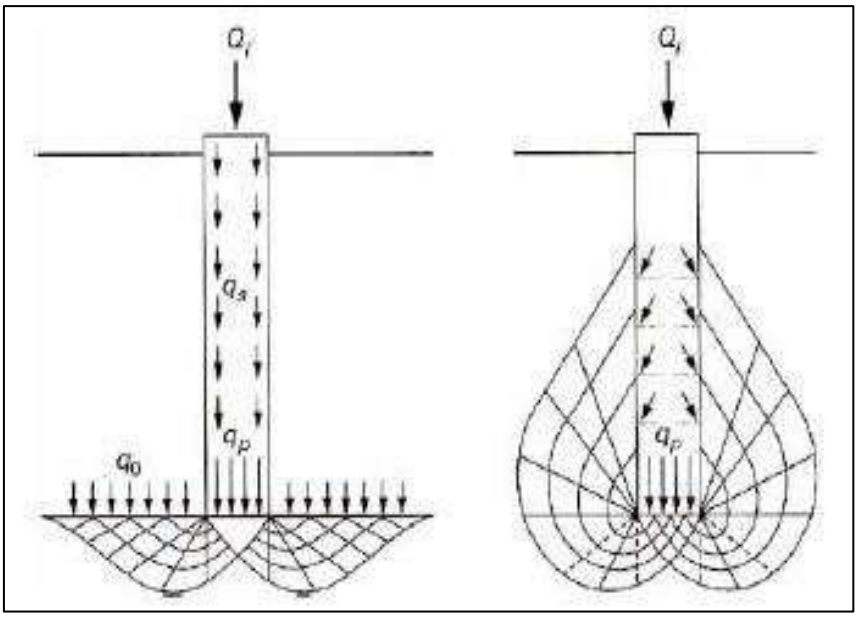


Figure I.18: Exemples de schémas de rupture selon les théories classiques.

I.3.1.3. Encastrement équivalent. Pression limite et résistance de pointe équivalentes :

Profondeur critique :

I.3.1.3.1. Hauteur d'encastrement équivalente :

Elle est définie à partir des résultats des essais de sol en place : pressiomètre ou pénétromètre.

Si l'on considère la courbe représentant, en fonction de la profondeur z (figure I.19) :

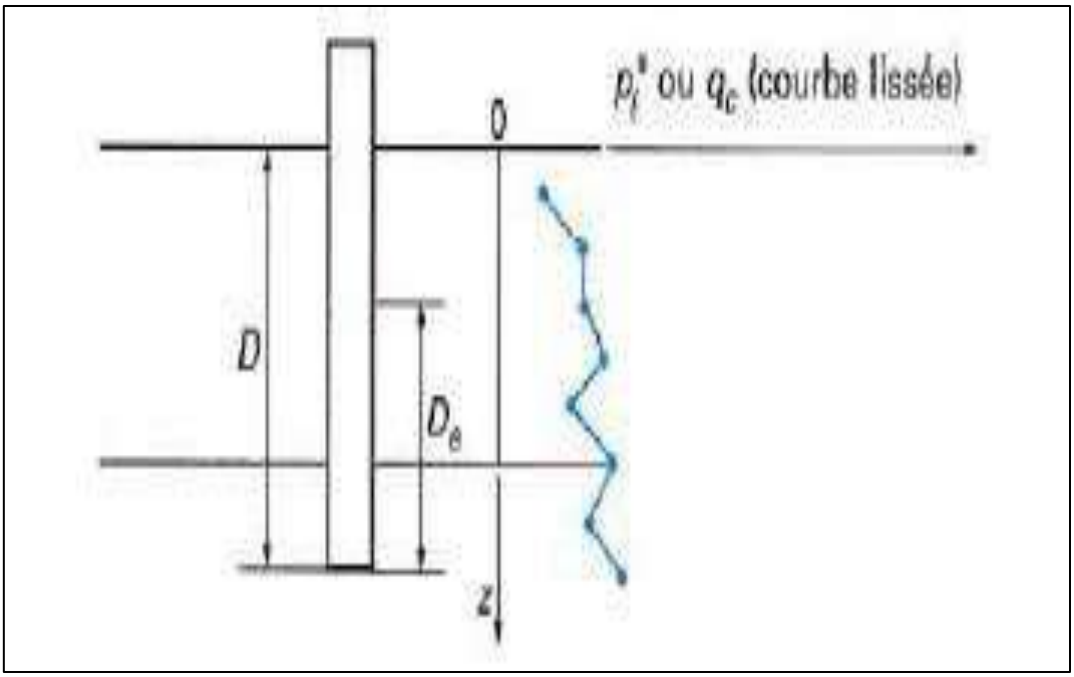


Figure I.19 : Définition de l'encastrement équivalent.

-Soit, dans le cas du pressiomètre, la pression limite nette :

$$P^*_\ell = P_\ell - P_0$$

Avec:

P_ℓ : Pression limite mesurée.

P_0: Contrainte total horizontale au même niveau dans le sol avant l'essai.

-Soit, dans le cas du pénétromètre statique, la résistance de pointe (ou résistance de cône)q_c.

La hauteur d'encastrement équivalente $D_e$est définit par :

- **Cas du pressiomètre :**

$$D_e = \frac{1}{P^*_{\ell e}} \int_0^D P^*_\ell(z)dz$$

- **Cas du pénétromètre statique :**

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z)dz$$

$P^*_{\ell e}$ et q_{ce} : Étant respectivement la pression limite nette et la résistance de pointe équivalente définies ci-après.

I.3.1.3.2. Pression limite nette équivalente au pressiomètre $P^*_{\ell e}$:

C'est une pression moyenne autour de la base de pieu. Elle est déterminée de la manière suivante (figure I.20) :

Avec a = B/2 si B >1 m.

a = 0,5 m si B < 1 m.

b = min {a, h} où h est la hauteur de l'élément de fonction dans la couche porteuse.

Ce calcul n'est cependant valable que dans le cas d'une formation porteuse homogène, c'est-à-dire une couche pour laquelle les valeurs maximales de P_ℓ n'excédent pas 2 fois les valeurs minimales de P_ℓ.

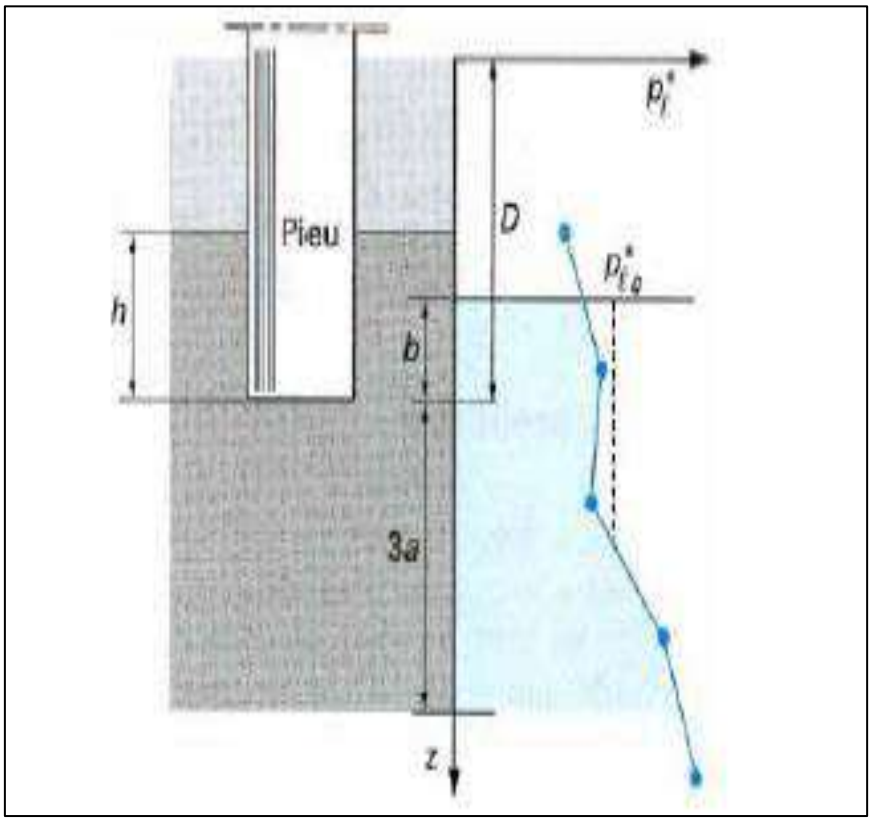


Figure I.20 : Définition de pression limite équivalente au pressiomètre.

I.3.1.3.3. Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique :

C'est une résistance de pointe moyenne autour de la base du pieu définie, à partir d'une courbe q_c(z) lissée, par (figure I.21) :

$$\mathrm{q_{ce}} = \frac{1}{3a+b}\int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}\,(z)dz$$

Avec q_{cc} résistance de pointe q_c écrêtée à 1,3 $\mathrm{q_{cm}}$:

$$\mathrm{q_{cm}} = \frac{1}{3a+b}\int_{D-b}^{D+3a} q_c\,(z)dz$$

a et b ayant même définition que dans le cas du pressiomètre.

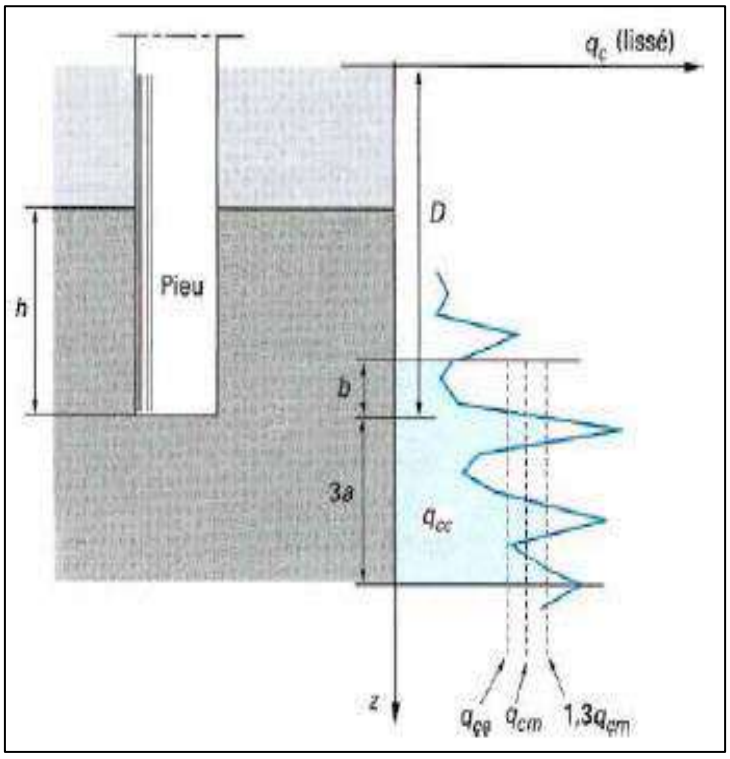


Figure I.21 : Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente au pénétromètre statique.

I.3.1.3.4. Profondeur critique :

L'expérience montre que, dans un sol homogène, la charge limite de pointe $Q_P$augmente avec la profondeur D, jusqu'à une profondeur dite profondeur critique $D_c$au- delà de laquelle elle reste constante (figure I.22). Cette profondeur critique varie, en principe, avec :

- Le type de sol.
- La résistance de sol.
- Le diamètre de pieu.

En fonction de rapport De/B entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur équivalente de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes :

- De/B < 1,5 : il s'agit de fondations superficielles qui doivent être traitées par les méthodes propres à ce type de fondation.
- De/B > 1,5 : il s'agit de fondations profondes dont la base est située au-delà de la profondeur critique : les méthodes de calculs développées dans ce chapitre pleinement.
- 1,5 < De/B <5 : il s'agit de fondations semi-profondes ou sous-critiques. Les méthodes de calcul de fondations profondes s'appliquent, moyennement des adaptations.

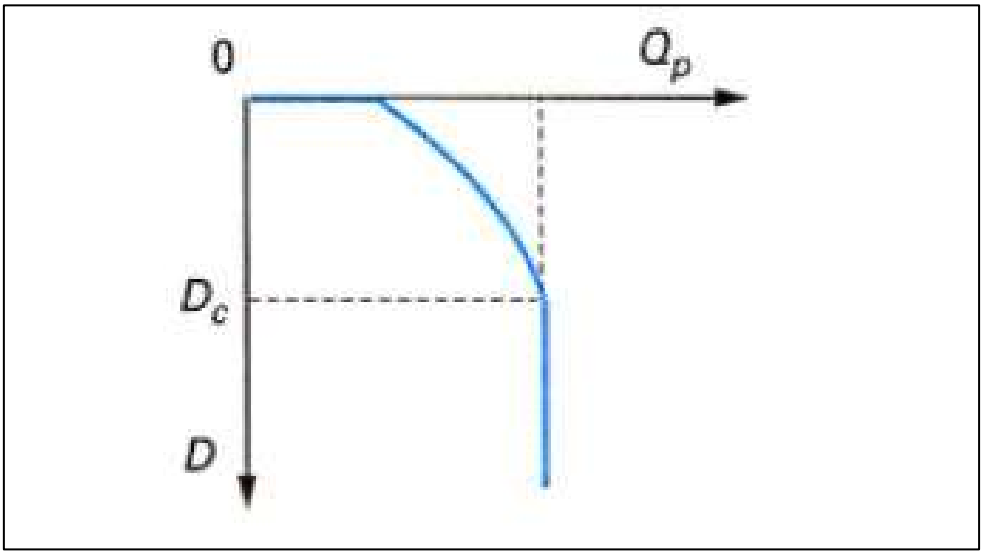


Figure I.22 : Variation de la charge limite de pointe $Q_P$en fonction de la profondeur D dans un sol homogène.

I.3.2. Prévision de la charge limite Q_ℓ et la charge de fluage Q_c à partir d'un essai de chargement statique :

I.3.2.1. Principe et Appareillage :

L'essai de chargement statique a pour but de déterminer directement sur un pieu d'essais la courbe charge-enfoncement du pieu (figure I.17), d'en déduire les charges limites Q_ℓ et de fluage Q_c et, par suite, la charge admissible sur le pieu.

Le principe de la méthode, la description de l'appareillage à utiliser, la préparation et l'exécution de l'essai sont décrits en détail dans la norme (AFNOR NF 1991), du moins pour la compression axiale.

L'appareillage nécessaire à la réalisation d'un tel essai comprend habituellement (figure I.23) :

- Un dispositif de réaction : massif-poids constitué de cuves remplies de gravillons ou poutres de réaction avec ancrage (pieux voisins pouvant être sollicités à l'arrachement ou tirants précontraints) ;
- Un dispositif de chargement : vérin hydraulique transmettant l'effort au pieu par l'intermédiaire d'une rotule et d'une plaque de répartition ;
- Un dispositif de mesures :
  - Mesure des charges : manomètre branchés sur le circuit d'alimentation du vérin ou, ce qui est préférable, peson électrique intercalé entre le vérin et le pieu.
  - Mesure des déplacements en tête : niveau à lunette, comparateurs.
  - On peut également mesurer les efforts à différents niveaux du fût : on instrumente alors le pieu d'extensomètres à différentes profondeurs (jauges collées, extensomètres amovibles etc...par exemple (Gianselli 1981).

Délai de repos :

D'une façon générale, il est recommandé de laisser s'écouler un délai de repos de 1 à 4 semaines entre la mise en place du pieu de l'essai de chargement.

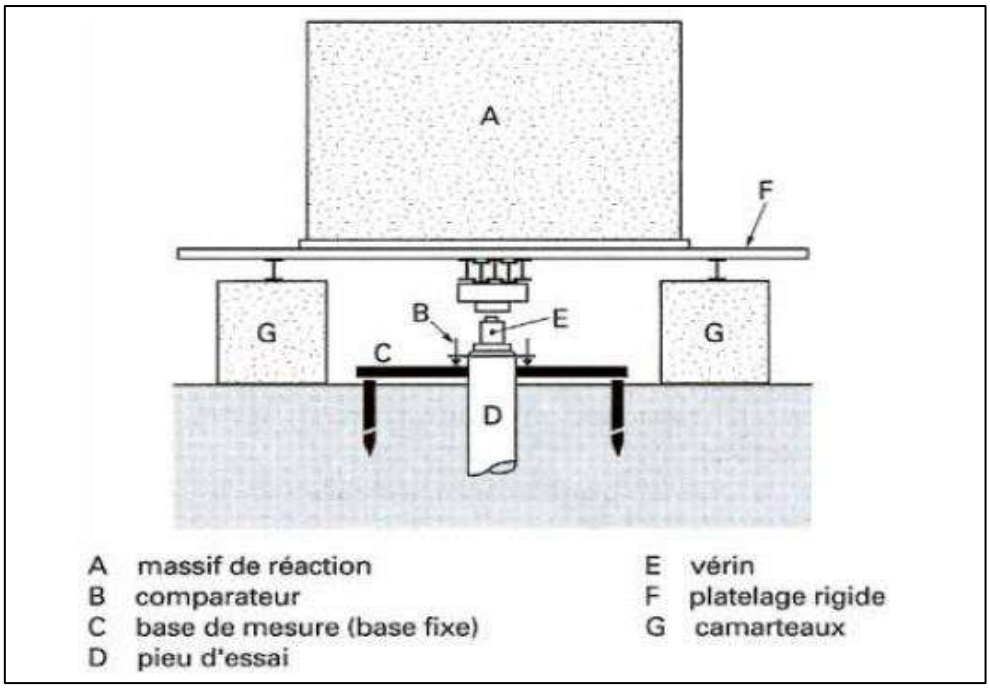


Figure I.23 : Dispositif de chargement et de mesure pour essai de pieu (schéma de principe).

I.3.2.2. Programme de chargement :

Il convient en premier lieu d'évaluer, au moins approximativement, la charge limite $Q_\ell$par la méthode pressiomètrique ou pénétromètrique.

La norme (AFNOR NF 1991) définit deux types d'essai statique de compression axiale.

L'essai préalable a pour but d'atteindre la rupture de portance du sol et de pouvoir, ainsi, optimiser la fondation sur pieu de l'ouvrage. Le programme d'essai comporte deux cycles de chargement-déchargement (figure I.24.a) :

- Un premier cycle, avec un chargement par 5 paliers de 1 h jusqu'à 0,5 Q max, e et un déchargement avec un palier de 5 min.
- Suivi d'un second cycle, avec un chargement de 5 paliers de 30 min et 5 paliers de 1 h jusqu'à Q max, e et un déchargement de 4 paliers de 5 min.

Q max, e la charge maximale d'essai est de telle que :

$$1{,}3Q_\ell = Q_{max,\,e} \leq Q_G$$

Où $Q_G$est une charge définie en fonction des matériaux constitutifs du pieu et de l'usage futur du pieu d'essai. L'essai de contrôle est effectué sur un pieu de l'ouvrage. Son but est de vérifier la qualité et l'intégrité du pieu et de s'assurer que son comportement est conforme aux prévisions. La charge d'essai ne doit pas dépasser $0{,}8Q_G$. Le programme d'essai ne comporte qu'un seul cycle (figure I.24. b).

Pour chaque palier chargement ou de déchargement, l'enfoncement de la tête du pieu st est mesuré en fonction du temps.

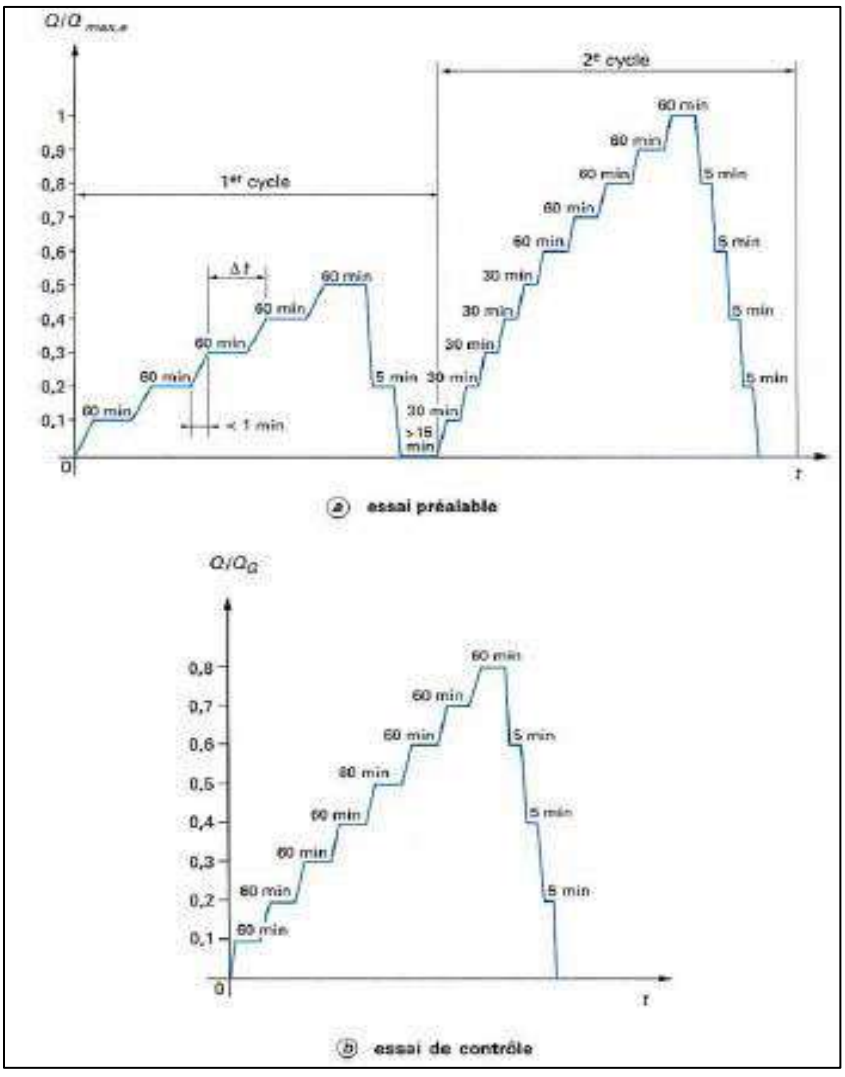


Figure I.24: Programme de chargement-déchargement (AFNOR-1991).

I.3.2.3. Exploitation des résultats :

Dans le cas de l'essai préalable, on trace les courbes suivantes :

- Figure I.25.a: charge en tête Q, enfoncement en tête st (cumulé, obtenu à la fin de chaque palier).
- Figure I.25. b : enfoncement en tête, logarithme du temps ; la partie de ces courbes, en général linéaire, située entre 30 et 60 min, correspond à ce que l'on appelle des droites de stabilisation (prendre les déplacements du premiers cycle jusqu'à 0,5 Q_{max}, puis ceux du 2e cycle à partir de 0,6 Q_{max}).
- Figure I.25.c: vitesse d'enfoncement v (prise entre 30 et 60 min, charge en tête Q, pour chaque palier [v correspond, à un facteur constant prés, à la pente de la partie droite (30 - 60 min des courbes de stabilisation)].

L'analyse de ces courbes fournit :

- La charge de fluage $Q_c$qui correspond à l'intersection des deux parties linéaires de la courbe de la figure I.24.c lorsque celle-ci se présente sous cette forme, ce qui est souvent le cas ; on peut aussi avoir une idée de $Q_c$par l'abscisse du point final de la partie initiale linéaire de la courbe de la figure I.24.a
- La charge de fluage $Q_\ell$qui est donnée par l'abscisse de l'asymptote de la courbe de la figure I.24.a lorsque cette asymptote est nettement apparente. Si non, on prend pour Q_ℓ (a priori différent de$(Q_\ell)_e$, approximation qui a été faite au préalable pour définir le programme de chargement), la valeur de Q correspondant a un enfoncement de la tête S_t = B /10, B étant le diamètre du pieu.

Dans le cas d'un pieu instrumenté d'extensomètres, l'exploitation des mesures fournit la répartition des efforts le long du pieu et, à partir des efforts et des déformations à un niveau donnée, on peut tracer la courbe de mobilisation de frottement latéral correspondante.

Dans le cas d'essais de pieux non instrumentés le long du fût, on utilise directement les charges totales mesurées.

Dans le cas où un seul essai de pieu est réalisé, on affecte le résultat d'un coefficient minorateur de 1,2 :

$$Q = Q_m/1{,}2$$

Avec Q désignant Q_ℓ , Q_s , Q_c et $Q_m$la valeur mesurée correspondante.

Dans le cas où plusieurs essais de pieux sont réalisés, une analyse critique des résultats permet de fixer les valeurs cherchées.

Dans le cas d'essais pieux instrumentés le long de fût, permettant la mesure de la charge de pointe unitaire limite q_p et des frottements latéraux unitaires limites q_s, ces résultats sont utilisés pour déterminer la charge limite Q_ℓ et la charge de fluage Q_c.

Pour une comparaison avec les dispositions prévues sue ce sujet, par la norme expérimentale européenne (Eurocode 1997), on peut se reporter à la référence (Frank 1994).

Dans le cas d'un essai de contrôle, le paramètre caractéristique est le déplacement de la tête du pieu sous la charge 0,8 $Q_G$entre 1 et 60 min.

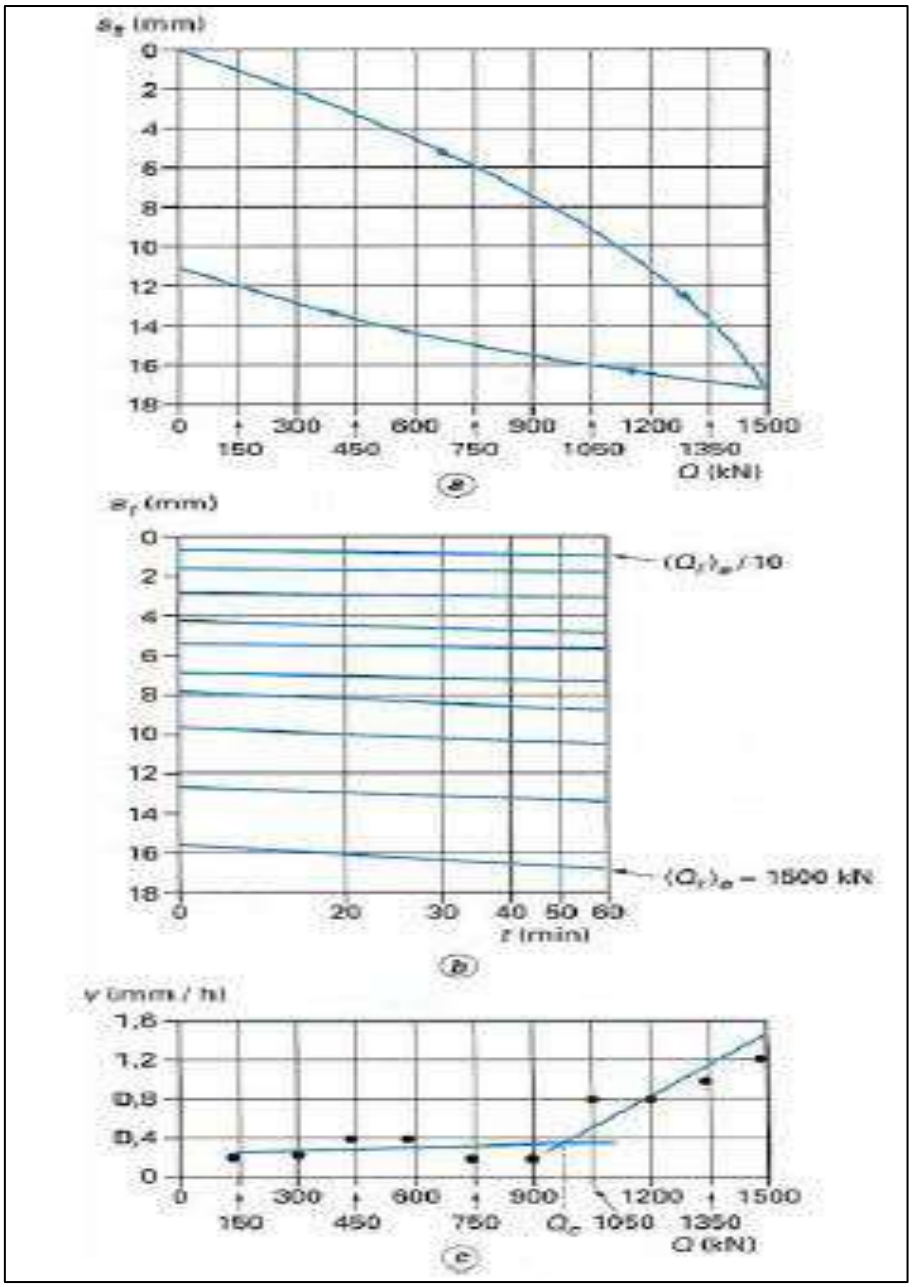


Figure I.25: Exemple de courbes caractéristiques tracées lors d'un essai statique de pieu.

I.3.3. Prévision de la charge limite Q_ℓ par la méthode pressiométrique :

I.3.3.1. Classification des sols :

Dans les règles proposées ci-après, la nature du sol intervient.

C'est ainsi que l'on distingue les catégories de sols suivantes :

- argiles ;
- limons ;

- sables ;
- graves ;
- craies ;
- marnes ;
- marno-calcaires ;
- roches altérées ou fragmentées.

En ce qui concerne les argiles, limons, sables et graves, des critères de classification ont été établis. On pourra se reporter à la classification (LCPC 1982).

La craie est une formation sédimentaire, blanc-jaunâtre, poreuse et légère, constituée à 90 % de carbonate de calcium. Elle présente différents aspects allant de la pâte à la roche et peut comporter un pourcentage plus ou moins important de silex.

La marne comporte de 30 à 70 % de CaCO3, les marno-calcaires (ou calcaires marneux) de 70 à 90 %.

Pour les nombreuses formations intermédiaires (graves argileuses, argiles marneuses, sables limoneux) ainsi que pour les sols à structure complexe n'entrant pas dans les catégories ci-avant, on essaiera, au vu des essais d'identification, de les placer entre deux des catégories précédentes et l'on procédera par interpolation des paramètres de calcul.

L'appellation roches altérées ou fragmentées peut recouvrir des matériaux forts divers, à dominante calcaire, schisteuse, granitique, etc., à consistance plus ou moins meuble suivant le degré d'altération. On pourra, d'un point de vue pratique, réserver cette appellation aux matériaux à caractère rocheux dominant, pour lesquels il y a refus au pénétromètre statique et dont les modules pressiométriques sont supérieurs à 50 MPa. Pour les roches altérées plus meubles, on essaiera de les rattacher aux autres classes : argiles, marnes, sables, etc.

Pour le dimensionnement des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou du pénétromètre statique, le fascicule 62, titre V,(1993) définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau I.3en fonction de la pression limite $p_\ell$mesurée par le pressiomètre Ménard ou de la résistance de pointe $q_c$mesurée par le pénétromètre statique.

Tableau I.3 : Définition des catégories conventionnelles de sol.

Classe de sol			Pressiomètre $p_\ell(MPa)$	Pénétromètre $q_c(MPa)$
Argile limon	A	Argiles et limons mous	<0,7	<3
	B	Argiles et limons fermes	1,2 à 2	3,0 à 6,0
	C	Argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sable, graves	A	Lâches	<0,5	<5
	B	Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C	Compacts	>2,5	>20
Craies	A	Molles	<0,7	<5
	B	Altérées	1 à 2,5	>5,0
	C	Compacts	>3	
Marnes. Marno-calcaires	A	Tendre	1,5 à 4,0	
	B	Compacts	<4,5	
Roches	A	Altérées	2,5 à 4,0	
	B	Fragmentées	>4,5	

I.3.3.2. Calcul de la charge limite de pointeQ_P:

Selon le (fascicule 62, titre V, 1993) , la charge limite de pointe est donnée par la formule:

$$Q_p = A\, K_p p^*_{\ell e}$$

Avec A : section de pointe,

$p^*_{\ell e}$: Pression limite nette équivalente.

K_p: Facteur de portance.

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance sont données par le tableau I.4. Le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et des profilés métalliques non obturés à la base.

Tableau I.4 : Valeurs du facteur de portanceK_p.

Nature du terrain		Eléments mise en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mise en œuvre avec refoulement du sol
Argiles limons	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Sables, graves	A	1,0	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Craies	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6
Marnes. Marno-calcaires		1,8	2,6
Roches altérée		1,1 à 1,8	1,8 à 3,2

I.3.3.3. Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s :

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la Hauteur *h* concernée du fût du pieu est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = p \int_0^h q_s(z)\ dz$$

Dans cette expression P désigne le périmètre du pieu et $q_s(z)$Le frottement latéral unitaire limite à la cote z. Ces termes sont explicités ci-après.

La hauteur *h* est celle où s'exerce effectivement le frottement latéral. C'est la hauteur de pieu dans le sol, diminuée ;

- De la hauteur où le pieu comporte un double chemisage ;
- De la hauteur où s'exerce le frottement négatif.

I.3.3.3.1. Frottement latéral unitaire limite q_s:

Le frottement latéral unitaire limite est donné en fonction de la pression limite nette p^*_l (qui exprime la compacité ou le serrage du sol) par les courbes de la figure I.26.

Le choix de la courbe à utiliser en fonction :

- de la nature du sol ;
- du type de pieu.

Est indiqué au tableau I.5.

Pour certains types de pieux forés, deux courbes sont proposées, l'une d'elles correspondant à des conditions particulières dans les renvois (1), (2) et (3) du tableau I.5.

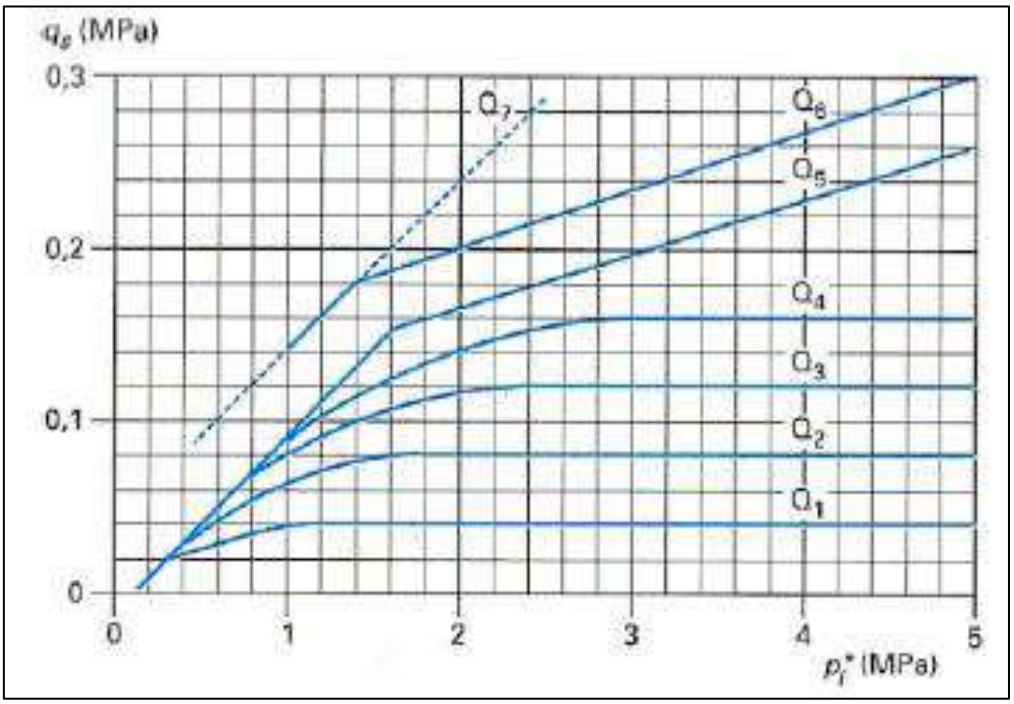


Figure I.26 : Frottement latéral unitaire limite le long du fût du pieu.

Tableau I.5 : Choix des courbes pour le calcul du frottement latéral unitaire q_s(principaux types de pieux utilisés en ouvrage d'art).

Type de pieu	**Nature du sol**												
	Argiles, limons			**Sables, graves**			**craies**			**Marnes**		**roches**
	A	**B**	**C**	**A**	**B**	**C**	**A**	**B**	**C**	**A**	**B**	
Foré simple	Q_1	Q_1Q_2 (1)	Q_2Q_3 (1)				Q_1	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré à la boue	Q_1	$Q_1, Q_2(1)$		Q_1	$Q_2, Q_1(2$	$Q_3, Q_2(2$	Q_1	Q_3	Q_4 (1)	Q_3	Q_4, Q_5 (1)	Q_6
Foré tubé (tube récupéré)	Q_1	$Q_1, Q_2(1)$		Q_1	$Q_2, Q_1(2$	$Q_3, Q_2(2)$	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4(3)$	Q_3	Q_4	
Foré tubé (tube perdu)	Q_1			Q_1	Q_2		(4)			Q_2	Q_3	
Puits (5)	Q_1	Q_2	Q_3				Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Métal battu fermé	Q_1	Q_2		Q_2	Q_3		(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu préfabriqué béton	Q_1	Q_2		Q_3			(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Battu moulé	Q_1	Q_2		Q_2	Q_3		Q_1	Q_2	Q_3	Q_3	Q_4	
Battu enrobé	Q_1	Q_2		Q_3	Q_4		(4)			Q_3	Q_4	
Injecté basse pression	Q_1	Q_2		Q_3			Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		
Injecté haute	Q_4	Q_5		Q_5	Q_6			Q_5	Q_6	Q_6		$Q_7(7)$

pression (6)									

Avec :

(1) Réalésage et rainurage en fin de forage.

(2) Pieux de grande longueur (supérieure à 30 m).

(3) Forage à sec, tube non louvoyé.

(4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.

(5) Sans tubage ni virole foncés perdus (parois rugueuses).

(6) Injection sélective et répétitive à faible débit.

(7) Injection sélective et répétitive à faible débit et traitement préalable des massifs fissurés ou fracturés avec obturation des cavités.

I.3.3.3.2. Périmètre P :

Pour tous les pieux à périmètre convexe, le périmètre de calcul est le périmètre réel du pieu.

I.3.3.4. Calcul de la charge limite totale Q_ℓ :

Dans le cas général des pieux travaillant en compression, on a :

$$Q_\ell = Q_p + Q_s$$

Dans le cas des pieux travaillant en arrachement, on a :

$$Q_\ell = Q_s$$

Dans le cas particulier des tubes métalliques battus ouverts et des profilés métalliques non obturés à la base (pieux H et palplanches) dont la capacité portante est essentiellement mobilisée dans des argiles ou des sables, (le fascicule 62, titre V1993), propose les expressions suivantes :

$$Q_p = \rho_p \, A \, k_p \, p^*_{\ell e}$$

$$Q_s = \rho_s \, p \int_0^h q_s(z) \; dz$$

La valeur du facteur de portance $K_p$pour le calcul de $Q_p$est celle pour un pieu mis en œuvre avec refoulement du sol (tableau I.4) et la section A à considérer en pointe est la section enveloppe pour les tubes et les pieux H et la section délimitée par les ailes pour les palplanches (figure I.27).

La valeur du frottement latéral unitaire limite est celle pour un pieu métallique battu fermé (tableau I.5 et figure I.26) et le périmètre P à considérer pour le calcul du frottement latéral total $Q_s$est le périmètre enveloppe pour les tubes et le périmètre développé pour les pieux H et les palplanches (figure I.27).

$Q_p \;\; et \; Q_s$Sont affectés des coefficients réducteurs $\rho_p \; et \rho_s$donnés par le tableau I .6.

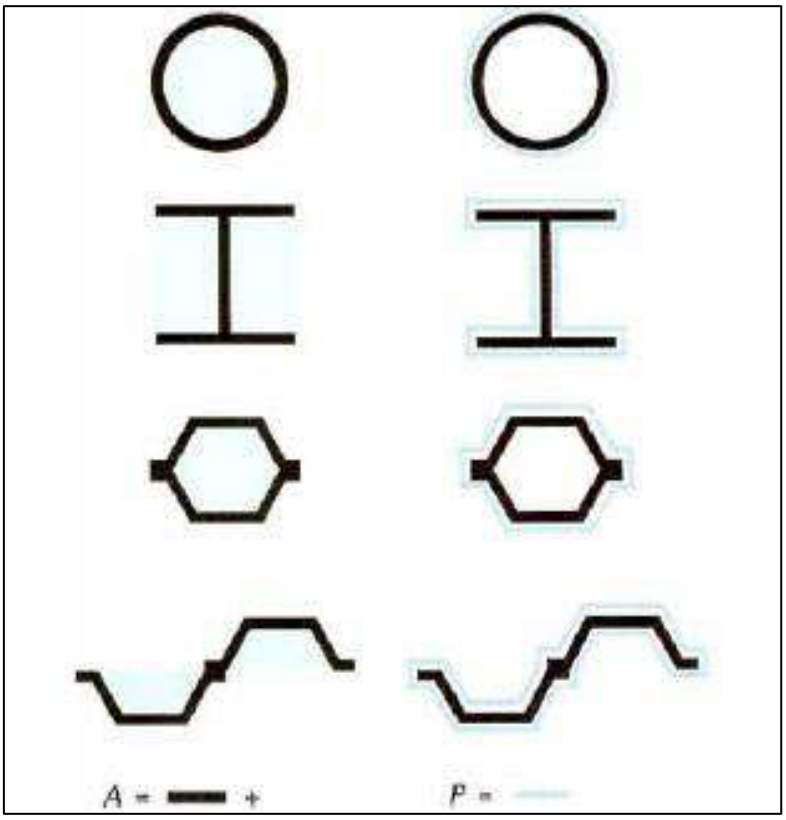


Figure I.27 : Section A et périmètre P à considérer pour les pieux tubulaires et les profilés métalliques ouverts à la base.

Tableau I.6 : Coefficients réducteurs ρ_p etρ_s pour les profilés métalliques ouverts à la base.

Type de pieu	Nature du sol			
	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Tubulaire ouvert	0 ,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H	0,50	1,00	0,75	1,00
palplanches	0,50	1,00	0,30	0,50

I.3.4. Prévision de la charge limite Q_ℓ à partir des résultats du pénétromètre statique :

On propose, dans ce paragraphe, des règles de calcul des pieux à partir des résultats au pénétromètre statique (essentiellement la résistance de pointe ou de cône q_c). Ces règles ont une forme tout à fait analogue à celles données au paragraphe 3.3 pour le pressiomètre. Compte tenu d'un nombre moins important de résultats expérimentaux et du caractère plus dispersé des résultats des essais pénétrométriques, comparés à ceux des essais pressiométriques, les règles proposées ont un caractère plus incertain et elles ne s'appliquent, en toute rigueur, que pour les pieux dont la pointe est au-dessous de la profondeur critique . Comparée à la courbe de variation de la charge en pointe $q_p$en fonction de la profondeur pour un pieu (figure I.22), la courbe du pénétromètre (diamètre de la pointe de l'ordre de 35 mm) montre une profondeur critique quasiment nulle, donc une résistance en pointe constante avec la profondeur du sol homogène. Les catégories conventionnelles des sols sont données, en fonction de q_c, dans le (tableau I.3).

I.3.4.1. Calcul de la charge limite de pointe q_p :

Selon le fascicule 62, titre V, de 1993, la charge limite de pointe est donnée par la formule:

$$Q_p = A\, k_c q_{ce}$$

Avec A : Section de pointe.

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique.

k_c: Facteur de portance.

Pour les fondations profondes et les fondations semi-profondes dont les techniques sont assimilables à celles des fondations profondes, les valeurs du facteur de portance k_c sont données dans le tableau I.4.

I.3.4.2. Calcul de la charge limite de frottement latéral Q_s :

L'effort total limite mobilisable par frottement latéral sur toute la hauteur *h* concernée du fût du pieu (excluant les tronçons avec double chemisage et ceux sur lesquels s'exerce du frottement négatif) est calculé par l'expression suivante :

$$Q_s = \rho_s \, p \int_0^h q_s(z) \; dz$$

Avec :

P : Périmètre du pieu.

q_s : Frottement latéral unitaire limite à la cote *z*.

La valeur de q_s est déterminée par l'expression suivante :

$$q_s = (z) = min\left\{\frac{q_c(z)}{\beta} = q_{s\,max}\right\}$$

Avec $q_c(z)$: Résistance de pointe lissée à la profondeur *z*.

β et $q_{s\,max}$ donnés par le tableau I.4 en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu.

I.3.4.3. Calcul de la charge limite totale Q_ℓ :

Les principes sont les mêmes que pour le pressiomètre (à appliquer avec les paramètres pénétrométriques).

I.3.5. Prévision de la charge limite Q_ℓ à partir de méthodes dynamiques :

I.3.5.1. Utilisation du battage des pieux :

I.3.5.1.1. Formules de battage :

Ces formules, très employées jadis, ne le sont plus guère qu'à titre de vérification, dans le cas suivants :

- Interprétation des mesures lors de la mise en place des pieux battus ;
- Interprétation d'essais de pénétration dynamique. Il est déconseillé de n'utiliser que les formules de battage pour dimensionner une fondation sur pieux.

I.3.5.1.2. Analyse de la propagation des ondes :

Un des plus grands défauts des formules de battage est de considérer le pieu comme un corps rigide. En fait, le choc crée des ondes se propageant avec une vitesse finie dans le pieu. Ces ondes provoquent un déplacement vertical *s*, fonction du temps *t* et de la profondeur *z,* suivant l'équation des ondes longitudinales (waveequation*)* :

$$\frac{1}{C^2}\frac{\partial^2 s}{\partial t^2} - \frac{\partial^2 s}{\partial z^2} = \frac{R(s,t)}{E\,A}$$

Avec $c=\sqrt{E/\rho}$ célérité des ondes dans la barre (ici le pieu).

E : Module d'Young.

ρ : Masse volumique.

A : Section droite.

R(s, t) efforts de résistance extérieure (frottements latéraux et résistance de pointe).

Dans le cas où les ondes se propagent dans une même direction et où les efforts résistants R(s, t) sont nuls (barre, libre), l'effort normal :

$$F=-\frac{E\,A\partial s}{\partial z}$$

Et la vitesse particulaire :

$$V=-\frac{\partial s}{\partial t}$$

Sont proportionnels :

$$F = \pm Zv$$

Avec $Z = EA/C$ impédance mécanique.

Dans le cas d'un pieu, les efforts résistants extérieurs de frottement latéral créent des ondes de compression qui remontent vers la tête du pieu et des ondes de traction qui se superposent aux ondes de compression se propageant vers la pointe. Il n'y a alors plus proportionnalité de l'effort normal et de la vitesse particulaire. De plus, une onde est réfléchie de la pointe, fonction de la réaction mobilisée sous la pointe.

L'observation en tête du pieu des écarts entre les signaux de force F (0, t) et de vitesse particulaire v (0, t) est à la base des méthodes actuelles d'estimation des efforts résistants opposés par le sol au battage des pieux.

Le signal de force F (0, t) est mesuré par des jauges de déformations. En ce qui concerne le signal de vitesse particulaire v (0, t), il peut être déterminé :

- soit, à l'aide d'un capteur optique, par la mesure du signal de Déplacement s (0, t), que l'on dérive en fonction du temps ;
- soit, à l'aide d'un accéléromètre, par la mesure du signal d'accélération γ(0, t) que l'on intègre en fonction du temps.

Il est préférable, en fait, d'intégrer le signal s (0, t) plutôt que de dériver le signal s (0, t), la précision étant meilleure. Le mieux encore est de faire les deux types de mesure [s (0, t) et γ (0, t)], la comparaison des résultats permettant alors de caler la méthode.

À partir de ces principes de mesure généraux, plusieurs interprétations théoriques sont possibles suivant le degré de complexité des lois d'interaction sol-pieu prises en compte (frottements latéraux et efforts de pointe).

Dans le cas de la loi simple d'interaction sol-pieu rigide-plastique (les frottements latéraux et la réaction sous la pointe sont entièrement mobilisés à l'arrivée de l'onde et restent constants), on peut montrer que :

$$R_{lat,d} = F\left(0, \frac{2\ell}{c}\right) - Zv(0, \frac{2\ell}{c})$$

$$R_{lat,d} + R_{P,d} = \frac{1}{2}\left\{F(0,t^*) + \frac{2\ell}{c} + Zv(0,t^*) - Zv\left(0, t^* + \frac{2\ell}{c}\right)\right\}$$

Avec $R_{lat,d}$: Résistance latérale totale dynamique,

$R_{P,d}$: Résistance de pointe dynamique,

t^* : Temps de référence,

$2\ell/c$: Temps nécessaire aux ondes pour couvrir deux fois la longueur du pieu (temps d'aller-retour de la tête à la pointe).

En réalité, les efforts résistants sont fonction du déplacement relatif sol-pieu. La prise en compte de telles lois d'interaction nécessite le recours aux méthodes numériques et à des programmes automatiques sur ordinateur. Ces programmes utilisent soit le modèle discret de masses-ressorts (la première analyse du battage, avec ce modèle, est due à Smith en 1960), soit des méthodes de résolution par la méthode des caractéristiques. En même temps, les lois d'interaction prises en compte deviennent de plus en plus complexes (Corté et Lepert 1986).

La difficulté majeure, pour l'application des méthodes basées sur l'analyse de la propagation des ondes à la prévision de la capacité portante des fondations, réside dans le passage du calcul des efforts dynamiques au calcul des efforts statiques à long terme. Ce passage est très délicat pour diverses raisons (Corté 1986).Les recherches actuelles portent d'ailleurs essentiellement sur ce point. Pour l'instant, la prudence est encore de mise et toute prévision de capacité portante à partir des mesures en tête durant le battage devra au moins s'appuyer sur un étalonnage par un essai de chargement statique. Ces mesures en tête et leur analyse sont cependant d'ores et déjà très utiles pour :

- étalonner l'énergie de battage ;
- contrôler le critère de refus au battage ;
- contrôler l'intégrité des pieux.

I.3.5.2. Utilisation des mesures au pénétromètre dynamique :

L'essai au pénétromètre dynamique est un essai facilement réalisable et peu coûteux dont il est, par conséquent, intéressant de tirer parti, bien que son application à la prévision de la capacité portante des pieux pose non seulement certains des problèmes évoqués précédemment, mais également des problèmes d'effet d'échelle.

I.3.5.2.1. Utilisation de la résistance dynamique $\mathbf{q_d}$:

L'application d'une formule de battage à un essai de pénétration dynamique permet d'obtenir la résistance dynamique q_d (cf. chapitre Propriétés mécaniques des sols déterminées en place dans cette rubrique). La formule des Hollandais peut être appliquée pour des valeurs de $q_d$ne dépassant pas 10 à 15 MPa (au-delà, elle semble optimiste). Elle conduit à :

$$q_d = \left(\frac{MgH}{a\,e}\right)\left(\frac{1}{1+\frac{M'}{M}}\right)$$

Avec a : Section droite de la pointe du pénétromètre.

La charge limite d'un pieu est déduite de q_d par homothétie :

$$Q_\ell = Aq_d$$

Cette méthode ne peut, au mieux, que conduire à un ordre de grandeur de la charge limite Q_ℓ du pieu, et uniquement dans le cas d'un pieu battu.

L'intérêt de l'utilisation de$q_d$réside principalement dans l'extrapolation, à d'autres pieux d'un même site, de mesures obtenues au préalable sur un pieu d'essai soumis à un chargement statique.

I.3.5.2.2. Utilisation de corrélations entre $q_d$et les résultats d'autres essais en place :

L'essai au pénétromètre dynamique avec pointe débordante et injection de bentonite (pour réduire le frottement latéral entre le sol et le train de tiges) conduit à des valeurs de q_d relativement fiables et qui semblent avoir des corrélations assez précises avec la résistance de pointe (ou de cône) $q_c$du pénétromètre statique et la pression limite q_ℓ obtenue au

pressiomètre (Amar et Nazaret1983) ,Ces résultats, bien qu'ils restent à confirmer par les recherches en cours, permettent d'envisager des estimations de la capacité portante à partir de q_d.

La méthode consisterait, grâce à ces corrélations, à déduire des profils obtenus au pénétromètre dynamique des profils de pression limite ou de résistance de pointe q_c, et à appliquer, ensuite, les règles pressiométriques ou pénétrométriques). Cette méthode est notamment envisageable lorsque l'on dispose des résultats d'un essai de chargement statique réalisé sur le site, permettant d'étalonner le calcul.

I.3.5.3. Utilisation de l'essai SPT (Standard Penetration Test) :

L'essai SPT, d'origine américaine, est probablement, à l'heure actuelle, l'essai de pénétration en place le plus répandu dans le monde. Il fournit notamment le nombre de coups *N* nécessaire pour obtenir un enfoncement de 30 cm de l'échantillonneur fendu. L'interprétation de *N* en termes de paramètres géotechniques fiables est quasiment impossible et l'utilisation même de cet appareil est très controversée.

Au mieux, les projeteurs peuvent-ils utiliser, pour les sables, certaines corrélations en vue d'une estimation préliminaire. (Meyerhof 1976) propose les règles suivantes.

Pieux battus dans les sables :

- Résistance de pointe limite :

$$q_p = \frac{40N_1D}{B} \leq 400N, \text{en kPa}$$

avec N_1: Nombre de coups corrigé pour une pression effective verticale de 100 kPa,

D : Fiche du pieu,

B : Largeur du pieu.

- Frottement latéral :

$$q_s = 2N, en\ kPa$$

Pieux forés dans les sables :

- les valeurs de *qp* sont à diviser, environ, par 3 ;
- les valeurs de q_s sont à diviser, environ, par 2.

I.3.6. Évaluation du frottement négatif maximal :

Le lecteur pourra se reporter à la référence (Combarieu 1985) de la bibliographie.

I.3.6.1. Principe de l'évaluation du frottement négatif maximal :

On calcule la valeur maximale, à long terme, par la méthode suivante (figure I.28).

À un niveau donné *z*, la valeur du frottement négatif unitaire limite est donnée par :

$$f_n = \sigma'_h \tan\delta = \sigma'_v \, k \tan\delta$$

avec σ'_h et σ'_v : contraintes effectives à long terme horizontale et verticale, à l'interface sol-pieu,

K : Rapport, σ'_h/σ'_v.

δ : Angle de frottement du contact sol-pieu.

On en déduit le frottement négatif total dans le remblai et la couche de sol compressible :

$$G_{sf} = P \int_{-H}^{h} k \tan\delta \, . \, \sigma'_v \, dz$$

Avec :

P : Périmètre du pieu (2πR pour un pieu circulaire, Rayon du pieu),

H : Hauteur du remblai,

h : Hauteur d'action du frottement négatif dans le sol compressible.

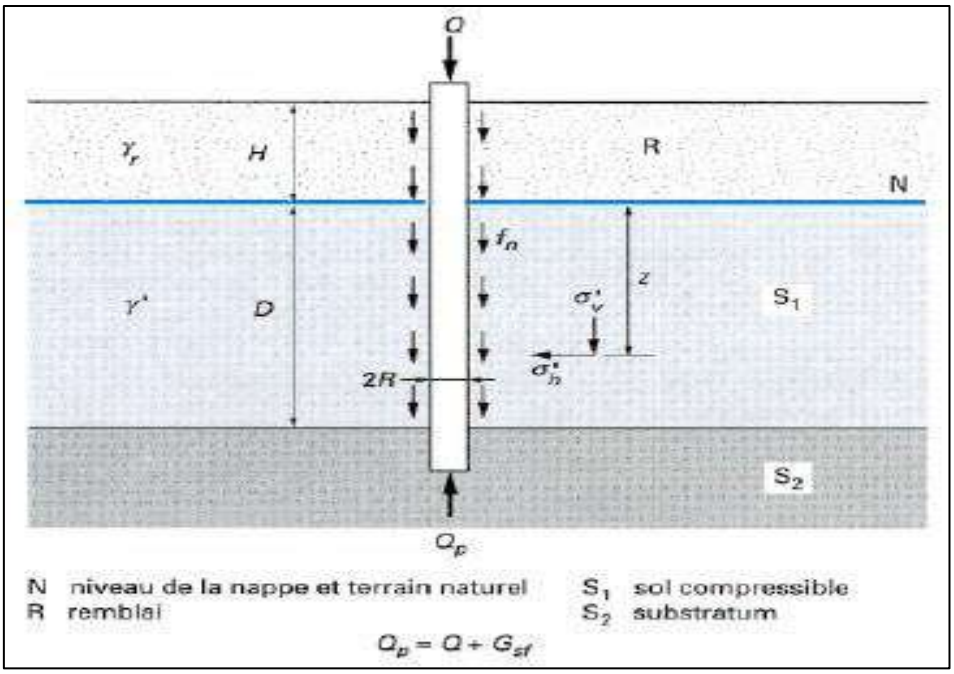


Figure I.28 : Évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé.

I.3.6.2. Hauteur d'action du frottement négatif :

La hauteur *h* ne représente pas forcément toute la couche de sol compressible. En effet, le frottement négatif n'apparaît que si le tassement du sol autour du pieu est supérieur au tassement propre du pieu. En pratique, on retiendra pour *h* l'une ou l'autre des deux valeurs suivantes, selon la qualité du sol.

- **En sol suffisamment compressible :**

*h*1: profondeur où la contrainte σ'_v devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en l'absence du pieu. Cette condition n'est possible que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu.

- **En sol très peu compressible :**

Où, manifestement, la valeur calculée pour *h*1est excessive.

*h*2: Profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra, après mise en place du pieu, 0,01*B* (où *B*= 2*R* est le diamètre ou la largeur du pieu). Ce tassement peut être calculé par les méthodes oedométriques habituelles (calcul à effectuer sans tenir compte de la présence du pieu).

I.3.6.3. Valeur du terme k tan δ :

On pourra adopter les valeurs de $k \tan \delta$ données au tableau I.7, dépendant de la nature du sol et du type de pieu. Un moyen utilisé pour réduire le frottement négatif consiste à enduire les pieux de bitume, du moins dans les sols fins. Dans ce cas, le produit $k \tan \delta$ est pris égal à 0,05 au maximum.

Tableau I.7 : Valeurs du terme $k \tan \delta$ pour l'évaluation du frottement négatif.

Nature du terrain		**Type de pieu**		
		Pieux forés tubés	**Pieux forés**	**Pieux battus**
Tourbes	Sols organique	0,10	0,15	0,20
Argiles	mous	0,10	0,15	0,20
Limons	Fermes à durs	0,15	0,20	0,30
Sables	Très lâches	0,35		
Graves	Lâches	0,45		
	Autres	1,00		

I.3.6.4. Contrainte verticale effective σ'_v effet d'accrochage :

L'expression générale de la contrainte verticale effective à l'interface sol-pieu est de la forme suivante dans les intervalles où $d\sigma'_1(z)/dz$ est constant (Combarieu 1985).

$$\sigma'_v(z) = \frac{1}{m}\frac{d\sigma'_1(z)}{dz} + e^{-mz}\left[\sigma'_v(0) - \frac{1}{m}\frac{d\sigma'_1(z)}{dz}\right]$$

Avec :

m $= \frac{\lambda^2}{1+\lambda}\frac{K\tan\delta}{R}$ ou λ coefficient d'accrochage, prend les valeurs suivantes,

$\lambda = \frac{1}{0{,}5+25K\tan\delta}$ $si\ K\tan\delta \leq 0{,}15$

$\lambda = 0{,}385 - K\tan\delta\ si\ 0{,}15 \leq K\tan\delta \leq 0{,}385$

$\lambda = 0$ Si $K\tan\delta \geq 0{,}385$

$\sigma'_1(z)$: Contrainte verticale effective à l'emplacement du pieu, régnant en l'absence de celui-ci.

$\lambda = 0$ et (m=0) correspond à l'accrochage maximum pour lequel :

$$\sigma'_v(z) = \sigma'_v(0) + z\frac{d\sigma'_1(z)}{dz} = \sigma'_1(z)$$

$\lambda = \infty$: Correspond à l'accrochage nul pour lequel :

$$\sigma'_v(z) = 0$$

(pas de frottement négatif).

I.3.7. Tassement d'un pieu isolé :

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles (combinaisons quasi permanentes, ou même rares) est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures de génie civil. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être, par contre, impératif de prévoir le tassement, et une estimation fiable suppose, bien souvent, que l'on soit déjà en mesure d'estimer correctement le tassement d'un pieu isolé.

L'interprétation des résultats de l'ensemble des essais de chargement en vraie grandeur effectués par les Laboratoires des Ponts et Chaussées (Règles LCPC-SETRA1985) montre que le tassement en tête des pieux n'excède que très rarement le centimètre, sous une charge de référence égale à 0,7 Q_c et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie de 6 à 45 m et dont le diamètre B est compris entre 0,30 et 1,50 m. Ces résultats permettent de proposer les règles simples suivantes pour estimer, dans les cas courants, le tassement sous la charge de référence 0,7 Q_c:

- **Pour les pieux forés :**

$S_{réf}$ = 0,006 B (avec des valeurs extrêmes de 0,003 et 0,010 B) ;

- **Pour les pieux battus :**

$S_{réf}$ = 0,009B (avec des valeurs extrêmes de 0,008 et 0,012 B).

Lorsque les pieux comportent une partie libre importante (pieux colonnes, double chemisage), il y a lieu de corriger ces valeurs en ajoutant le raccourcissement propre des pieux sur leur hauteur libre. Le tassement en tête d'un pieu isolé peut être calculé de manière plus précise si l'on connaît les lois de mobilisation du frottement τ en fonction du déplacement vertical s du pieu en chaque section de celui-ci, ainsi que la loi de mobilisation de l'effort de pointe q en fonction du déplacement vertical S_p de celle-ci (méthode des fonctions de transfert de charge). Une méthode de détermination de ces lois à partir du module pressiométrique E_M , des valeurs de frottement latéral limite qs et de la résistance limite en pointe qp, calculées dans des conditions définies, est proposée à la figure I.29.

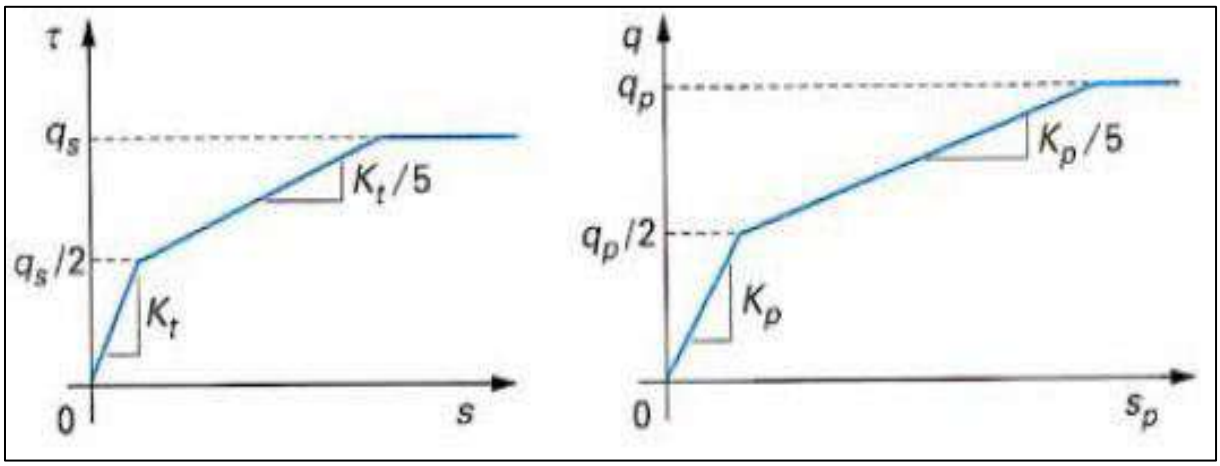


Figure I.29 : Lois de mobilisation du frottement latéral et de l'effort de pointe unitaires.

Les résultats de quelques essais de chargement de pieux forés dans des sols fins indiquent pour les paramètres K_t et K_p les valeurs moyennes suivantes (Frank et Zhao1982):

$$K_t=(2E_M)/B \quad \text{et} \quad K_p=(2E_M)/B$$

Pour les pieux forés dans des sols granulaires, les valeurs suivantes sont proposées par le fascicule 62, titre V:

$$K_p=(0,8E_M)/B \quad \text{et} \quad K_p=(4,8E_M)/B$$

En l'état actuel de nos connaissances, cette méthode semble fournir des résultats satisfaisants pour des charges dont la valeur n'excède pas celle de la charge de référence 0,7 Q_c. Pour les pieux battus dans les sols fins ou des sols granulaires, on pourra, pour le moment, retenir les

mêmes règles. Le recours aux méthodes de fonctions de transfert de charge nécessite l'utilisation de l'ordinateur afin de résoudre l'équation d'équilibre sous chaque palier de chargement. Cela est dû aux non-linéarités introduites par les lois de mobilisation ou à leur hétérogénéité traduisant l'hétérogénéité du sol. La méthode des différences finies ou la méthode des matrices-transferts permettent alors d'utiliser la solution analytique dans chaque couche homogène du système sol-pieu (Frank et Zhao1982). De nombreuses études théoriques en milieu linéaire élastique isotrope ont été menées dans le but de prévoir le tassement des pieux dans de tels milieux et des abaques sont disponibles (Poulos et Davis1980). La difficulté des méthodes élastiques réside, en fait, dans le choix du module d'Young à prendre en compte. Celui-ci peut être déterminé à partir de corrélations avec les caractéristiques du sol (cohésion non drainée C_u dans le cas des argiles et indice de densité ID dans le cas des sables) ou, encore mieux, à partir d'un essai de chargement de pieu en vraie grandeur.

I.4. Conclusion :

Ce chapitre représente une synthèse sur les différents types de pieux, leur mode d'exécution et les domaines de leur utilisation. Cette étude permet de définir les différents critères influant le choix de type de pieu utilisé dans l'ouvrage à réaliser.

Nous avons conclus à travers les informations récoltés que la détermination de la charge limite et de fluage ainsi la détermination du frottement et du tassement des pieux isolés chargés axialement est une étape importante dans l'étude des ouvrages de génie civil.

CHAPITRE II : Théorie de comportement des argiles molles

II.1. Introduction :

Le comportement des sols fins, notamment des argiles molles, a fait l'objet de nombreux travaux de recherches, depuis plus de trois décennies, tant sur le plan théorique qu'expérimental. Ces recherches visent principalement à fournir aux projeteurs des règles et normes communes pour le calcul des ouvrages. Les études expérimentales in-situ comme de laboratoire effectuées à travers le monde ont permis en particulier de développer à l'aide d'essais oedométriques conventionnels à chargement par poids des procédures d'essais simples et économiques pour l'étude de la compressibilité et de la consolidation des sols fins compressibles. Parmi les grandes étapes de cette évolution, on peut retenir les travaux de Terzaghi (1925), de Casagrande (1932) et de Taylor (1942). Ces travaux ont été repris par la suite par Bjerrum (1967), qui a introduit le terme de consolidation différée pour décrire la consolidation secondaire que peuvent subir les dépôts naturels sous contraintes effectives constantes ou peu variables. Il en a déduit un schéma de calcul appelé "modèle des lignes de temps de Taylor-Bjerrum". Mais, c'est Roscoe et al. (1958) qui sur la base d'études théoriques et expérimentales, furent les premiers à établir des relations générales pour le comportement des argiles molles. Il en est résulté un modèle rhéologique appelé modèle CAM-CLAY, qui permet de décrire le comportement des argiles molles normalement consolidées et isotropes. Les études postérieures ont mis en évidence l'importance de ces concepts pour caractériser le comportement des argiles molles naturelles en particulier. Les travaux de Tavenas et Leroueil (1979) sur l'argile de St-Alban (Québec), de Magnan et al. (1982) sur l'argile de Cubzac-les-Ponts (France) et de Khemissa et al. (1993) sur l'argile de Guiche (France) confirment l'applicabilité de ces concepts, moyennant quelques corrections destinées à tenir compte des effets du temps et des propriétés d'anisotropie caractéristiques des argiles naturelles. Il en est résulté le modèle MELANIE, qui permet de décrire le comportement des argiles molles naturelles légèrement surconsolidées et anisotropes.

II.2. Présentation des argiles molles :

On appelle les argiles molles les argiles dont le degré de saturation est supérieur à 0.8, le teneur en eau W supérieur à 0.4 et le module de déformation E inferieur à 25MPA (d’après Bowles 1982).

II.3. Les caractéristiques fondamentales des argiles molles:

II.3.1. La compressibilité:

Un sol soumis à une charge externe se déforme. Cette déformation dépend essentiellement de l'élasticité du sol, elle peut être instantanée, cas des sables, ou différée, cas des argiles.

Les déformations sont généralement dues à l'expulsion de l'air et de l'eau occupant les pores. Il s'en suit un réarrangement des particules, une diminution de volume (tassement).

La compressibilité des argiles molle est usuellement étudiée au l'laboratoire à travers un essai oedomètrique. L'échantillon placé dans moule rigide à parois lisses, subit uniquement une déformation verticale, les déformations latérales étant nulles. Programme de chargement comporte une série de paliers de pressions verticales, chacun durant 24 heures.

A partir des résultats obtenus, on trace sur un graphique semi-logarithmique la variation de l'indice des vides e en fonction du logarithmique décimal de la pression appliquée σ'.

Dans le diagramme (e, logσ'), on observe une courbure plus ou moins prononcée selon que l'éprouvette est intacte ou remaniée et le coude correspond à la pression de préconsolidation σ'_p, définie comme la pression maximale subie par le dépôt d'argile en place au cours de son histoire. Constituant une limite qui sépare le domaine surconsolidé du domaine normalement consolidé, cette pression peut donc fournir une indication intéressante sur la pression à laquelle le sol en place est capable de résister sans subir de grands tassements dont les conséquences pourraient être préjudiciables à la sécurité des biens et des ouvrages. Les indices de gonflement Cs et de compression Cc correspondent aux pentes des deux branches linéarisables de la courbe de compressibilité situées respectivement avant et après la pression de préconsolidation σ'_p.La figure suivante II.1 illustre schématiquement la méthode de détermination des caractéristiques de compressibilité à partir des résultats d'essais oedométriques selon les méthodes d'essais LPC (Magnan et al, 1985).

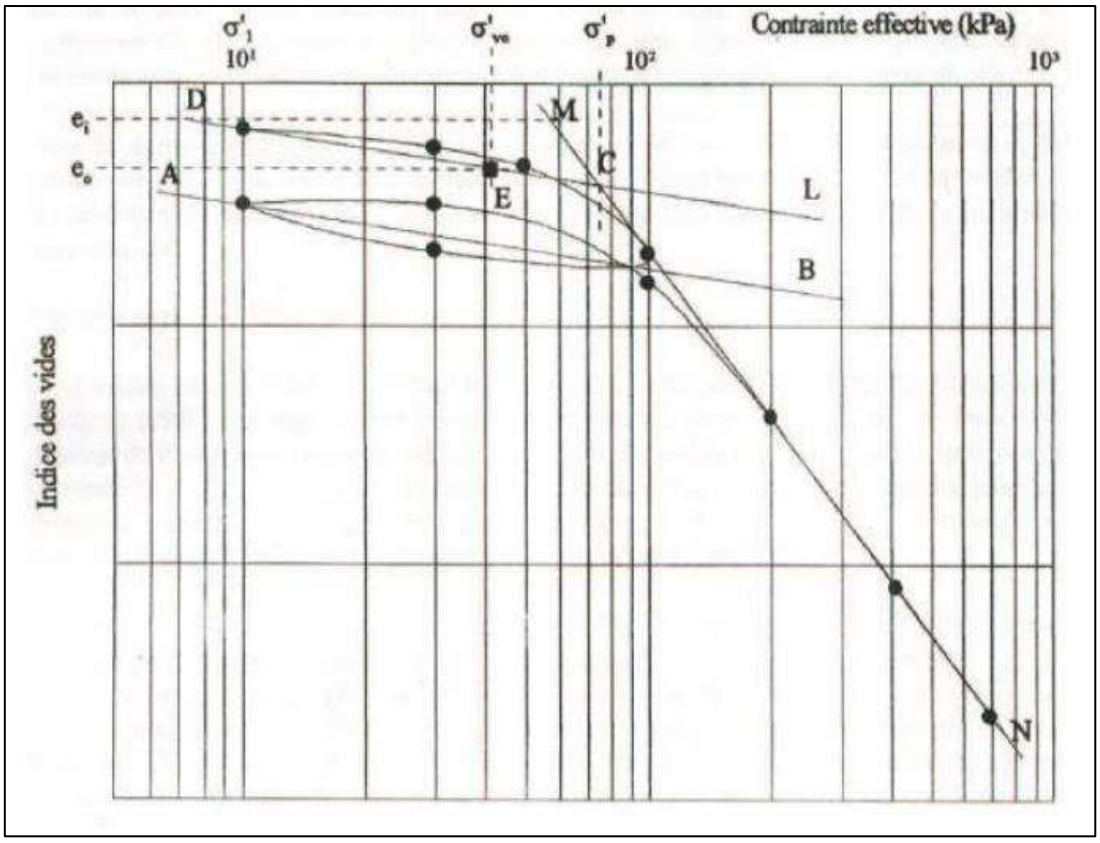


Figure II.1: Principe de l'interprétation des courbes de compressibilité oedométrique selon les méthodes d'essais LPC (Magnan et al, 1985).

on s'intéresse à l'évolution du tassement dans le temps et au temps nécessaire à la consolidation .plusieurs méthodes sont utilisées à cette fin. Les plus connues sont :

- **<u>Méthode de Casagrande (1963) :</u>**

La méthode est basée sur le tracé d'un courbe donnant la variation du tassement en fonction du logarithmique du temps. Dans certains cas, cette méthode est incorrecte notamment dans les sols caractérisée par un coefficient de consolidation important.

- **<u>Méthode de Taylor (1942) :</u>**

La méthode est basée sur une courbe du tassement en fonction de la racine carrée du temps. L'aidée est basée sur l'expression approchée proposée par Terzaghi relient le degré de consolidation U au facteur du temps T_V pour U≤50% :

$$T_V = \pi U^2/4$$

Autrement dit, on obtient :

$$S(t) = 1{,}128\frac{s(\infty)}{H_0}\sqrt{C_V t}$$

- **<u>Méthode d'Asaoka (1978) :</u>**

La méthode est récente, simple et relativement rigoureuse, le chercheur Asaoka a mis au point en 1978 une procédure graphique simple qui permet d'estimer le tassement final et le coefficient de consolidation.la méthode se base sur la courbe de consolidation S=f(t), obtenue a partir d'essai de compressibilité.

Sur cette courbe, on choisit un pas de tempsΔt, et on interpole les valeurs de tassements S_i correspondant au temps i. Δt.

Sur un même graphique, on trace la courbe récurrente S_i=S_{i-1}.

En général la fonction S_i=f (S_{i-1}) est linéaire, et peut s'écrire comme suit :

$$S_i=\alpha + \beta S_{i-1}.$$

Le point d'intersection des deux droites aura pour abscisse le tassement correspondant à la fin de consolidation sous la contrainte actuelle, soit $s(\infty)$ (figure II.2).

Le coefficient de consolidation peut déduit de la pente de la droite récurrente, par la relation suivante :

$$C_V = \frac{5d^2\ln(\beta)}{12.\Delta t}$$

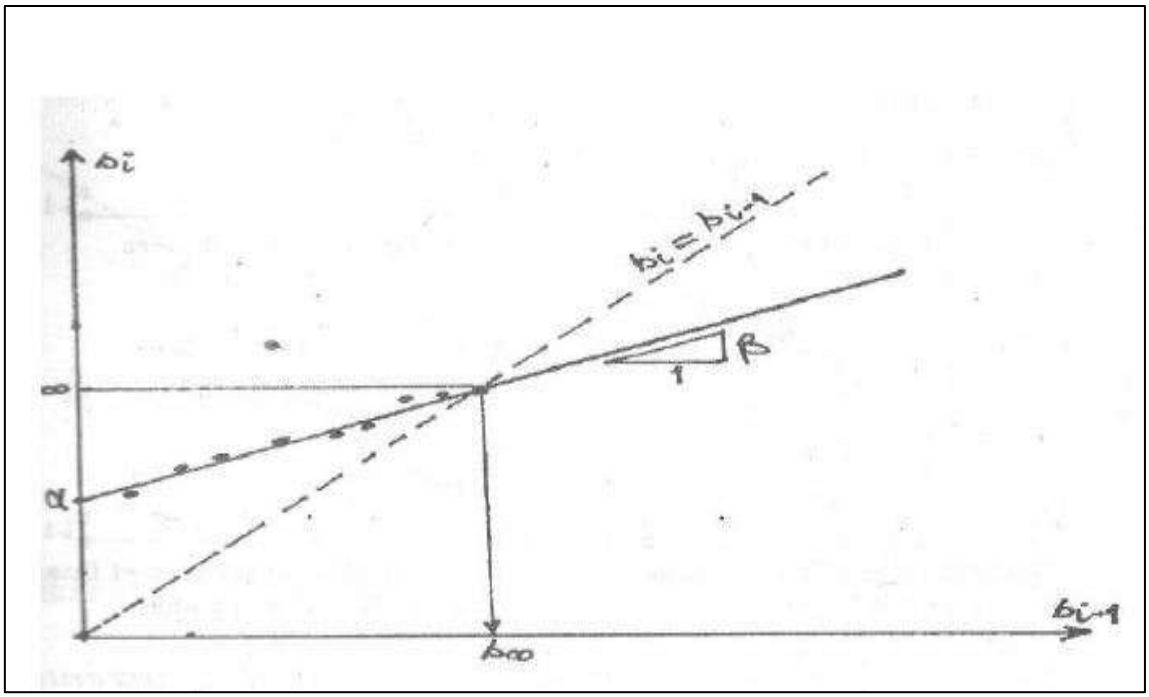


Figure II.2 : Détermination graphique du tassement final d'après Asaoka.[Lehbari,2013]

II.3.2. La perméabilité :

Dans les sols, l'écoulement de l'eau à travers les pores est gouverné par la loi expérimentale de Darcy (1956), qui exprime une relation linéaire entre la vitesse d'écoulement de l'eau et le gradient de la charge hydraulique, dans laquelle le coefficient de proportionnalité caractérise la perméabilité du milieu.

Les propriétés de perméabilité des argiles molles dépendent d'un certain nombre de facteurs tels que le volume des vides, la tortuosité du système poreux , la structure des particules solides (formes et dimensions des grains) et leurs compositions chimique et minéralogique, ainsi que d'autres facteurs d'origine thermique qui agissent directement sur la viscosité du fluide et du squelette.

L'analyse des résultats des études expérimentales a établi qu'entre l'indice des vides des argiles molles et son coefficient de perméabilité existe une relation logarithmique de la forme :

$$\Delta e = -C_k \Delta(logK_V)$$

Qui peut aussi s'écrire sous la forme :

$$C_V = K_{V0} exp\{(e - e_0)/0{,}434 C_k\}$$

Avec :

C_k : Le taux de variation de la perméabilité en fonction de l'indice des vides.

K_{V0}: Le coefficient de perméabilité correspondant à l'indice des vides en place.

II.4. La consolidation des argiles molles :

II.4.1. Phénomène de la consolidation des sols :

Il s'agit d'un écoulement particulier suscité par des gradients hydrauliques créés par les charges imposées dès l'instant de leur application.

Sous l'action de celle-ci l'eau est évacuée vers les zones drainantes (ou de base pression) dans un processus transitoire au cours duquel les pressions interstitielles se dissipent progressivement.

Pendant ce processus, il s'effectue au fur et à mesure de l'écoulement un transfert progressif des charges appliquées, de l'eau vers le squelette du sol.

L'augmentation des contraintes effectives ainsi produite s'accompagne d'un renforcement du sol, qui augmente sa cohésion non drainée : c'est le phénomène de consolidation.

II.4.2. Traitement des problèmes de consolidation des argiles molles :

Les argiles molles se consolident par suite de l'action de deux facteurs : D'abord les processus de la consolidation par expulsion de l'eau interstitielle hors de la couche des argiles molles (consolidation primaire), ensuite les processus de consolidation secondaire, qui mettent en jeu les propriétés viscoplastique du squelette du sol et d'eau liée et les glissements plastiques des particules du squelette au cours de la consolidation.

a) **La consolidation primaire :**

Les principes de base de la consolidation des sols fins sont expliqués en détail dans les traités de mécanique des sols. Assimilant l'écoulement de l'eau dans les pores du sol à un problème de transfert de chaleur, Terzaghi (1925) a résolu le problème de la consolidation unidimensionnelle moyennant quelques hypothèses simplificatrices (sol

homogène et parfaitement saturé, fluide interstitiel incompressible, écoulement unidimensionnel obéissant à la loi de Darcy perméabilité constante, hypothèse des petites déformations...etc.). Dés lors, il a été admis que le comportement en consolidation des sols argileux est régi par une loi fondamentale qui exprime les variations de la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles par l'équation suivante :

$$C_V = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Avec : C_V : Le coefficient de consolidation du sol.

Le coefficient de consolidation n'est pas une propriété intrinsèque du matériau, mais plutôt un paramètre qui dépend de la structure du sol, de sa compressibilité et de sa perméabilité. Il est donné par la relation suivante :

$$C_V = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w}$$

Avec :

$a_v = \frac{-\partial e}{\partial \sigma}$: Le coefficient de compressibilité du sol.

K : Coefficient de perméabilité.

γ_w: Le poids volumique de l'eau interstitielle ($\gamma_w = 10\text{KN/}m^3$dans la pratique de la mécanique des sols.

Les caractéristiques de consolidation peuvent être déterminées graphiquement sur la courbe appelée "courbe de consolidation", représentant les variations de l'indice des vides, soit en fonction du logarithme du temps (e, log t) pour la méthode de Casagrande (1936),soit en fonction de la racine carrée du temps (e, $\sqrt{t}$) pour la méthode de Taylor (1942).Toutefois, dans le cas des argiles molles, les procédures d'essais LPC recommandent d'utiliser la méthode de Taylor, dont le principe est présenté sur la figure (2.3). Sur cette figure, la droite D_1correspond à la partie quasi-linéaire du début de la courbe de tassement, elle coupe l'axe des ordonnées en un point $d_c$qui est le zéro corrigé (la lecture initiale do n'est pas prise en compte dans la construction graphique). La droite D_2est, quant à elle, la droite passant par le point $d_c$et de pente 1,15 fois plus faible que celle deD_1. L'intersection de cette dernière avec la courbe de compressibilité donne le point, notét_{90}, correspondant à90 % de consolidation primaire.

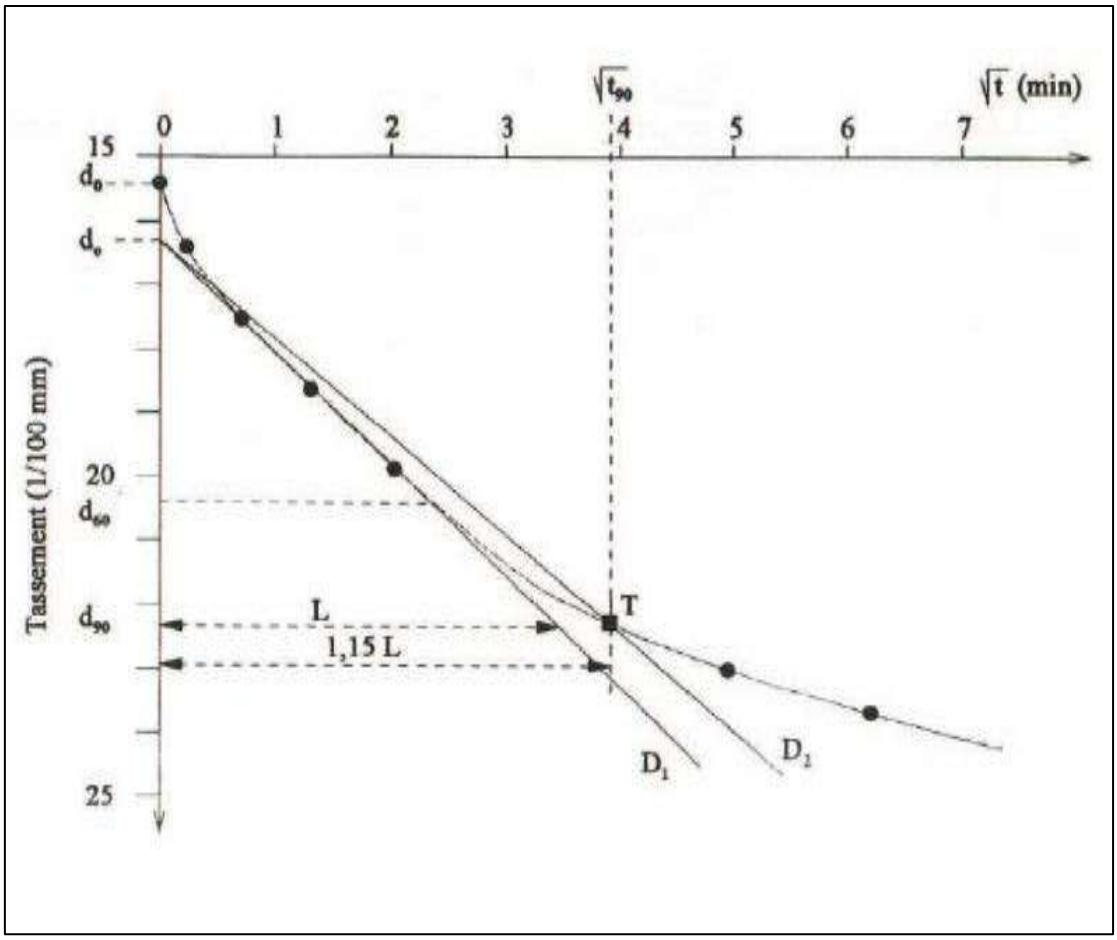


Figure II.3: Principe de l'interprétation des courbes de consolidation oedométrique selon les méthodes d'essais LPC [Magnan et al, 1985].

b) La consolidation secondaire (fluage) :

Les observations effectuées in-situ comme en laboratoire montrent que les sols argileux continuent à se déformer après la fin de la consolidation primaire, sous contraintes effectives constantes ou peu variables : c'est le phénomène de consolidation secondaire. Définie comme la réduction du volume du sol sous charge constante ou peu variable du fait principalement du réarrangement interne des particules solides, la consolidation secondaire est due essentiellement aux propriétés visqueuses du squelette. Buisman (1936) a été l'un des premiers à observer que les tassements secondaires croissent approximativement de façon linéaire avec le logarithme du temps. Il a établi une relation expérimentale dans laquelle il exprime les

variations de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps par la relation suivante :

$$\Delta e = C_{\alpha e} \Delta(logt)$$

Avec :

$C_{\alpha e}$: L'indice de fluage caractérisant la viscosité du squelette.

Cette relation, validée par des essais de fluage oedométrique, n'est valable que lorsque la consolidation primaire est entièrement achevée. Elle traduit l'effet du temps sur le comportement en consolidation du sol à l'état normalement consolidé. Des résultats d'essais oedométriques conventionnels, obtenus sur l'argile molle de Guiche située dans la basse vallée de l'Adour en France (Khemissa et Magnan, 2000) [18], ont montré que l'indice de fluage varie de façon importante avec la contrainte effective de consolidation (Figure II.5). Les résultats d'essais présentés par Mesri et Godlewski (1977) sur des argiles molles d'origines diverses montrent que l'indice de fluage peut être relié à l'indice de compression (Figure II.4).Le rapport Ce/Cc typiquement de l'ordre de 0,02 à 0,06 indique que les processus de variation du volume du sol en fonction de la contrainte effective et du changement de la structure du squelette (arrangement interne des grains) au cours du temps sont de même nature.

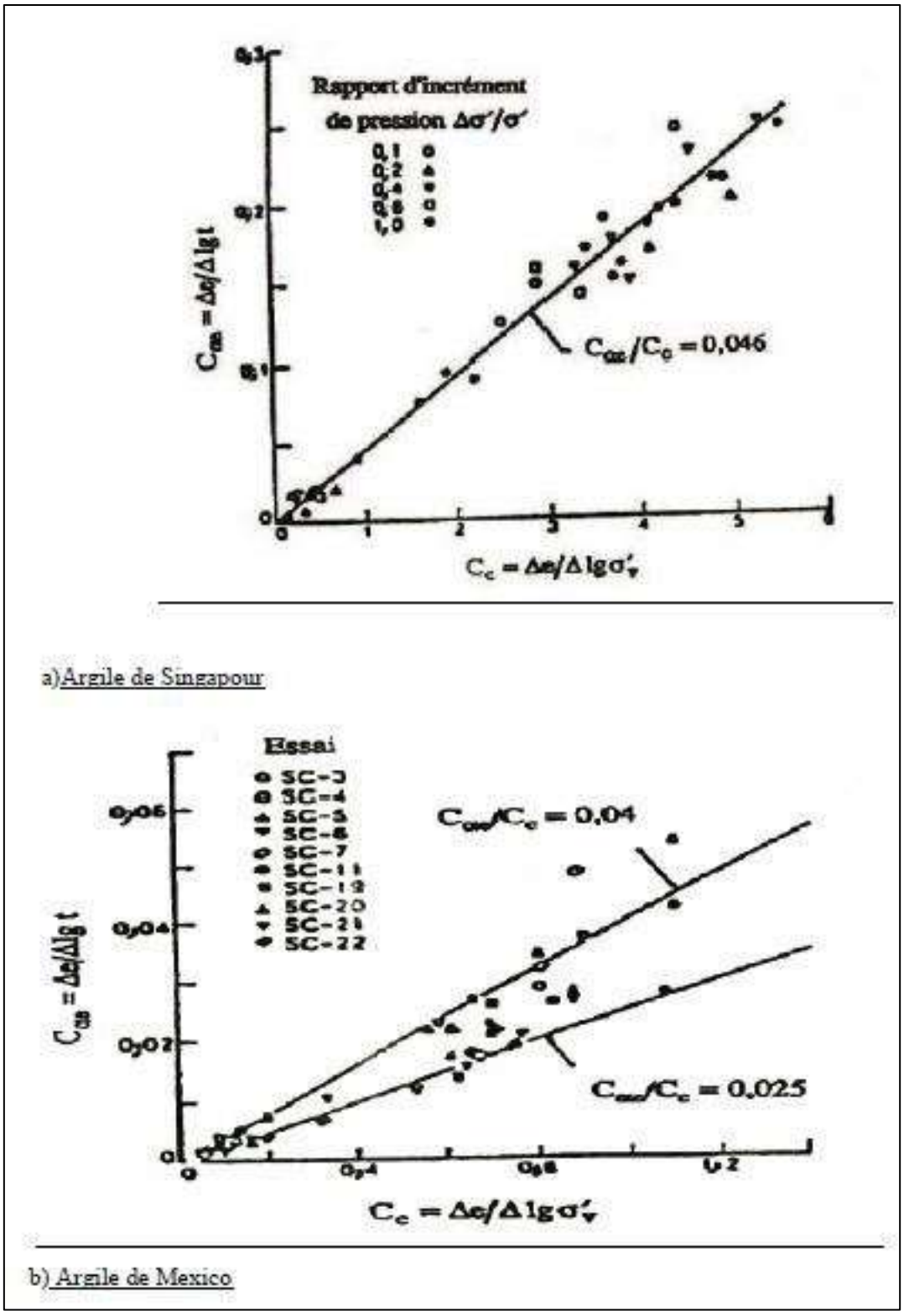


Figure II.4: Variation de l'indice de fluage $C_{\alpha e}$ en fonction de l'indice de compression Cc pour deux argiles molles naturelles [Mesri et Godlewski, 1977].

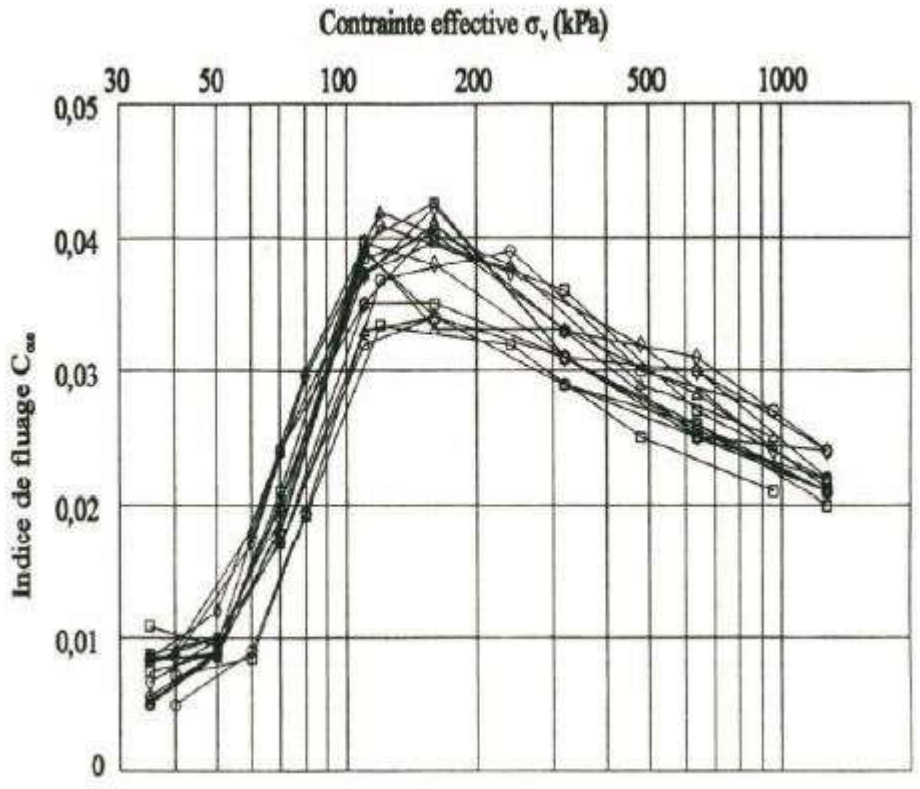


Figure II.5 : Variation de l'indice de fluage avec la contrainte de consolidation pour l'argile molle de Guiche (vallée de l'Adour, France) [Khemissa et Magnan, 2000].

c) Couplage des phénomènes de consolidation primaire et secondaire :

Le comportement des argiles molles, est basé sur une loi de compressibilité semi-logarithmique dans laquelle on peut incorporer l'effet de la viscosité du squelette. Ceci étant, plusieurs chercheurs ont essayé de trouver des relations générales combinant les effets résultant des deux phénomènes de consolidation primaire et secondaire sur le comportement des argiles molles. Il en est résulté des lois, plus ou moins complexes, qui peuvent se réduire à la forme symbolique suivante :

$$f= (\sigma, \sigma', e, e') = 0$$

Avec :

$\sigma' et\ e'$: désignent les vitesses de variation respectivement de la contrainte effective σ et de l'indice des vides e.

De nombreuses solutions analytiques et numériques sont été proposées dans lesquelles sont prise en compte, ensemble ou séparément, les vitesses de variation de contrainte effective de l'indice des vides (Taylor, 1942 ; Bjerrum, 1967..etc.)

II.5. Modèles de comportements des argiles molles :

Le comportement des sols pulvérulents saturés (sables) est les sols cohérents sont souvent représenté par une loi élastique parfaitement plastique isotrope de Mohr-Coulomb.

II.5.1. Modèles èlastoplastiques :

Dans le schéma élastoplastique classique, la réponse d'un matériau à une sollicitation donnée se produit de manière instantanée. Cette réponse exprime le comportement des matériaux non vieillissants (invariance par translation sur la variable temps) et sans viscosité (indépendance de la vitesse à laquelle la réponse s'est effectuée). II en résulte que la relation de comportement des matériaux solides sans vieillissement, ni viscosité, ne saurait dépendre implicitement ou explicitement du temps physique.

II.5.1.1. Fondements théoriques :

Le schéma élastoplastique classique a pour origine la nécessité de décrire l'apparition de déformations permanentes ou irréversibles. Il s'appuie sur deux concepts fondamentaux: le critère de plasticité et la loi d'écoulement plastique. Le critère de plasticité exprime la notion de seuil de plasticité (ou limite d'élasticité) mise en évidence expérimentalement en sollicitation uniaxiale (Coulomb, 1773 ; Tresca, 1864;Von Misès, 1913 ; etc.). Quant à la loi d'écoulement plastique, elle définit dans le cas de sollicitations multiaxiales la façon dont évolue l'incrément de déformation plastique, c'est à dire qu'elle précise la direction de l'écoulement plastique.

La théorie de plasticité incrémentale, dont le champ d'application n'est pas restreint par la nature des sollicitations et qui présente l'avantage de se prêter à une programmation numérique en éléments finis, est appliquée aux sols. Elle repose sur les éléments suivants :

Dans le cas des sols, les contraintes peuvent être effectives ou totales, représentant ainsi les réponses drainées et non drainées. Les incréments de contraintes et de déformations correspondant à l'un ou l'autre des deux états sont reliés par les expressions suivantes :

$$d\sigma_{ij} = C_{ijk} d\varepsilon_{kl}$$

et

$$d\varepsilon_{ij} = D_{ijk} d\sigma_{kl}$$

Ou C_{ijk} , D_{ijk} désignent les tenseurs de rigidité et de souplesse, lesquels dépendent d'histoire des contraintes et déformations.

Dans l'hypothèse des petites perturbations, l'incrément des déformations $d\varepsilon_{ij}$est décomposé en une partie élastique $d\varepsilon_{ij}^{e}$ et une partie plastique $d\varepsilon_{ij}^{p}$

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

il existe une surface de charge, ou surface d'état limite, représentant dans l'espace des contraintes principales la limite des états de contraintes que l'on peut atteindre à partir de l'état actuel des contraintes sans que se produisent de déformations plastiques. Cette surface est caractérisée par une fonction de charge, qui constitue le critère de plasticité. Le critère de plasticité définit le domaine à l'intérieur duquel les déformations sont réversibles par l'inégalité suivante :

$$\mathrm{f}\left(\sigma_{ij}, K\right) < 0$$

Ou : K désigne un paramètre d'écrouissage qui reflète l'histoire de la déformation plastique. Dans le cas où :

$\left(\sigma_{ij}, K\right) = 0$ et $\mathrm{d}f_k = \frac{d_f}{d\sigma_{ij}}(\sigma_{mn}, k) d\sigma_{ij} > 0$, il se produit des déformations plastiques.

Tandis que si :

$\left(\sigma_{ij}, K\right) = 0$ et $\mathrm{d}f_k = \frac{d_f}{d\sigma_{ij}}(\sigma_{mn}, k) d\sigma_{ij} < 0$,les déformations restent élastiques.

- l'écrouissage nécessite une règle d'écoulement, qui permet de calculer l'incrément de déformation plastique suivant une loi associée lorsque la fonction de charge est égale

au potentiel plastique et non associée dans le cas contraire. L'incrément de déformation plastique est défini par l'expression suivante :

$$d\varepsilon_{ij}^{p} = \frac{1}{h(\sigma_{ij},k)} < df_k > \frac{\partial_j}{\partial\sigma_{ij}}(\sigma_{mn}) = \partial\lambda \frac{\partial_j}{\partial\sigma_{ij}}(\sigma_{mn})$$

- Ou : h désigne le module plastique (ou module d'écrouissage), g le potentiel plastique et dλ un scalaire positif ou nul (multiplicateur de plasticité).

- la condition de consistance (dfx =0), qui assure que les états de contraintes demeurent sur la surface d'état limite au cours de son évolution, permet de déterminer le module d'écrouissage par l'expression suivante :

$$\text{h}\,(\sigma_{ij},k) = -\frac{\partial f}{\partial\varepsilon_{ij}^{p}}(\sigma_{mn},k)\frac{\partial k}{\partial\varepsilon_{ij}^{p}}(\varepsilon_{mn}^{p})\frac{\partial g}{\partial\sigma_{ij}^{p}}(\sigma_{mn})$$

- le principe du travail plastique maximal (Hill, 1950), qui se traduit par la condition de normalité de l'incrément de déformation en tout point sur la frontière convexe de la surface d'état limite, correspond à l'inégalité suivante :

$$\left(\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^{*}\right)d\varepsilon_{ij}^{p} \geq 0$$

Où $\sigma_{ij} et\ \sigma_{ij}^{*}$: désignent les tenseurs des contraintes correspondant à deux points situés respectivement l'un à 1'intérieur de la surface d'état limite et l'autre sur la frontière de cette dernière (Figure II.6).

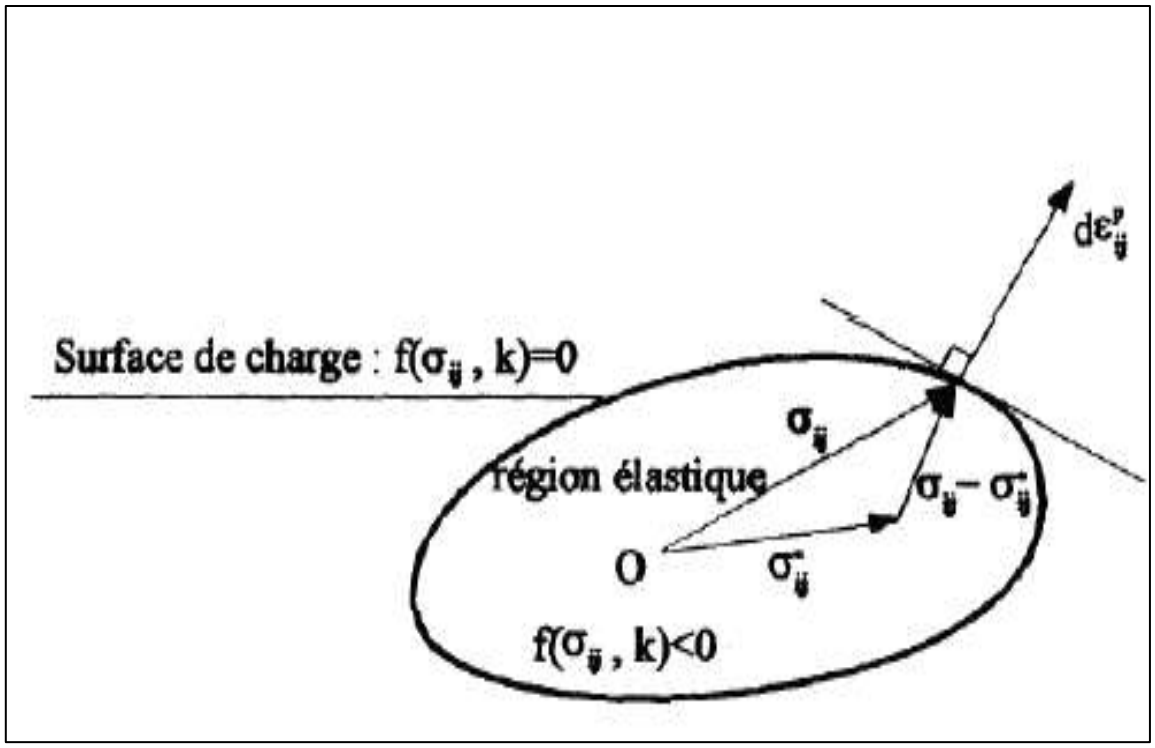


Figure II.6 : Principe du travail plastique maximal de Hill (1950)[Lehbari,2013].

La condition de stabilité, selon le postulat de Drucker (1964), définit les matériaux stables en écrouissage positif $(\sigma_{ij}\varepsilon_{ij}^{p} > 0)$et les matériaux instables en écrouissage négatif$(\sigma_{ij}\varepsilon_{ij}^{p}) < 0$. Les matériaux pour lesquels $(\sigma_{ij}\varepsilon_{ij}^{p} = 0)$sont en élasticité ou en plasticité parfaite.

Dans le cas où la loi est associée (f=g), l'incrément de déformation plastique est dirigé suivant la normale extérieure à la frontière de la surface d'état limite et le postulat de Drucker (1964) est ainsi respecté. Les données expérimentales ne confirment pas toujours cette hypothèse ; par conséquent, de nombreux modèles ont été proposés pour les sols dans lesquels la règle d'écoulement non associée (f≠g) est adoptée. Les différences entre ces modèles sont liées à la surface d'état limite (position et allure) et à la manière dont les paramètres d'écrouissage interviennent dans l'expression de la fonction de charge. Ainsi, des modèles de plasticité avec écrouissage isotrope, ou les surfaces d'état limite évoluent isotropiquement par rapport à l'axe d'isotropie des contraintes dans l`espace des contraintes principales, et des modèles avec écrouissage anisotrope, où les surfaces d'état limite successives se déduisent de la surface initiale par translation dans l'espace des contraintes principales, ont été proposés. Cependant, il semble que ce dernier type de modèle n'ait pas encore reçu d'applications pratiques, sans

doute en raison, d'une part, du manque de vérifications expérimentales et, d'autre part, de leur grande complexité.

II.5.1.2. Bases expérimentales:

Le comportement des sols naturels est défini par une pression limite, la pression de préconsolidation, qui constitue un seuil critique des contraintes au-delà duquel la compressibilité de ces sols augmente et leur structure interne est modifiée pour passer d'un état structuré plus résistant à un état déstructuré moins résistant. Les propriétés caractérisant ces deux états peuvent être décrites comme suit :

L'état structuré, dans lequel les déformations volumiques et de cisaillement sont petites et réversibles (de type viscoélastique ou élastique pur), correspond à l'état surconsolidé caractéristique des argiles résistantes et "âgées" ayant subi au cours de leur histoire géologique des surcharges plus grandes que la pression effective des terres à l'état actuel.

L'état déstructuré, dans lequel les déformations volumiques et de cisaillement sont importantes et en grande partie irréversibles (de type élastoplastique ou viscoplastique), correspond à l'état normalement consolidé caractéristique des argiles moins résistantes, "jeunes" déposées récemment et se trouvant dans un état d'équilibre géostatique.

Sur la base des travaux de Hvorslev (1936) et Rendulic (1936) et d'un certain nombre d'études expérimentales sur des argiles reconstituées en laboratoire, Roscoe et al. (1958) ont proposé les concepts d'état limite et d'état critique comme règles de base pour l'étude du comportement des argiles molles. Ces concepts, dans lesquels les états de contraintes et de déformations sont liés à l'histoire du chargement, permettent d'exprimer les phénomènes de compressibilité et de résistance au cisaillement de ces argiles et ce dans les deux états (surconsolidé et normalement consolidé) définis ci-dessus. Ils en caractérisent donc les propriétés de déformabilité et de résistance mécanique :

L'état limite est défini par une surface de charge, appelée surface d'état limite, qui représente la limite entre les régions de l'espace des contraintes principales correspondant aux petites et aux grandes déformations, c'est-à-dire, dans le cas des argiles, la limite qui sépare le domaine surconsolidé du domaine normalement. Cette limite est constituée par l'ensemble des points

d'état limite (points correspondant aux valeurs ultimes des déviateurs de contraintes) des chemins de contraintes simulés en laboratoire dans les essais de compression (et d'extension) triaxiale et de consolidation anisotrope, à partir d'états de consolidation du domaine surconsolidé.

l'état critique est défini comme une limite des contraintes qui sépare le domaine où ne se produisent pour l'essentiel que des déformations volumiques de l'argile du domaine caractérisé par le développement de déformations déviatoriques accompagnées d'un changement dans la forme de la structure de cette dernière, c'est - à- dire la zone située entre l'état ultime et la rupture. En d'autres termes, l'état critique est associé à l'existence d'un "indice des vides critique" (défini comme une extension de la notion de densité critique) atteint au moment où se développent des déformations plastiques de cisaillement sans variation de volume et de contraintes.

Dans leur forme originale, les concepts d'état limite et d'état critique ne s'appliquent qu'à des argiles normalement consolidées et isotropes (argiles idéales). Des études postérieures montrent que les principes qui forment la base de ces concepts sont qualitativement applicables aux argiles molles naturelles, surconsolidées et anisotropes. Les travaux de Tavenas et Leroueil (1979) sur l'argile de St-Alban (Québec) ont permis d'établir une méthode expérimentale pour la détermination de la courbe d'état limite des argiles molles naturelles à partir des résultats d'essais triaxiaux classiques et d'essais oedométriques conventionnels à chargement par palier. Les travaux de Magnan et al. (1982) sur l'argile de Cubzac-les-ponts (France), puis ceux de Khemissa et al. (1993) sur l'argile molle de Guiche (France) ont permis de vérifier la technique proposée par Tavenas et Leroueil (1979) et confirmer ainsi son applicabilité aux argiles molles anisotropes. La figure (II.7) présente les courbes d'état limite de ces deux argiles molles françaises.

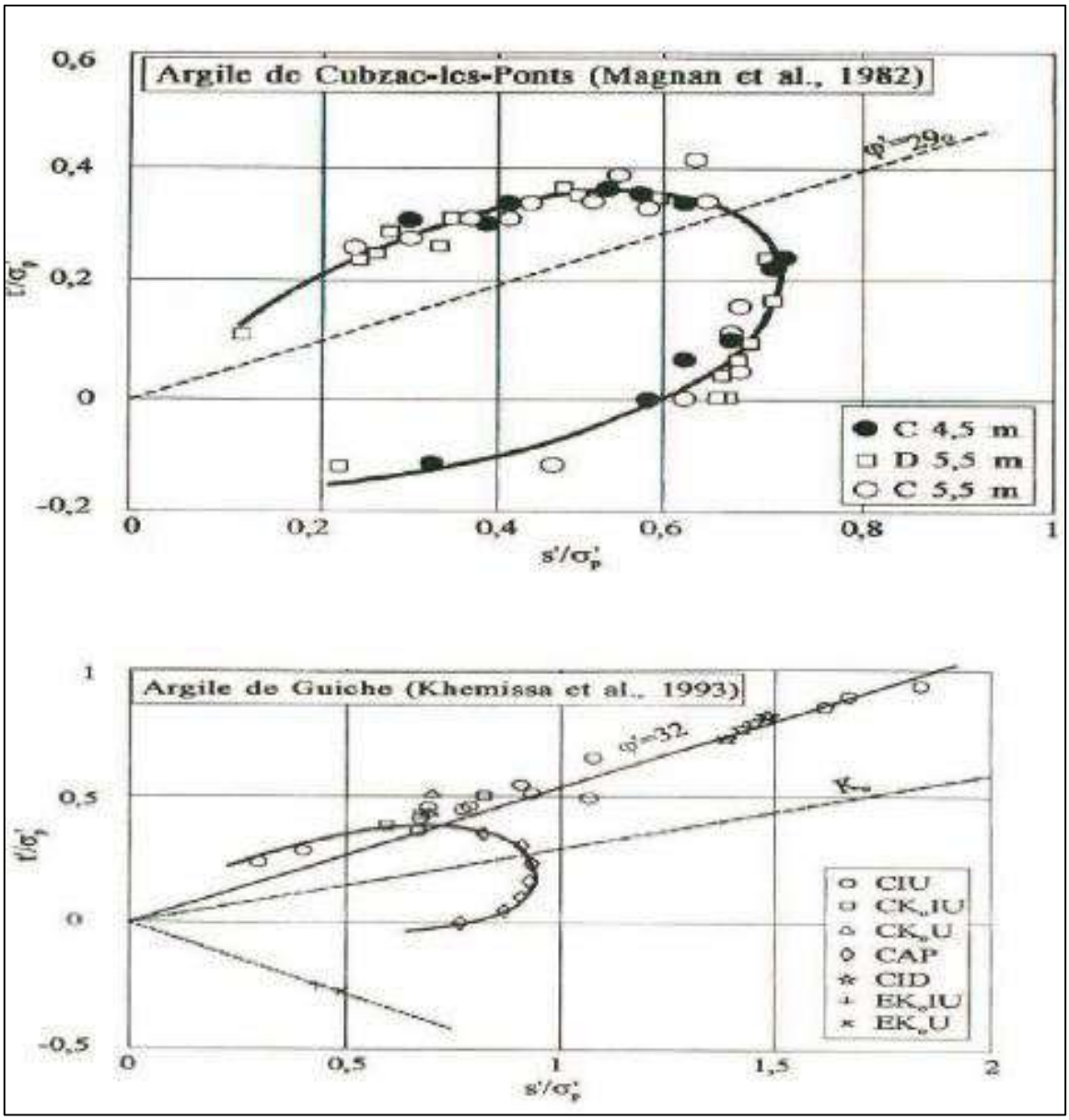


Figure II.7 : Courbes d'état limite de deux argiles molles françaises[Lehbari].

II.5.1.3. Modèle Cam-Clay :

Roscoe et al, furent les premiers à établir, à l'Université de Cambridge (Royaume-Uni), des relations générales de comportement des sols fondées sur la théorie de l'élastoplasticité avec écrouissage et sur l'analyse des résultats de différentes études expérimentales (essais oedométriques et triaxiaux). Les modèles développés, connus sous le nom de « modèles Cam-Clay », sont destinés essentiellement à décrire le comportement des argiles reconstituées en laboratoire. Ces modèles sont basés sur quatre éléments principaux : l'étude de l'essai de compression isotrope, le concept d'état critique, une relation contrainte-dilatance et la règle de normalité pour la déformation plastique.

a) Equations des modèles Cam-Clay :

Déduite de l'analyse des résultats d'essais triaxiaux de compression à pression moyenne constante et à rapport de contraintes fixé (tableau 2.1). L'intégration de cette relation différentielle fournit l'expression du potentiel plastique G (p, q, pc) et l'application du principe de normalité donne celle de la surface de charge

$$\boldsymbol{F(p, q, p_c) = G(p, q, p_c)}$$

Deux versions successives du modèle Cam-Clay ont été proposées. Le modèle original a permis de décrire de manière qualitative les phénomènes observés expérimentalement. Mais, pour des chemins proches de l'axe de compression isotrope et des rapports de contraintes faibles, ce modèle prédit des déformations déviatoriques trop fortes. Pour cette raison, la loi d'écoulement (ou relation contrainte-dilatance) a été modifiée par Burland et Roscoe.

La contrainte p_c est en fait la « constante » qui provient de l'intégration de la relation différentielle contrainte-dilatance. p_c est aussi la contrainte isotrope qui correspond au point d'intersection de la surface de charge avec l'axe de compression isotrope, limitant ainsi le domaine d'élasticité actuel (figure II.8) ; cette pression peut être considérée comme le paramètre qui commande l'évolution de la surface de charge, donc l'écrouissage.

La relation d'écrouissage liant l'indice e^P et la contrainte P_C s'obtient en considérant les courbes l et k au point pc (figure II.9).

Par construction, les points C_1 et C_2 appartiennent à la droite d'état critique et les points V_1 et V_2 à la droite de consolidation isotrope. Considérons un chemin de contraintes quelconque $A_0A_1A_2$, où A_0 est un point initialement dans le domaine élastique, A_1 est sur la surface de charge initiale et A_2 sur la surface de charge qui évolue.

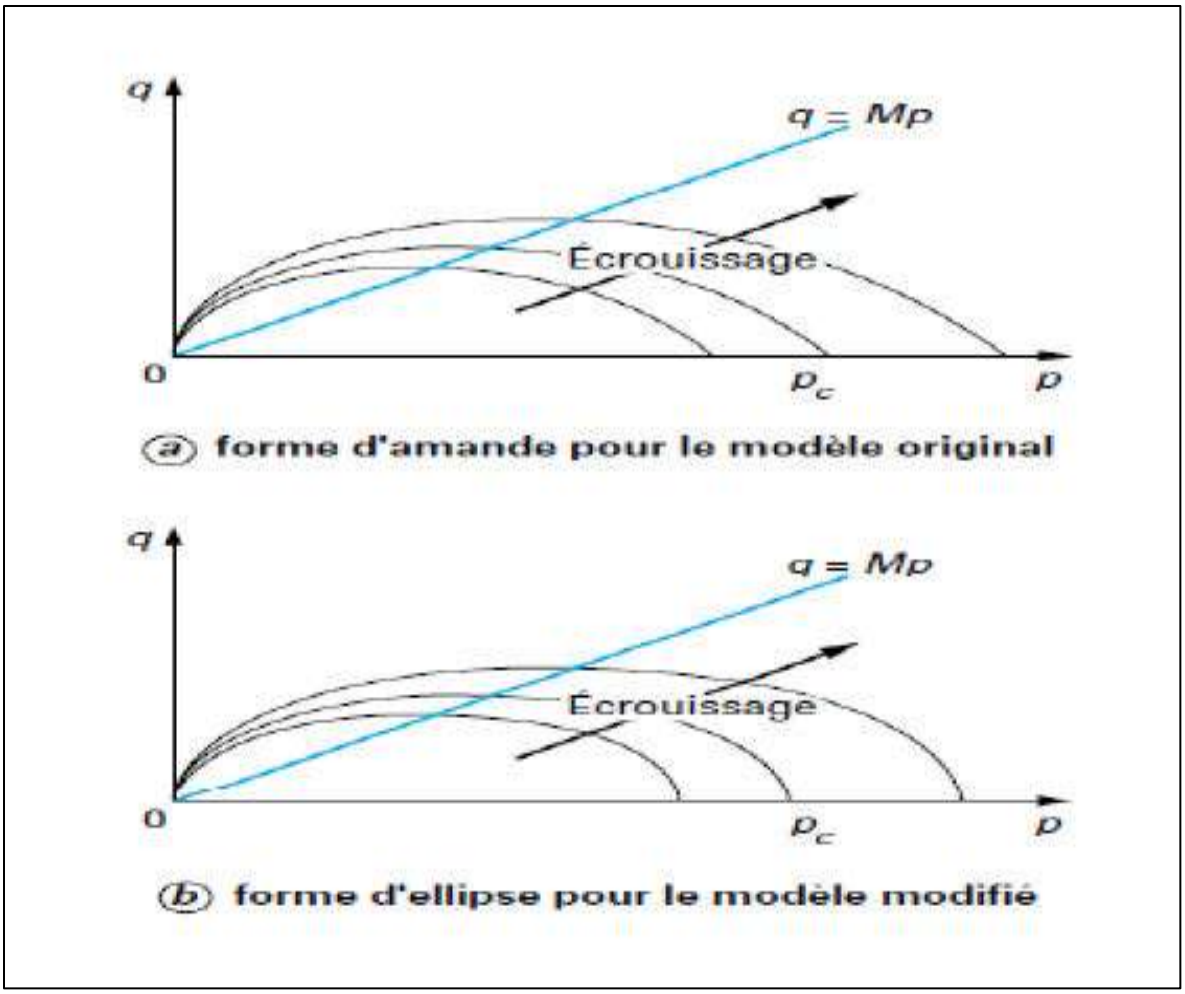


Figure II.8 : Surfaces de charge des modèles Cam-Clay dans le plan (p, q).

Ces points occupent dans le plan (p, q) les positions décrites sur la figure (II.9) :

$$e(V_2) = \lambda - ln\frac{P_C(V_2)}{P_1}$$

Et :

$$e(V_2) = e^P(V_2) - kln\frac{P_C(V_2)}{P_1}$$

Il vient alors :

$$e_1 - e^P = (\lambda - k)ln\frac{P_C}{P_1}$$

Cette dernière relation constitue la relation d'écrouissage. Par ailleurs, l'indice des vides incrémental de p peut être relié à la déformation volumique plastique $d\varepsilon_{vol}^{P}$, en effet par définition :

$e = e_0 - (1 + e_0)\varepsilon_{vol}$, où e_0 est l'indice des vides initial, lié à l'état de contraintes initiales dans le massif. Cette relation n'est valable qu'en petites déformations. En décomposant l'indice des vides e en une partie élastique e^e et une partie plastique e^P, puis en différenciant, il vient :

$$de^e = -(1 + e_0)\, d\varepsilon_{vol}^e$$

$$de^P = -(1 + e_0)\, d\varepsilon_{vol}^e = -(\lambda - K)\frac{dP_e}{P_c}$$

L'évolution de l'écrouissage est alors gouvernée par la relation :

$$\frac{dp_c}{dp} = \frac{1+e_0}{\lambda-\kappa}\, d\varepsilon_{vol}^p$$

Tableau II.1 : Expression de la relation contrainte-dilatance, de la surface de charge et du potentiel plastique.

Modèle Cam-Clay	Relation contrainte-dilatance	Potentiel plastique G (p,q,p_c) Et surface de charge F(p,q,p_c)
Version originale	$\frac{d\varepsilon_{vol}^1}{d\varepsilon_d^P} = M\frac{q}{p}$	G (p,q,p_c) $= \frac{q}{M_p} ln \frac{p_c}{P} = 0$ G (p,q,p_c) =F(p,q,p_c)
Version modifiée	$\frac{d\varepsilon_{vol}^1}{d\varepsilon_d^P} = \frac{M^2 - (\frac{q}{p})^2}{2\frac{q}{p}}$	G (p,q,p_c)=$\frac{q^2}{M^2p^2} + 1 - \frac{p_c}{p} = 0$ G (p,q,p_c) =F(p,q,p_c)

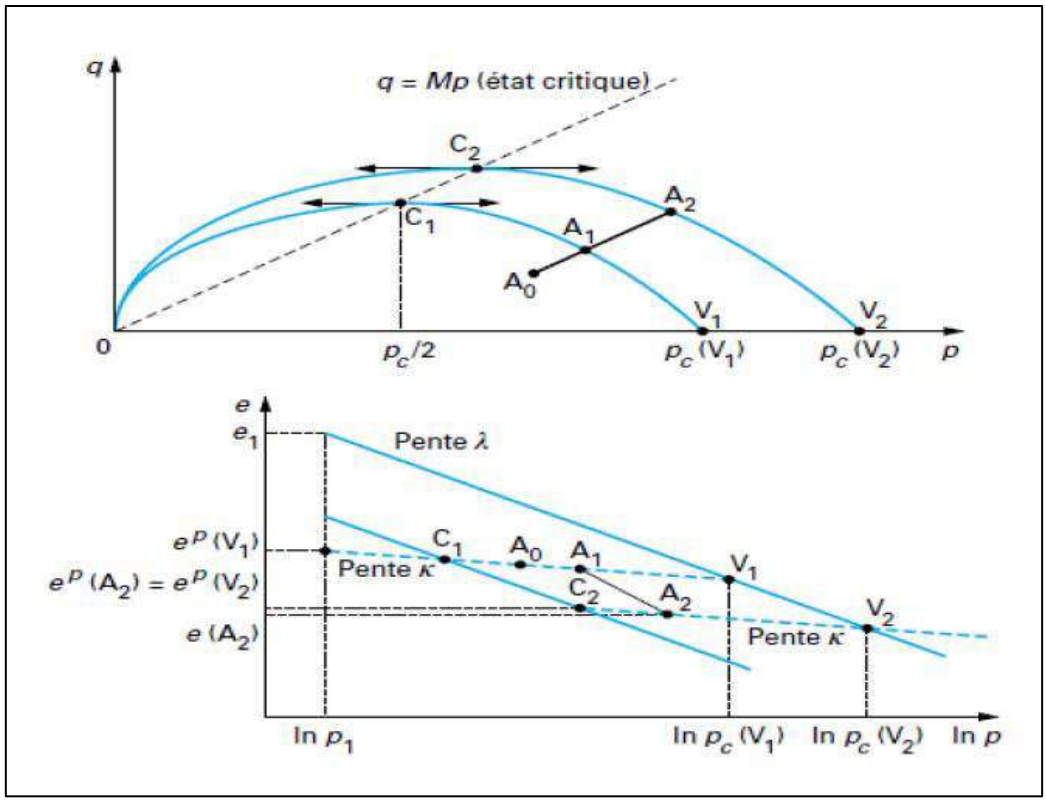


Figure II. 9 : Représentation de l'écrouissage pour le modèle Cam-Clay.[Lehbari]

b) Détermination des paramètres du modèles Cam-Clay :

Le modèle Cam-Clay comporte sept paramètres : M,λ, k,e_1,p_1,E et ν, et trois paramètres caractérisant l'état initial du matériau (e_0, p_0, q_0).Les paramètres du modèle Cam-Clay modifié peuvent être déduits de résultats d'essais triaxiaux (drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle) et oedométriques classiques tableau (II.2).

Tableau II.2 : Les paramètres du modèle Cam-Clay :

Paramètres	Principe de détermination
e_0, p_0, q_0	Détermination à partir de l'état de contraintes initiales et des résultats d'essais de compression isotrope ou triaxiaux.
E,ν	Détermination d'après les résultats d'essais triaxiaux comportant des déchargements
$\lambda, \kappa, e_1, p_1$	isotrope en représentant les résultats dans le plan (e, ln p) ou à partir de résultats oedométriques classiques. La pression de référence p1 est souvent choisie égale à 1 kPa.

M	Détermination à partir des contraintes correspondant à la rupture dans les essais triaxiaux de cisaillement et reportées dans le plan (p, q). Pour un essai de compression, le paramètre M est relié à l'angle de frottement interne du sol par la relation : M=6 sinφ'/3-sinφ'.

II.5.2. Modèles viscoplastiques :

Certains matériaux subissent un écoulement de fluage, sous un état de contraintes effectives donné, ce qui a conduit à développer des théories qui décrivent l'évolution des déformations en fonction du temps, telles que la viscoélasticité lorsque ces déformations sont réversibles après la suppression des sollicitations (comme en élasticité) ou la viscoplasticité dans le cas contraire, c'est-à-dire lorsque les déformations sont irréversibles (comme en plasticité). Le comportement élastoviscoplastique est une combinaison de ces deux théories.

II.5.2.1. Fondements théoriques :

Le schéma viscoplastique développé par Perzyna (1963) a pour but de décrire l'écoulement par fluage de la matière tout en restant dans un cadre assez proche du schéma élastoplastique classique. La viscosité du matériau y apparaît sous la forme d'une fonction régissant l'amplitude des déformations viscoplastiques pour un état de contraintes donné. Les hypothèses de base caractérisant cette théorie sont résumées comme suit :

- On définit deux surfaces de charge : l'une, dite statique caractérisée par la fonction de charge f_s ((σij , $\varepsilon_{ij}{}^{e}$) représente le seuil de plasticité au-delà duquel se développent des déformations viscoplastiques et à l'intérieur duquel les déformations du matériau peuvent être élastiques (lois élasto-viscoplastiques) ou viscoélastiques (lois viscoélastiques-viscoplastiques) ; l'autre dite dynamique caractérisée par la fonction de charge f_d ((σij , $\varepsilon_{ij}{}^{vp}$) est sensible à la vitesse de déformation (Figure II.11).

Ces deux fonctions sont reliées entre elles par une fonction F, qui représente la différence des contraintes entre l'état de contraintes actuel et le seuil de plasticité suivant la relation suivante:

$$F = \frac{f_d\left(\sigma ij\,,\varepsilon_{ij}{}^{vp}\right) - f_s\left(\sigma ij\,,\varepsilon_{ij}{}^{p}\right)}{f_s(\sigma ij\,,\varepsilon_{ij}{}^{p})}$$

Ou : σij désigne le tenseur des contraintes, $\varepsilon_{ij}{}^{p}$ le tenseur des déformations plastiques et $\varepsilon_{ij}{}^{vp}$ le tenseur des déformations viscoplastiques.

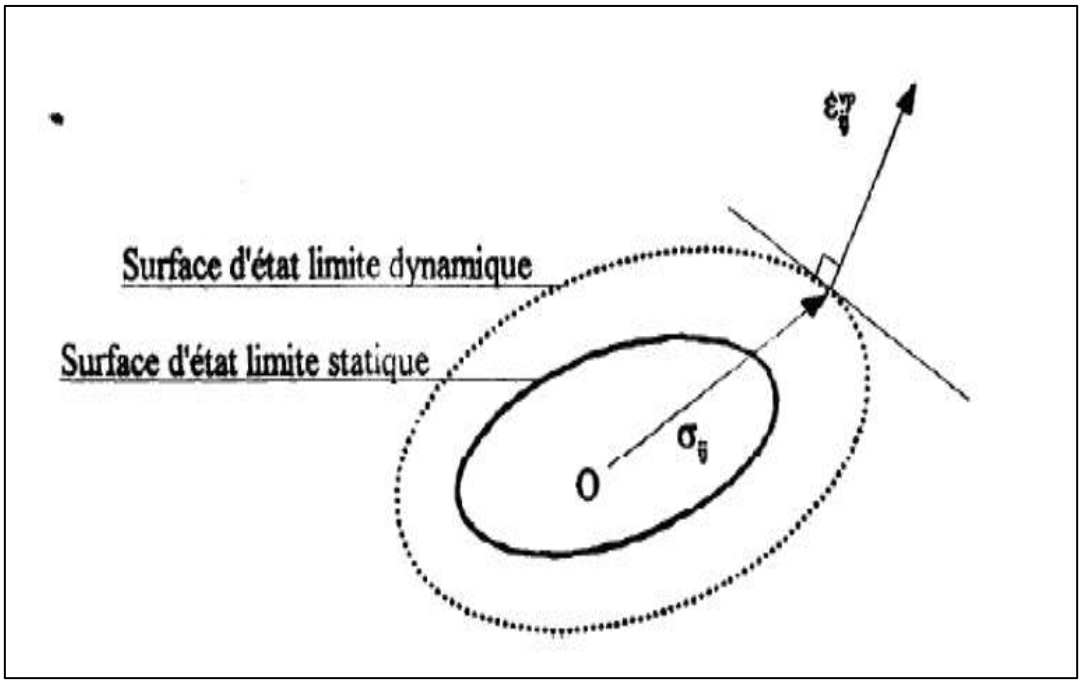


Figure II.10 : Surfaces d'état limite statique (S.E.L.S.) et dynamique (S.E.L.D.) d'après la théorie de viscoplasticité de Perzyna (1963).

Les déformations viscoplastiques qui se développent au cours d'une sollicitation donnée au-delà du seuil de plasticité peuvent s'exprimer en termes de vitesse de déformation, qui est définie par l'expression suivante :

$$\varepsilon_{ij}{}^{vp} = \gamma\langle\Phi(F)\rangle > \frac{\partial f_d}{\partial \sigma_{ij}}$$

Ou: γ un paramètre de viscosité du matériau et Φ(F)une fonctionnelle représentant les effets de la vitesse de déformation sur l'état limite du matériau et telle que :

$$\langle\Phi(F)\rangle = \begin{cases} 0 & \text{si } F < 0 \\ \Phi(F) & \text{si } F > 0 \end{cases}$$

Pour une valeur F=0, c'est-à-dire lorsque les deux fonctions d'état limite statique et dynamique coïncident, l'incrément de déformation se réduit à sa composante plastique d'expression : $$d\varepsilon_{ij}^{p} = d\lambda \frac{\partial f_s}{\partial \sigma_{ij}}$$

Ou $d\lambda$:désigne le multiplicateur de plasticité.

II.5.2.2. Bases expérimentales :

La prise en compte du fluage des sols argileux dans les modèles de comportement consiste à établir, pour un état de contrainte donné, une relation qui exprime l'évolution de la déformation du fluage au cours du temps, laquelle doit être couplée avec la loi définissant le comportement élastoplastique avec fluage, ou comportement élasto-viscoplastique, caractéristique des argiles molles naturelles. Les résultats des essais de consolidation à l'odomètre permettent d'établir une relation entre la vitesse de déformation et le temps par l'expression suivante (Buisman 1939) :

$$\varepsilon = \frac{C_\alpha}{t}$$

Ou : $C_\alpha = C_{\alpha e}/(1 + e_0)$désigne le taux de fluage du sol, $C_{\alpha e}$son indice de fluage est e_0 son indice des vides initial.

D'autre part, les résultats des essais de fluage à l'appareil triaxial permettent également d'établir la relation suivante (Singh et Mitchell, 1968) :

$$\varepsilon = A\left(\frac{t}{t_0}\right)^{m} \exp\{\alpha q\}$$

Dans laquelle α désigne un paramètre mesurant l'effet d'intensité des contraintes sur le taux de fluage, A reflète l'amplitude du fluage, m (variant entre 0,75 et 1) contrôle le taux avec lequel la vitesse de fluage diminue avec le temps, q=σ_a -$\sigma_r$est le déviateur des contraintes et $t_0$un temps de référence (figure II.11).

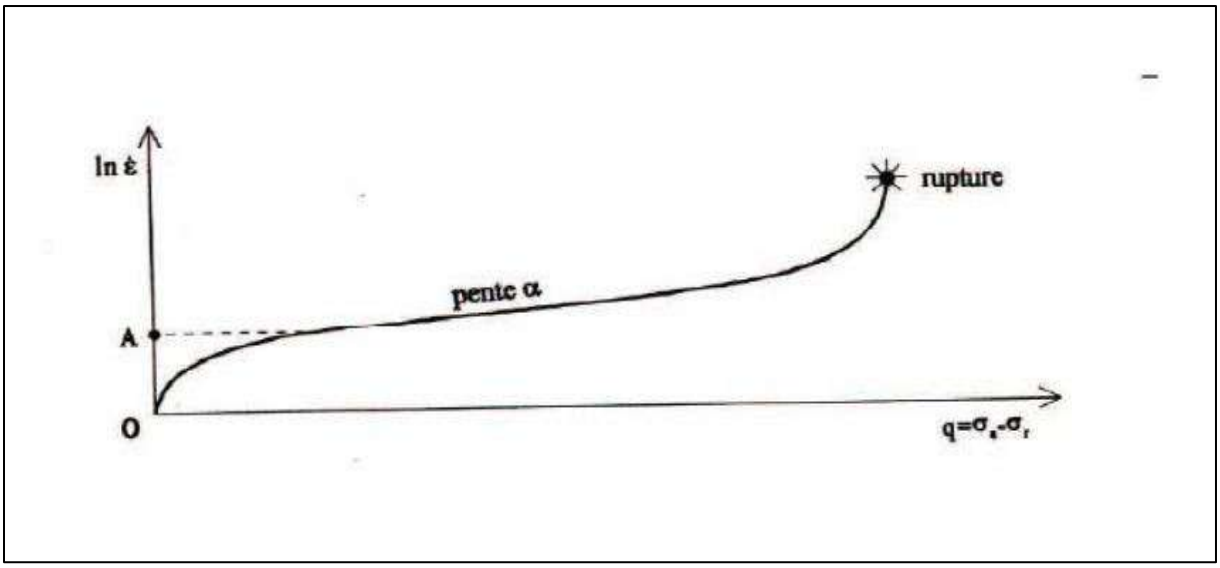


Figure II.11 : Relation entre la vitesse de déformation et le déviateur des contraintes (Singh et Mitchell, 1968).

II.5.2.3. Modèle de comportement MÉLANIE :

Les travaux de Tavenas et Leroueil sur l'argile de Saint-Alban(Québec) et ceux de Magnan et al.sur l'argile de Cubzac-les-ponts (France) ont confirmé l'applicabilité des concepts développés à l'université de Cambridge, moyennant quelques corrections destinées à tenir compte des effets du temps et de l'anisotropie sur le comportement des argiles naturelles. Ces travaux ont donnés naissance au modèle de comportement Ylight, créé par le groupe de géotechnique de l'Université Laval au Québec et au modèle MÉLANIE créé au Laboratoire Centrale des ponts et Chaussés.

Le modèle MELANIE (Modèle Élastoplastique Anisotrope avec Écrouissage permet de simuler par éléments finis le phénomène de consolidation et de reproduire assez fidèlement l'évolution au cours du temps des déformations et des contraintes dans les massifs de sol naturels.

a) Equations des modèles MÉLANIE :

L'originalité du modèle MÉLANIE par rapport au modèle Cam-Clay réside dans la prise en compte des effets d'anisotropie et de viscosité du squelette du sol. Néanmoins, ce modèle a été construit selon la démarche adoptée par les chercheurs de l'université de

Cambridge. Les résultats des essais ont été interprétés à l'aide des contraintes réduites s et t définies par les relations suivantes :

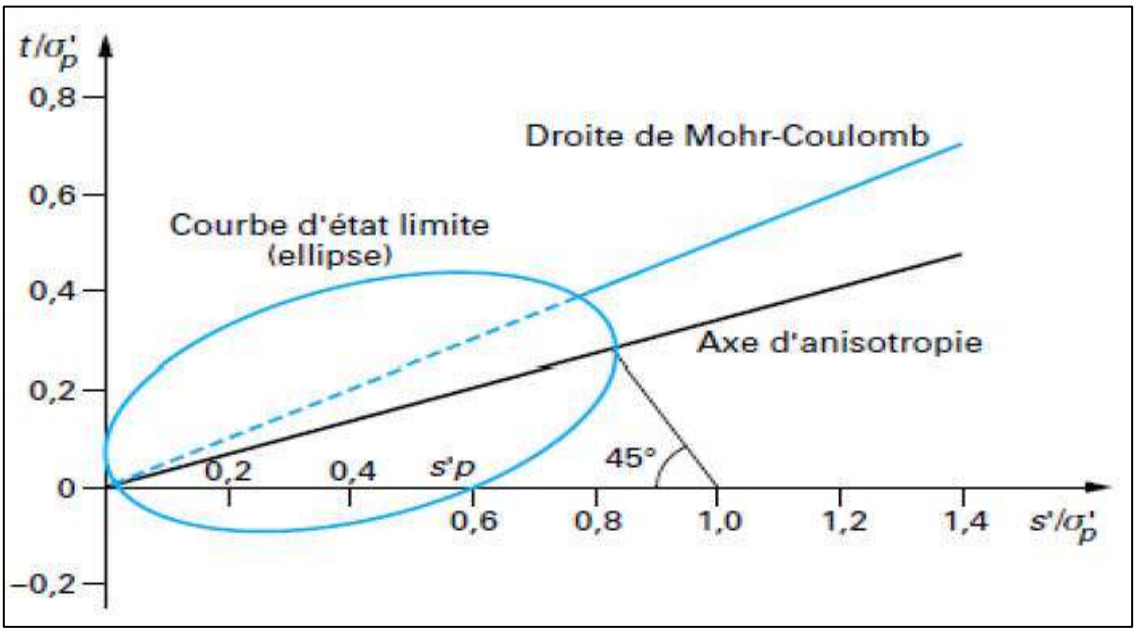
$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad \text{et} \quad s = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$$

Où σ'_1 et σ'_3 sont les contraintes principales effectives.

Les études expérimentales réalisées en laboratoire (essais oedométrique et triaxiaux) et en vraie grandeur ont conduit à admettre les points suivants :

- La surface de charge, ou courbe d'état limite, a une forme elliptique dans le plan de contraintes (s', t) ; son grand axe est confondu avec l'axe d'anisotropie et elle passe par l'origine des contraintes et par le point s_p' de l'axe O_s' défini par $s'_p = 0{,}6\ \sigma'_p$ (où est la pression de préconsolidation) (figure II.12).
- Les surfaces de charge correspondant à des états de préconsolidation différents sont homothétiques (par rapport à l'origine) dans le rapport des contraintes de préconsolidation. Cette observation justifie l'utilisation de la contrainte s_p'comme paramètre d'écrouissage.

Figure II.12 : Surface de charge ou courbe d'état limite du modèle MÉLANIE.



Paramètre d'écrouissage s_p' est déterminé par l'intersection de la droite de consolidation avec la courbe vierge isotrope dans le plan (s', e) (au lieu du plan (ln p', e) dans le cas des modèles Cam-Clay) :

- équation de la courbe vierge isotrope (ou courbeλ):

$$e = e_1 - \lambda ln \frac{s'}{s_1'}$$

- équation de la courbe de déchargement-rechargement, qui est linéaire contrairement au cas des modèles Cam-Clay :

$$e = e^p - \alpha(s' - s_1')$$

- L'intersection de la surface de charge avec le plan (s', e) conduit à la relation (figure II.8).

$$e^p = e_1 - \lambda ln \frac{s_p'}{s_1'} + \alpha(s_p' - s_1')$$

Avec :

e_1: L'indice des vides correspondant à la contrainte de référence ($s_1' = 1KPa$.

α: Coefficient de compressibilité volumique du sol anisotrope soumis à un chargement isotrope.

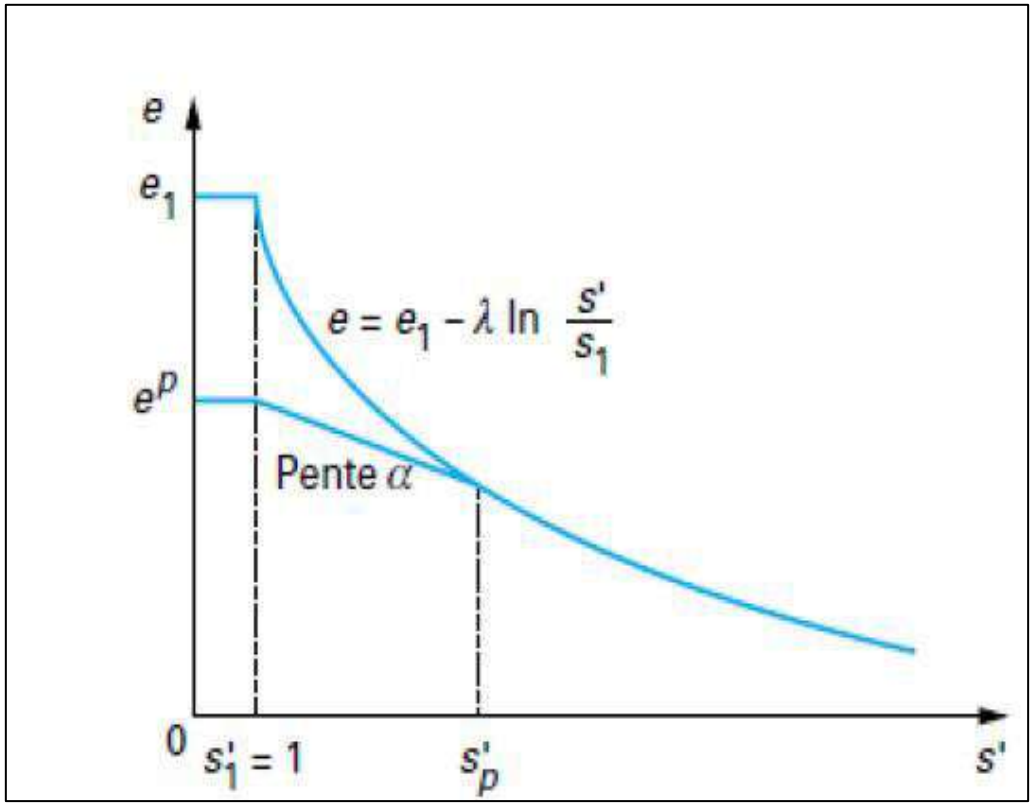


Figure II.13 : Définition du paramètre d'écrouissage s_p'.

b) Détermination des paramètres du modèle MELANIE :

Les paramètres du modèle MELANIE peuvent être déterminés à partir d'essais triaxiaux drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle, et d'essais oedométriques classiques (tableau II.3).

D'autres paramètres sont nécessaires pour décrire le comportement du fluide interstitiel et son écoulement à travers les pores du sol. Il est admis que les pores de l'argile sont remplis d'un fluide interstitiel dont la compressibilité, caractérisée par le coefficient de compressibilité a_w, dépend du degré de saturation Sr de l'argile.

L'écoulement du liquide est décrit par les coefficients de perméabilité verticale K_v et horizontale K_h. Les paramètres,a_w, K_v et K_h peuvent varier au cours du temps en fonction de la pression interstitielle et de l'indice des vides. Un exemple d'application du modèle à l'argile de Muar Flats est décrit par Magnan et Mestat.

Tableau II.3 : Les paramètres du modèle MELANIE.

Paramètres	Principe de détermination
$e_0, K^{nc}{}_0, K^{0c}{}_0, \sigma_{V0}{}'$	Ces paramètres sont déterminés à partir de l'état de contrainte initiale verticale et des résultats d'essais en place ou en laboratoire. Les coefficients de pression des terres au repos $K^{0c}{}_0$(pour les sols normalement consolidés) et (pour les sols surconsolidés) sont donnés par les relations : $K^{nc}{}_0 = 1 - \sin\varphi'$ et $K^{0c}{}_0 = K^{nc}{}_0\sqrt{\frac{\sigma_p'}{\sigma'_{v0}}}$ où φ'est l'angle de frottement interne du sol. σ0'La pression de préconsolidation est déduite de l'essai oedométrique.

$E'_v, E'_h, \nu'_{vh}, \nu'_{hh}, G_{vh}'$	Détermination à partir des résultats d'essais triaxiaux avec consolidation anisotrope sur des éprouvettes d'orientations différentes. Toutefois, dans la pratique, il est admis que les quantités E'_h/E'_v, G'_{vh}/E'_v. ν'_{vh}, ν'_{hh}ont des valeurs fixes, qui sont en général choisies d'après les valeurs trouvées sur des sites de référence. Il reste alors à déterminer le module vertical : par exemple, à partir de la courbe oedométrique au moyen de la relation : $E'_v = \frac{(1+e_0)(\sigma'_p - \sigma'_{v0})E'_h}{C_s ln\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}}(1 - 2\frac{E'_h \nu'^2_{vh}}{E'_v(1-\nu'_{hh})})$ OuC_s: est l'indice de gonflement déduit de l'essai oedométrique .
e_1, s'_1, λ	L'indice des vides e1 peut être déterminé expérimentalement dans un essai oedométrique ou calculé au moyen de la relation : $e_1 = e_0 - \alpha(s'_1 - s'_p) + \lambda ln s'_p/s'_1$ Ous'_p: définit la position initiale de la surface de charge ou courbe d'état limite. La pression de référence s'1 est souvent choisie égale à 1 kPa. Une autre valeur peut être retenue selon le système d'unité des contraintes utilisé. Le paramètre λ est souvent relié à l'indice de compression Cc, déterminé à l'essai oedométrique, par la relation : $\lambda = C_c/ln10$

II.6. Conclusion :

Les essais de laboratoire, en général, et les essais oedométriques, en particulier, dans lesquels les conditions aux limites spatiales et de drainage sont maîtrisables, constituent la base de la plupart des connaissances actuelles sur les propriétés mécaniques de résistance et de déformabilité des sols fins, notamment des argiles naturelles. L'analyse des données expérimentales acquises à travers le monde confirme pour l'essentiel les principes de comportement de ces sols sous la combinaison des phénomènes de compressibilité, de consolidation et de fluage auxquels ils sont soumis. Cependant, la qualité des essais oedométriques dépend beaucoup de celle des échantillons de sol prélevés et de leur représentativité, ainsi que des procédures d'essais adoptées et des méthodes d'interprétation des résultats utilisées. Les bases théoriques n'étant pas suffisantes à l'état actuel pour caractériser complètement le comportement des sols sous l'action des

ouvrages, l'exploitation des données expérimentales doit être effectuée avec une certaine prudence.

Les données expérimentales montrent que le comportement des argiles molles peut être défini par des lois de type élastoplastique ou viscoplastique. Dans l'hypothèse des petites déformations, ce comportement est dû essentiellement aux propriétés visqueuses du sol (typique des argiles molles) qui retraduisent, d'une part, par le fluage. Il en est résulté des modèles fondés sur la notion de surfaces d'état limite pour les différents niveaux de sollicitations possibles, surface qui, dans les applications pratiques, jouent le rôle de seuil maximal au-delà duquel apparaissent des déformations plastiques ou viscoplastiques et à l'intérieur duquel le comportement du sol est supposé viscoélastique ou élastique.

CHAPITRE III : Présentation du code des éléments finis PLAXIS

III.1. Introduction :

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

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de post-processeurs conviviaux et simples d'emploi.

III.2.La 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 des matériaux (RDM), l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis (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 tel que l'aérospatiale, nucléaire, génie civil, construction navale, mécanique, technique off-shore, etc...

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé, en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème

plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage. Elle est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

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

III.2.2. Concepts de base :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés noeuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

III.2.3. Formulation de la MEF :

Nous présentons ci-après un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple (pour un solide drainé), lors d'une étape de chargement statique non linéaire, au demeurant, 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 (figure III.1).

$$\int_{\Omega}^{T_0} \varepsilon^*(\sigma_n - \sigma_{n-1})\, d\Omega = \int_{\Omega}^{T_0} u^*\,(f_n - f_{n-1}) d\Omega + \int_{\Omega}^{T_0} u^*\,(\bar{t}_n - \bar{t}_{n-1}) d\Gamma$$

Avec :

u: Vecteur déplacement réel (petits déplacements).

u^*: Vecteur vitesse virtuelle.

σ: Pseudo-vecteur contrainte (réelle).

ε: Pseudo-vecteur déformation (réelle).

ε^*: Pseudo-vecteur vitesse de déformation virtuelle.

f: Vecteur force de volume.

t: Vecteur contrainte ou forces de surface sur la partieΓ_σ de la frontière Γde σ (Conditions aux limites en contraintes).

- Conditions aux limites aux déplacements ($u_u = u_\sigma$) sur le complément $\Gamma_u de \Gamma_\sigma$($\Gamma = \Gamma_u \cup \Gamma_\sigma$).
- Indice n : relatif à l'étape de chargement numéro n (dont la solution est inconnue).
- Indice (n-1) : relatif à l'étape de chargement précédente numéro n-1 (dont la solution est parfaitement connue).

XT : Transposé de la matrice X.

L'espace est discrétisé en éléments ayant en commun ou en propre des noeuds (figure III-2).

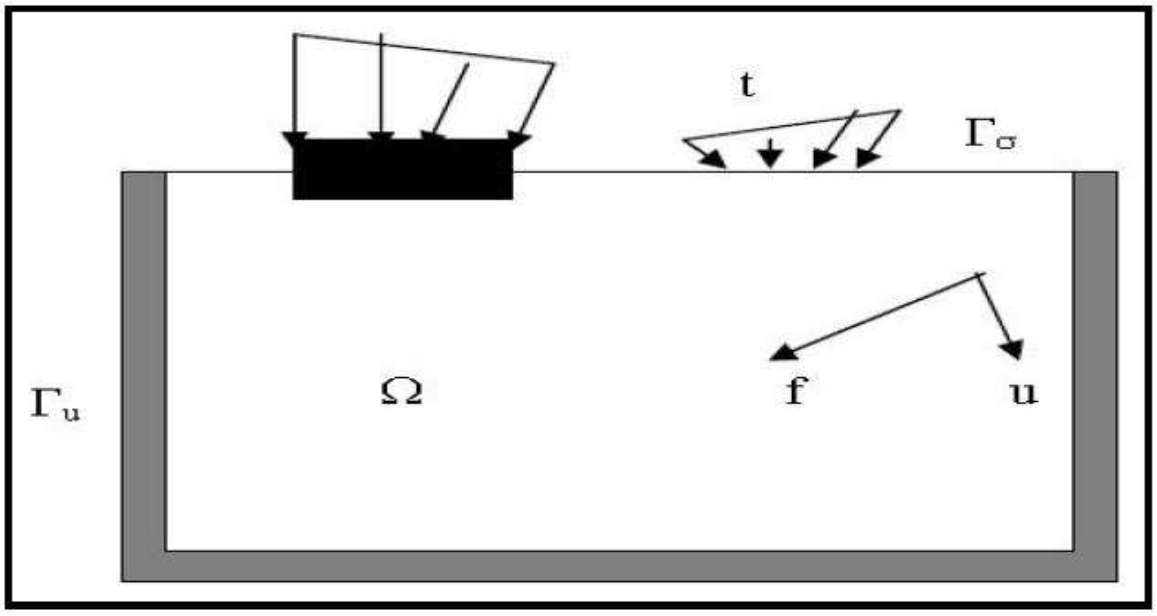


Figure III.1: Actions agissant sur le domaine Ω.

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).

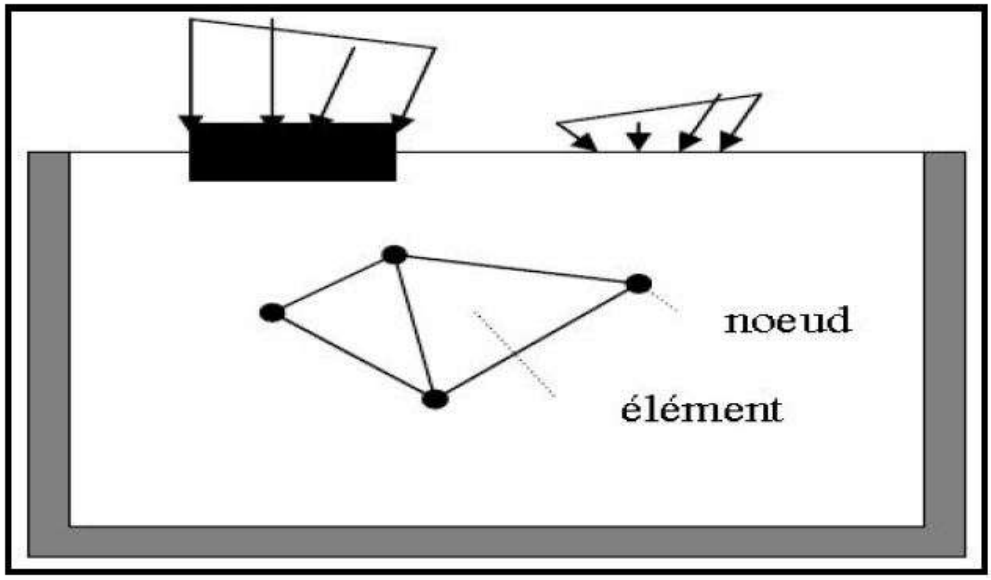


Figure III. 2: Domaine Ω discrétisé.

III.2.4. Remarques :

- il s'agit 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.
- si l'on est en présence de deux solides (sol et pieu par exemple), la MEF fait apparaître des intégrales supplémentaires de surface, impliquant des éléments spéciaux (d'interface), au sein desquels le déplacement relatif entre les deux solides remplit le rôle joué par les déformations dans les solides. Ces éléments mettent en jeu un comportement « d'interface ».
- il arrive qu'on associe RDM et solide volumique, lorsqu'on traite un problème impliquant des palplanches ou des parois moulées, ceci conduit à une économie de degrés de liberté (composantes de déplacement) et donc de mémoire et de temps de calcul, des variables de rotation sont alors mobilisées, mais le processus de mise en

équation et les éléments résultants restent très voisins de ceux qui ont été évoqués plus haut.

- On utilise en générale une méthode direct classique de résolution de système algébriques linéaires (Gauss par exemple), il peut arriver qu'on doive faire appel à des méthodes plus performantes lorsqu'on approche des charges limites, 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 choisies, ni trop grandes (divergence), ni trop petites (temps de calcul pénalisant).

III.2.5. Quelques rappels d'élastoplasticité :

III.2.5.1. Comportement élastique :

C'est celui d'un ressort lorsqu'on supprime la force Q la déformation revient en arrière, on dit qu'il y a élasticité. Si la courbe de décharge coïncide avec la courbe de charge (figure III-3a) et ceci quelle que soit la vitesse de déformation, l'élasticité est dite parfaite. Cependant, rigoureusement le comportement idéal ne se rencontre jamais. La figure III-3b, montre un comportement réel : il y a élasticité mais imparfaite.

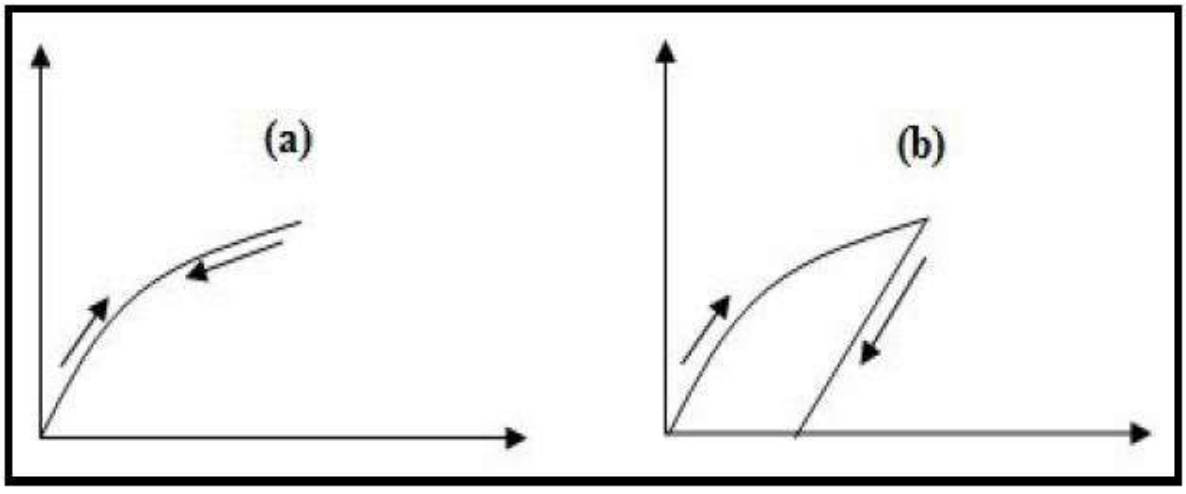


Figure III. 3: Comportement élastique a- idéal, b- réel.

III.2.5.2. Comportement plastique :

Le comportement plastique est celui d'un corps solide qui prend des déformations permanentes sans se fissurer, c.à.d. sans disparition de la cohésion le long de certaines

surfaces. On admet en général que ces déformations permanentes se produisent à partir d'un certain seuil de contrainte, dit seuil de plasticité ou limite d'élasticité.

Il faut faire à ce sujet de remarques :

- On n'exige pas qu'au dessus de seuil les déformations restent parfaitement élastiques mais seulement qu'après décharge le corps reprenne progressivement sa forme initiale.
- Dans la majorité des cas ce seuil doit être considéré comme une schématisation, commode parce qu'au dessus du seuil les déformations permanentes deviennent plus importante que les déformations élastiques.

III.2.5.3. Comportement élasto-plastique :

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle unidimensionnel associant en série un ressort de raideur K, pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure III.4).

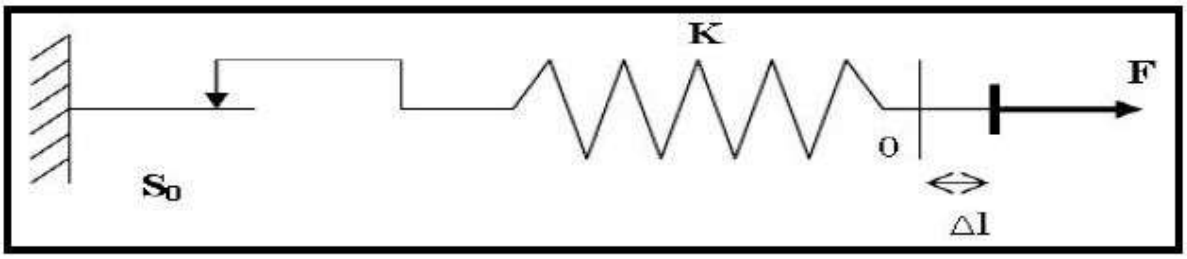


Figure III. 4: Modèle unidimensionnel du comportement élastoplastique.

Les courbe effort- déplacement où contrainte-déformation que l'on trouve présentée sur la (figure III.5).

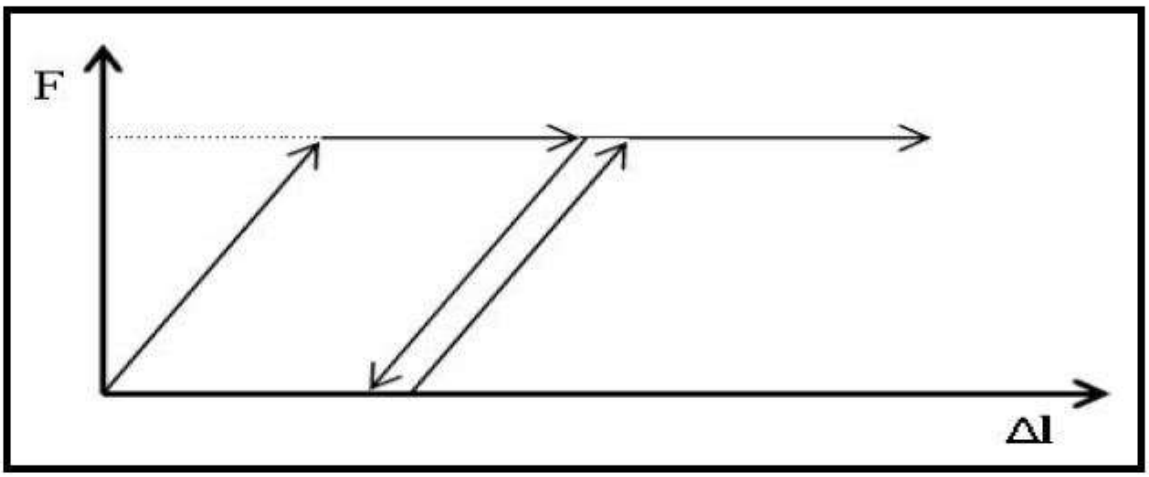


Figure III. 5: Représentation du comportement élastique-parfaitement plastique.

Lors d'une décharge élastique, le comportement est élastique et réversible, la longueur de la déformation plastique a priori indéterminée. Le comportement présenté par les figures III.4 et III.5 est un comportement élasto-plastique sans écrouissage. La figure III.6 représente un comportement élasto-plastique avec écrouissage, qui définit comme un chargement d'un milieu jusqu'à sa limite de plasticité, puis décharger, après rechargement, il se produit une augmentation de sa limite d'élasticité.

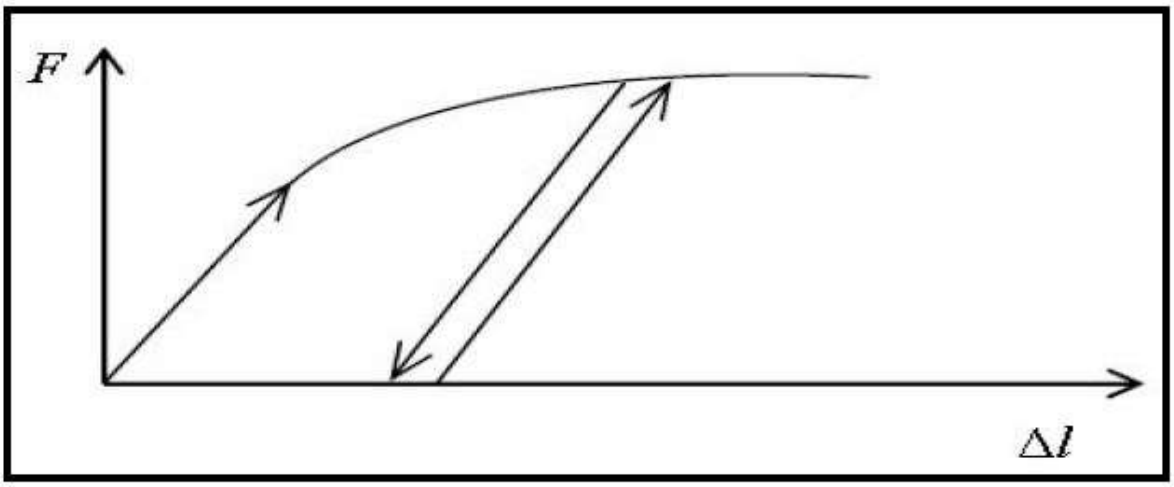


Figure III. 6 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

Les schémas présentés en figures (III.4) et (III.5) sont une analogie mécanique unidimensionnelle. La généralisation à trois dimensions se fait d'une part, en introduisant une élasticité linéaire isotrope caractérisée par le module d'Young E, et le coefficient de Poisson ν, pour la partie élastique, tandis que le seuil S_0 se généralise en un critère de plasticité (ou surface limite).

III.3. Le code des éléments finis PLAXIS foundation 2D :

III.3.1.Présentation :

Le code de calcul par éléments finis PLAXIS a été développé en premier lieu à L'Université Technologique de Delft (TUD) en 1987. Dans les années suivantes, ce code, Initialement réalisé pour analyser les digues en sols mous (argileux), a vu un champ d'application se développer largement afin de pouvoir traiter différents types de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D. L'élément fini PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans

scientifiques et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangle à 15 nœuds).

Du point de vue pratique, le système, de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volume réduit, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (conditions aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, (un calcul affiné).

III.3.2. Option par défaut, solution approchées :

Le système d'options par défaut est la solution approchée spécifique, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

Les options par défaut commencent dès le maillage : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante et réaliste dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis. Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulement en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique, si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède, Plaxis offre cette possibilité qui est souvent très appréciable. La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peu évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution , s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement, ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis. Le critère de « rupture » est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur, en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à

l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif. Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect, c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

III.3.3. Les modèles de comportements utilisés par PLAXIS :

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco –plastique des sols, aussi bien sous sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demandent, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre de l'ingénierie même complexes. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. (Colloque de Villard de Lans 1983, Colloque de Cleveland 1987,...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiqués. Le coût de ces calculs est très généralement important**.

La démarche suivie dans le développement de PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une « règle à calcul » de l'ingénieur géotechnicien, où le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés en PLAXIS sont des modèles qui

peuvent apparaître simples, voire simplistes, mais qui sont efficients quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, etc...), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas : on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastique de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écrouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation : dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié. Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrive ce comportement.
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation. En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

III.3.3.1. Contraintes 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 décrire les lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une 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 sous sollicitation sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. En fait, celles-ci dépendent des variations de volume, en élasticité, si les grains de sols sont incompressible, on démontre facilement 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 tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples 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.3.3.2. Modélisation d'un comportement d'un sol :

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet de chargement. Ce comportement non- linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire augmente avec ce degré de sophistication.

III.3.4. Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson v. 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 Ku est infini (correspondant à ν_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 de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

III.3.5. Le modèle de Mohr-Coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. C'est modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage) nécessite la détermination de cinq paramètres qui sont : le module d'Young E, le coefficient de Poisson ν, la cohésion C, l'angle de frottement φ, l'angle de dilatance ψ. Les deux premiers paramètres sont des paramètres intrinsèques élastiques, les deux autres φ et C sont des caractéristiques mécaniques de résistance. L'angle de dilatance ψ est nécessaire pour modéliser l'irréversibilité de l'accroissement volumique fréquemment observé pour les sols granulaires.

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

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

où $\sigma_n$et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure III.7).

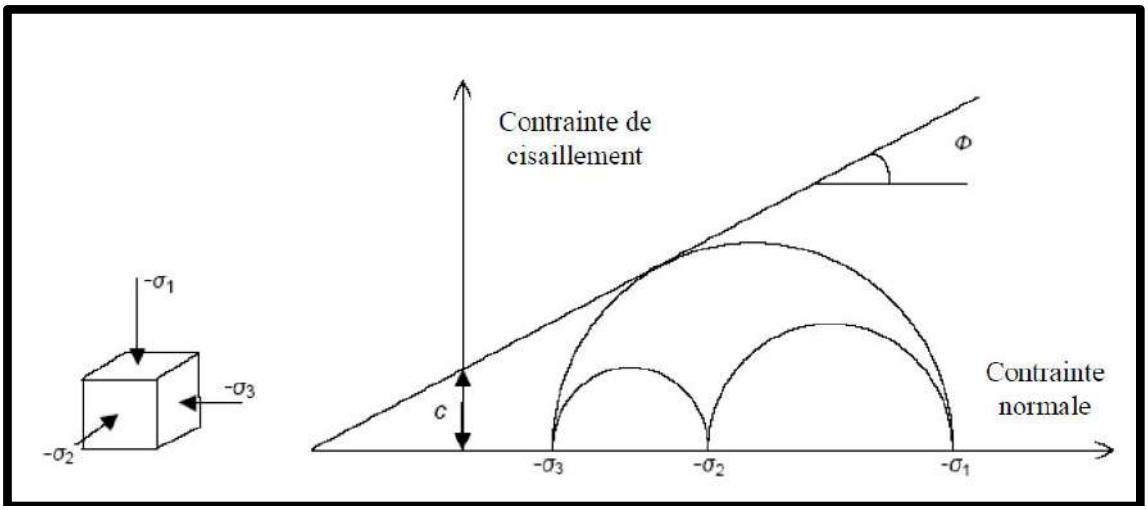


Figure III.7 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

III.3.5.1. Le module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il parait peu 54 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 (Figure III.8).

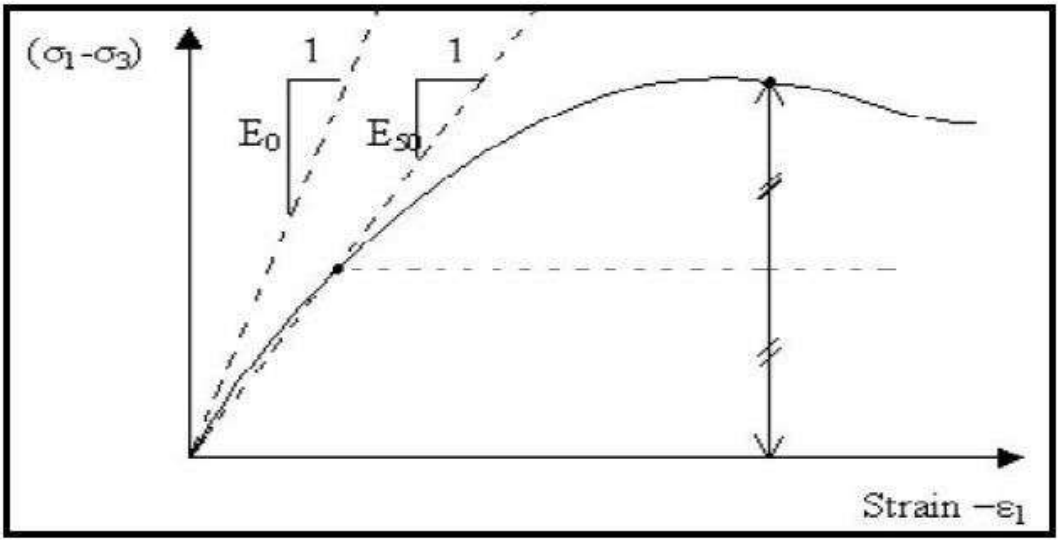


Figure III.8: Définition des modules E0 et E50.

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple. Dans les boites de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

III.3.5.2. 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 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.

III.3.5.3. 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 55 frottements 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'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 45° est compatible avec les angles de frottement φ_{cv} (à volume constant, au palier).

III.3.5.4. La cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0.2 à 1 KPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainer avec φu=0, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en KPa/m).

III.3.5.5. L'angle de dilatance :

Est une propriété spécifique aux sols grenus (sables et graviers) qui montrent une dilatance (accroissement de volume) sous cisaillement (figure III.9). On considère une règle d'écoulement définie par $\psi < \varphi$. La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux.

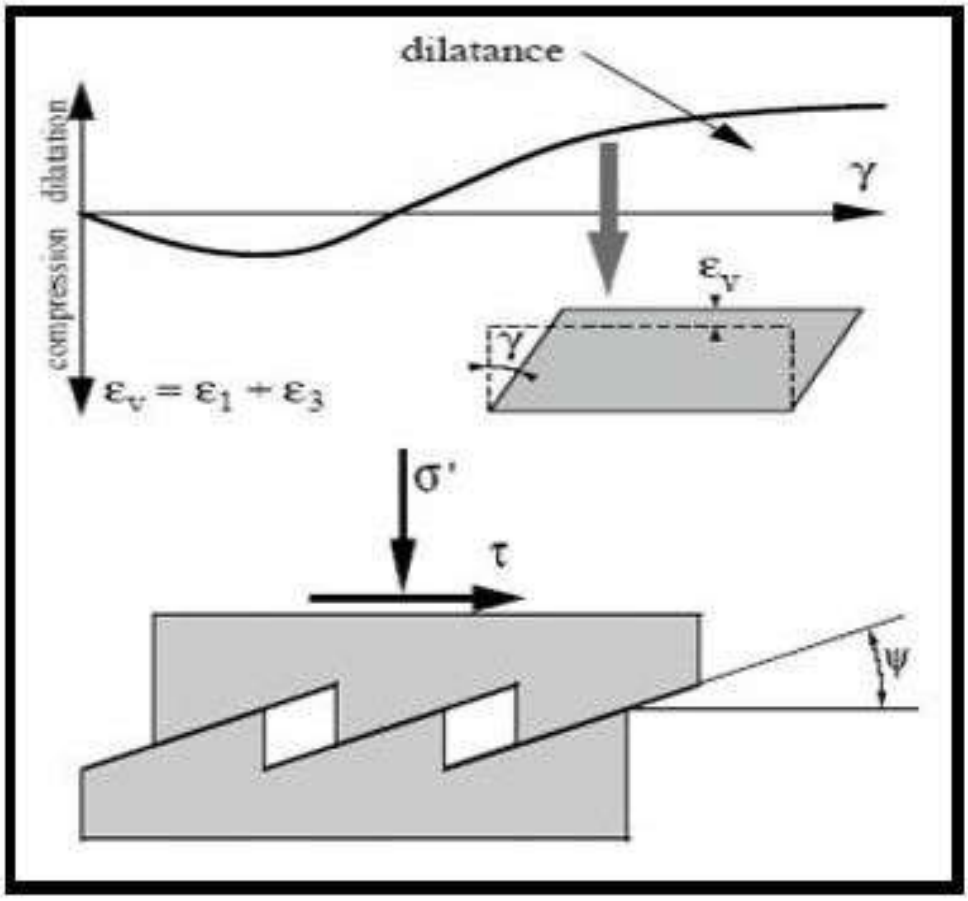


Figure III.9: Résultats d'essais triaxiaux CD sur un sable dense.

Il peut cependant être évalué par la règle grossière suivante :

- $\psi = 0\, pour\, \phi < 30°$
- $\psi = \phi - 30°\, pour\, \phi > 30°$

Les cas ou $\psi < 0$: PLAXIS accepte des angles de dilatance négatifs cela correspond à des sables lâches.la valeur de $\psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique où il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densités faibles ou moyennes sous contraintes assez fortes.

III.3.5.6. Les contraintes en traction :

Dans les problèmes pratiques, il peut apparaitre une zone soumisse à des contraintes de traction. Ceci se produit lorsque la contrainte de cisaillement (rayon de cercle de Mohr) est suffisamment petite. Exemple de la surface de sol proche d'une tranchée creusée dans l'argile montre parfois des fissures de traction. Cela montre que le sol peut se rompre en traction plutôt qu'en cisaillement. Un tel comportement peut être inclus dans une analyse réalisée par PLAXIS.

Le pyramide de Mohr-coulomb permet des contraintes de traction (figure III.10).celles-ci sont souvent peu réaliste pour les sols et il est possible de supprimer ces contraintes de traction en sélectionnant l'option suppression de la traction (tension cut-off), ou les diminuer en sélectionnant (tensile strength). Ainsi les cercles de Mohr avec des contraintes positives ne sont pas admis. Pour le modèle de Mohr-coulomb et le modèle avec écrouissage,la suppression de la traction de surface est activée par défaut,avec une résistance à la traction nulle.

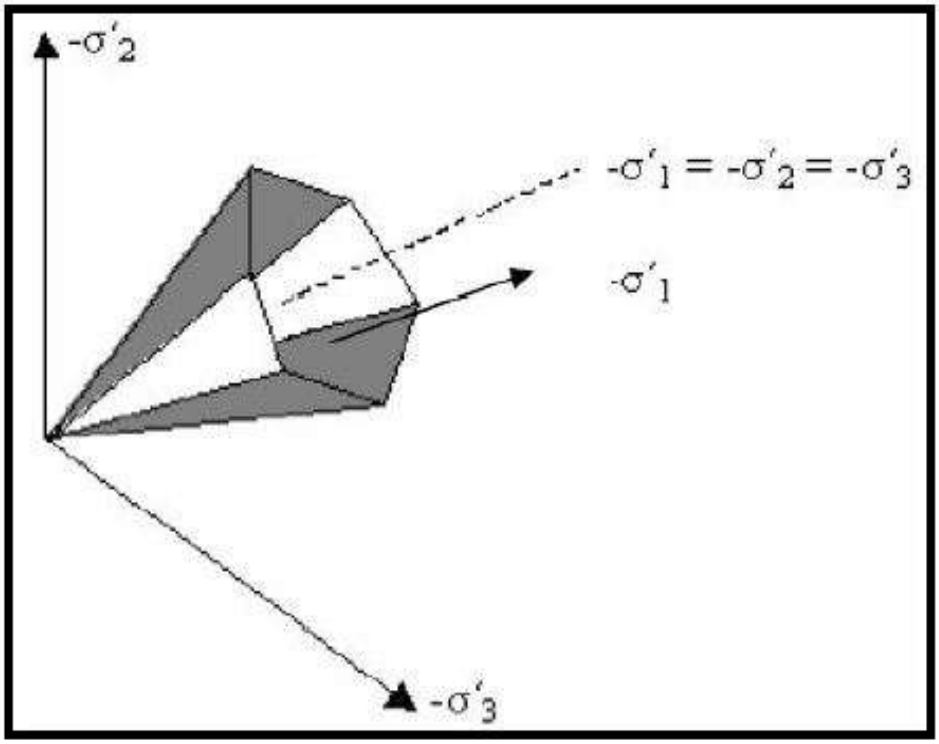


Figure III.10: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour c=0.

III.3.5.7. Paramètres avancés :

Pour le modèle Mohr-Coulomb l'option advanced permet d'accéder à des paramètres additionnels pour des modélisations avancées. Les paramètres additionnels comprennent l'accroissement de la rigidité (stifness) et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions. Cette dernière option est utilisée par défaut mais elle peut être désactivée.

III.3.5.7.1. Augmentation de la rigidité ($E_{increment}$) :

Dans les sols réels, la rigidité dépend du niveau de contraintes, ce qui signifie que la rigidité croît généralement avec la profondeur. Dans le modèle de Mohr-Coulomb la rigidité a une valeur constante. Pour prendre en compte cet accroissement, la valeur de $E_{increment}$ peut être utilisée. $E_{increment}$ est l'accroissement du module d'Young par unité de profondeur (KN/m²/m). A la cote donnée par y_{ref}, la rigidité est égale au module d'Young de référence E_{ref} entré dans l'onglet paramètres.

La valeur de module d'Young au niveau des points situés sous y_{ref}est obtenue à partir de la valeur de référence et de $E_{increment}$. Remarquons que pendant les calculs, une rigidité fonction de profondeur n'évolue pas en fonction de l'état de contrainte.

III.3.5.7.2. Augmentation de la cohésion ($C_{increment}$) :

PLAXIS propose une option avancée pour les couches argileuses dans lesquelles la cohésion augmente avec la profondeur, en utilisant l'option $C_{increment}$ (KN/m2/m). A la cote y_{ref} la cohésion est égale à la cohésion de référenceC_{ref} entrée dans l'onglet paramètres. La cohésion au niveau des points de contraintes sous y_{ref}est obtenue à partir de la valeur de référence et de $C_{increment}$.

III.3.6. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) :

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

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas droites
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y aune courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas définie.

On pourrait dire que le modèle est dérivée du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques les courbes effort-déformation.

III.3.6.1. Courbe effort-déformation :

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1-\frac{q}{q_a}} \quad \text{pour } q < q_f$$

et avec

$$q_f = (c\cot\varphi - \sigma'_3)\frac{2\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \text{ et } q_a = q_f/R_f$$

III.3.6.2. Les modules :

$$E_{50} = {E_{50}}^{ref}(\frac{c\ cot\varphi - {\sigma'}_3}{c\ cot\varphi + p^{ref}})^m\ avec\ p^{ref} = 100(Kpa)$$

Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = {E_{ur}}^{ref}(\frac{c\ cot\varphi - {\sigma'}_3}{c\ cot\varphi + p^{ref}})^m$$

La figure III.11 redonne ces définitions :

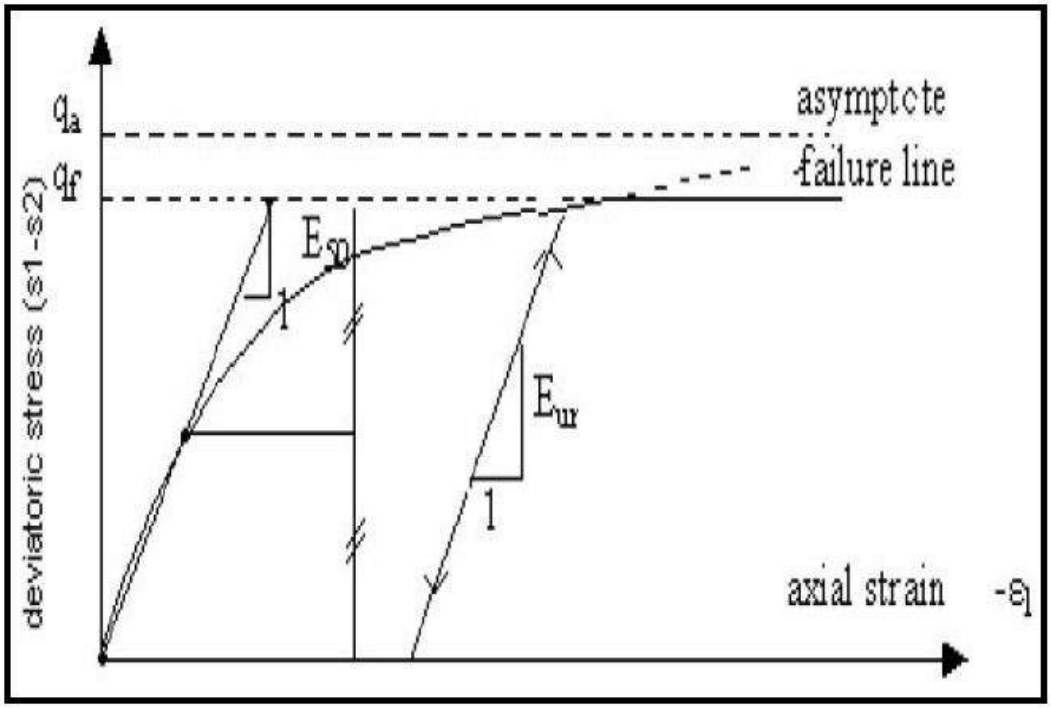


Figure III.11: Représentation du Hardening Soil Model dans le repère.

III.3.6.3. Les surfaces de charge :

En fonction du paramètre d'écrouissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des charges (figure III.12).

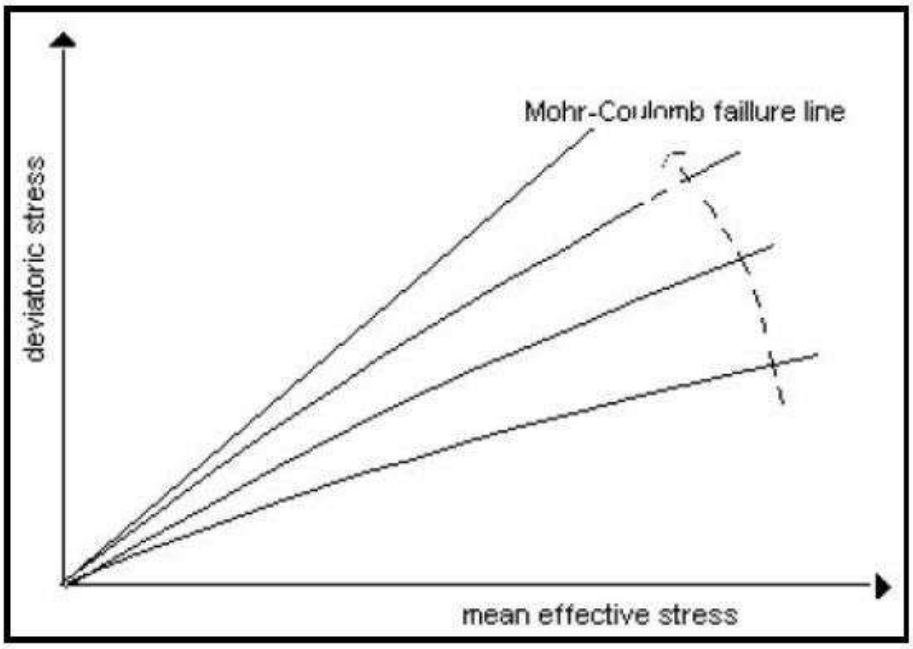


Figure III. 11: Forme de surfaces de charge H.S.M.

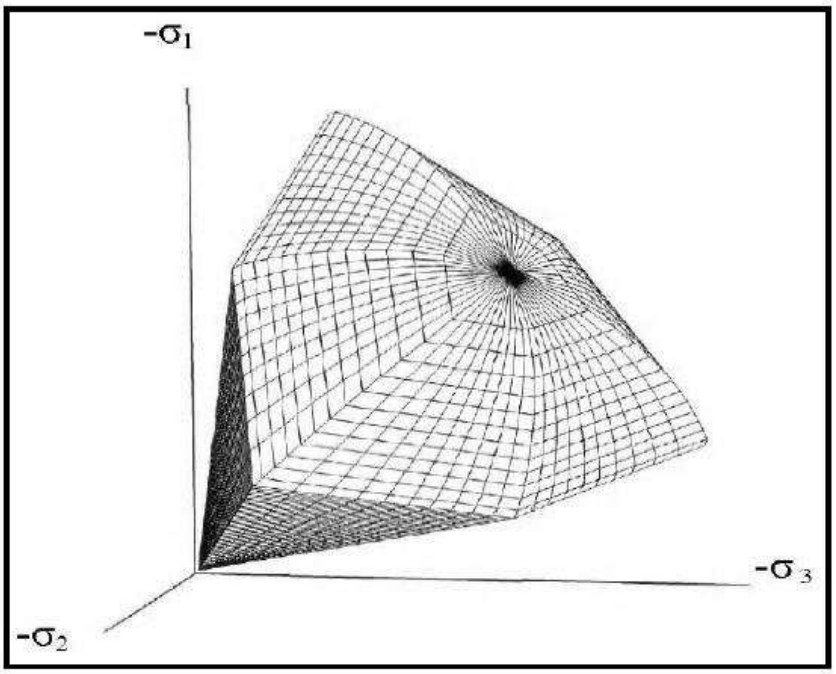


Figure III.13: Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent.

Le tableau III.1 donne les différents types de paramètres et leurs unités respectives.

Tableau III.1 : Différents paramètres et unités.

Paramètres de Mohr-Coulomb	
Paramètre	unité
C :cohésion (effective)	KN /m²
φ: Angle de frottement	°
ψ: Angle de dilatance	°
Paramètres de rigidité	
Paramètre	unité
E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial	KN /m²
E_{oed}^{ref}: module tangent dans un essai oeudomètrique	KN/m²
m : puissance (environ 0,5 pour les sables)	-
Paramètres Avancés	
Paramètre	unité
E_{ur}^{ref} : module en décharge (par défaut ${E_{ur}}^{ref} = 3{E_{50}}^{ref}$	KN/m²
v_{ur}:coefficient en décharge-recharge (par défaut$v_{ur} = 0{,}2$)	-
p^{ref}: contrainte de référence (par défaut $p^{ref} = 100$)	KN/m²
k_0^{nc}: $k_0$consolidation (par défaut k_0^{nc}=1-sinφ)	-
R_f: Coefficient à la rupture q_f/q_a(par défaut R_f=0,90)	-
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction ($\sigma_{tension} = 0$)	KN/m²
$C_{increment}$: Cf.module de Mohr-Coulomp(par défaut$C_{increment}$=0	KN/m²

La définition de module oedométrique tangent est donnée sur la figure III-14 et celle de la dilatance sur la figure III.15.

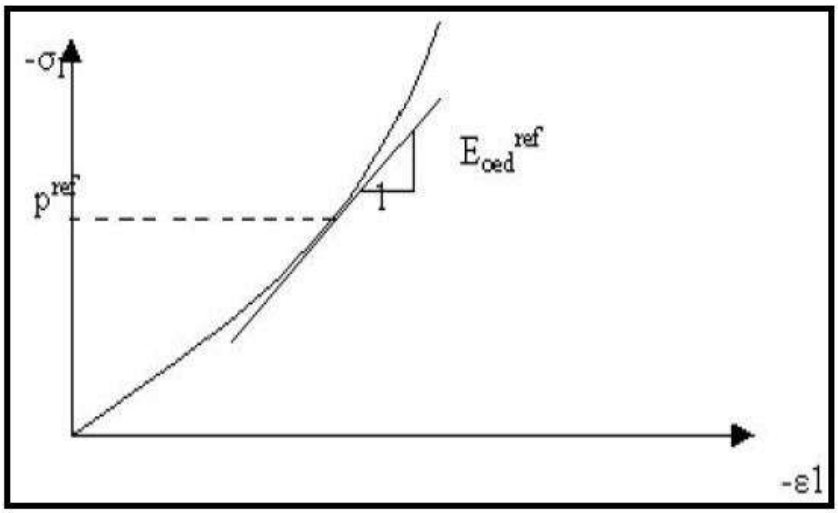


Figure III. 14: Définition du module oedométrique tangent.

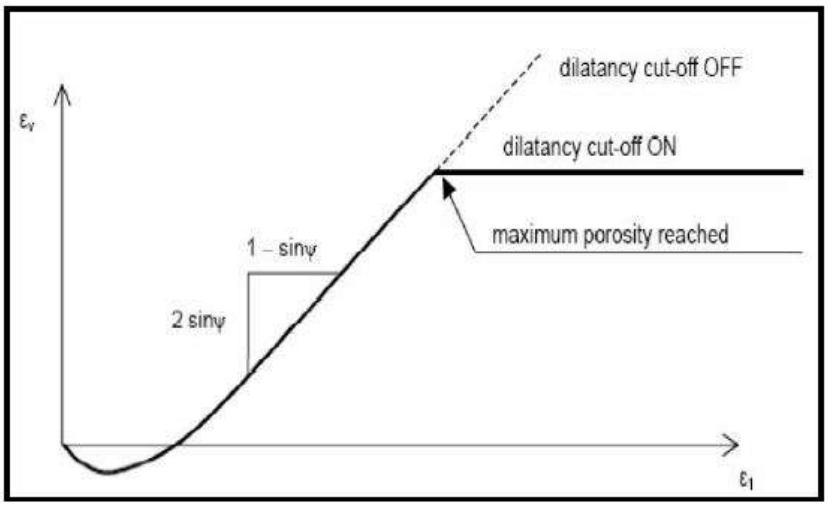


Figure III.15: Définition de l'angle de dilatance.

III.3.7. Modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M) :

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

L'aidée 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 élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint la surface de charge, alors des déformations plastiques apparaissent avec un comportement non réversible. Une surface associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

III.3.7.1. Paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres Cc et Cs décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : 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 Cc et Cs en λ 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 oedométrique).On utilise alors λ*et k*. Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau III-2. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées tableau III.2 :

Tableau III. 2: Paramètres du modèle de Cam-Clay.

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $k^* = \frac{k}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollondais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $k^* \approx \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $k^* = \frac{C_c}{2{,}3(1+e)}$	(6) $k^* \approx 1{,}3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

La figure III.16 ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.

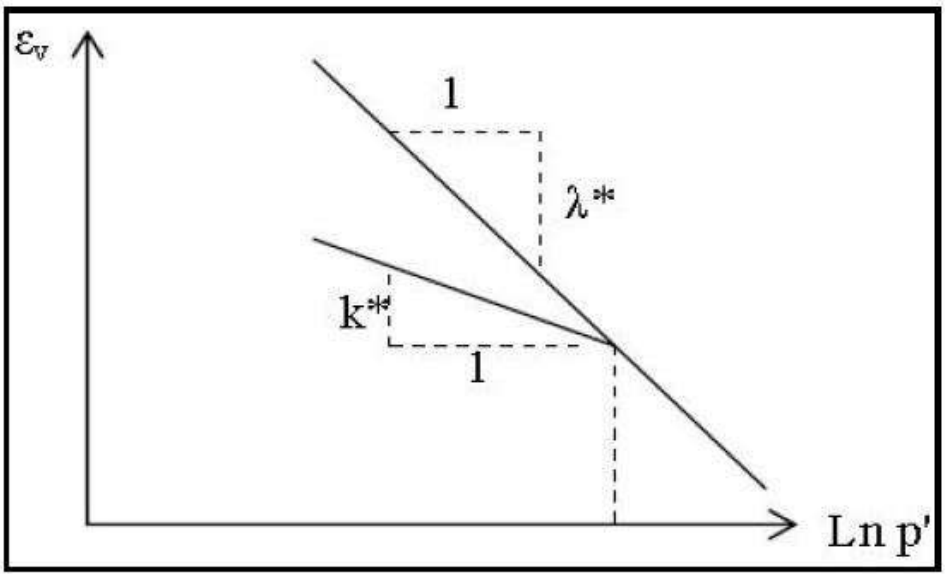


Figure III. 16: Différentes représentations de l'essai oedométrique.

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

III.3.7.2. La cohésion :

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

III.3.7.3. Paramètre de frottement :

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

III.3.7.4. Paramètre de dilatance :

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible et la valeur nulle est proposée par défaut.

III.3.7.5. Paramètre de contrainte Ko :

Le paramètre M est calculé à partir de K0 par la formule ci-dessous :

$$M = 3\sqrt{\frac{(1-K_0^{NC})^2}{(1+2K_0^{NC})^2} + \frac{(1-K_0^{NC})(1-2V_{ur})(\lambda^*/K^*-1)}{(1+2K_0^{NC})(1-2V_{ur})\,\lambda^*/K^* - (1-K_0^{NC})(1+V_{ur})}}$$

$$M=3\text{-}2{,}8K_0^{NC}$$

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

III.3.7.6. Coefficient de poisson :

Dans les modèle Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedomètrique, 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 K0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

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

Dans Plaxis la valeur par défaut de ν_{ur} est de 0,15.

III.3.7.7. Remarques :

Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr Coulomb. Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de C et Φ.

III.3.7.8. Prise en compte de la sur-consolidation :

Plaxis calcule la pression de pré-consolidation pc 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.3.7.9. Résumé :

Les paramètres nécessaires au SSM ainsi que leurs unités sont notées dans les tableaux suivants :

Tableau III.3 : Paramètres SSM.

Paramètres SSM	
Paramètre	**Unité**
λ^*: Indice de compression	-
k^*: Indice de gonflement	-
C : cohésion effective	KN/m²
φ: Angle de frottement	°
ψ: Angle de dilatance	°

Tableau III.4 : Paramètres Avancés SSM.

Paramètres Avancés	
Paramètre	**Unité**
v_{ur}: Coefficient de poisson en charge décharge	-
${K_0}^{NC}$: Paramètre de contrainte	-
M : Paramètre lié à ${K_0}^{NC}$	-

La figure III.16 indique la surface de rupture pour un soft soil model SSM.

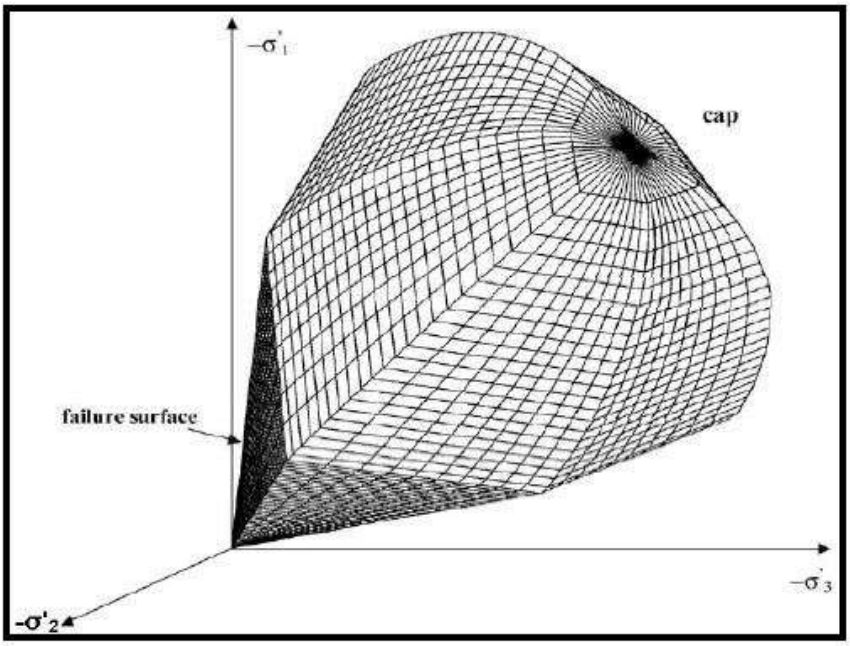


Figure III. 17: Surface de rupture pour un soft soil model SSM.

III.3.8. Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model.S.S.C.M) :

Le SSM permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette Déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre C_α. Elle génère ce qui est appelé la Quasipré-consolidation dans des sols déposés depuis longtemps. La figure III-18 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

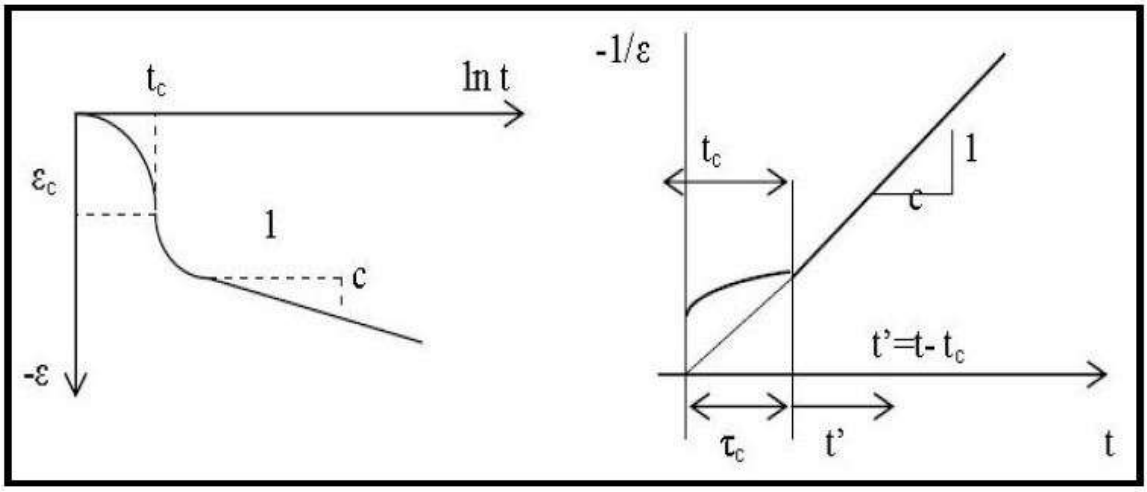


Figure III.18: Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Soft Soil 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.

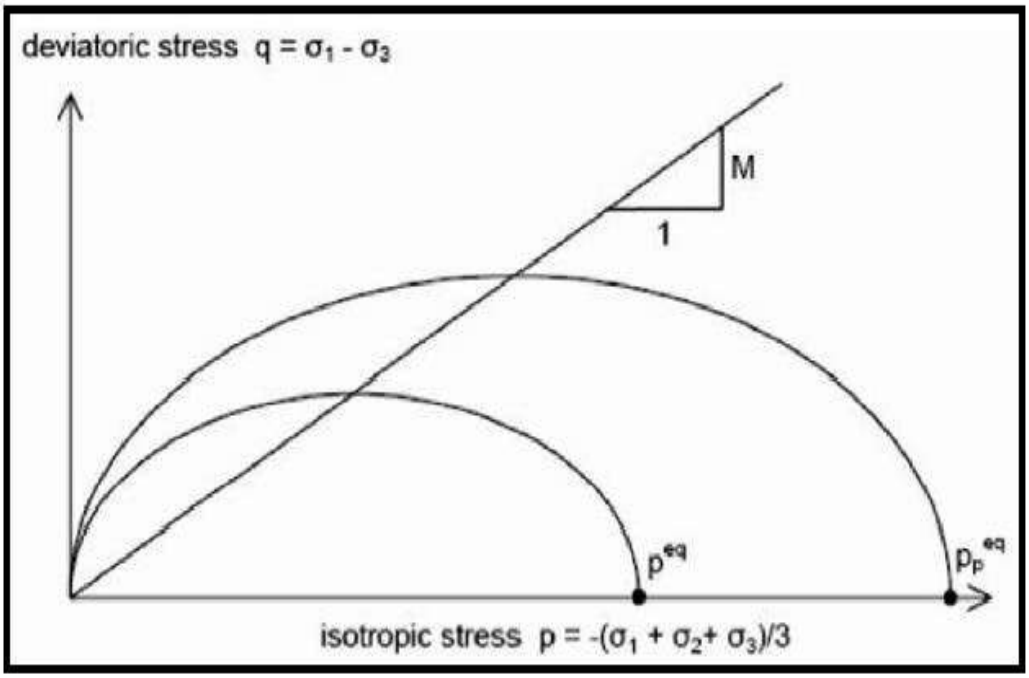


Figure III.18: Diagramme de péq dans le plan p,q.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

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

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

III.3.8.1. Les paramètres du SSCM :

Le paramètre de fluage est μ* défini par :

$$\mu = \frac{C \propto_v}{2{,}3(1 + e)}$$

Les paramètres nécessaires au SSCM ainsi que leurs unités sont notées dans les tableaux suivants :

Tableau III. 5: Paramètres SSCM.

Paramètres SSCM	
Paramètre	**Unité**
C : Cohésion (effective)	KN/m²
φ: Angle de frottement	°
ψ: Angle de dilatance	°
Paramètres de consolidation	
k^*: Indice de gonflement	-
λ^*: Indice de compression	-
μ^*: Indice de fluage	-

Tableau III. 6: Paramètres Avancés SSCM.

Paramètres Avancés	
Paramètre	**Unité**
v_{ur}: Coefficient de poisson en charge décharge	-
${K_0}^{NC}$: Paramètre de contrainte	-
M : Paramètre lié à ${K_0}^{NC}$	-

III.4. Conclusion :

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans 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 ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme en rencontre souvent dans des modèles plus sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation.

Ces modèles appartiennent au domaine de la recherche. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent en général à la géotechnique, l'autre concerne la simulation numérique.

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

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais parcellaires, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins ‘‘courant’’ est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle ‘‘universel’’.

CHAPITRE IV : Etude Paramétrique d'un pieu isolé soumis à un chargement axial.

IV.1. Introduction :

La présente étude paramétrique a pour but d'étudier le comportement d'un pieu isolé chargé axialement et l'effet de quelques paramètres structurels et géotechniques sur le comportement du système sol-pieu, sous chargement statique axial. Avant d'entamer l'étude paramétrique du model Plaxis 2D, nous allons essayer en premier lieu de valider le modèle de référence suit a une comparaison entre trois modèles avec différentes dimensions ce qui nous a permet de fixer le modèle à étudier. Ensuite on aborde l'étude paramétrique par l'étude de l'influence du maillage ou 3 types de maillage on été utilisés (large-moyen-fin). Puis on étudiera l'effet du rapport d'élancement, ainsi que l'effet de l'angle de frottement, la cohésion, l'influence de la nappe phréatique et enfin l'influence de l'implantation du pieu dans deux types du sol (dans un sol pulvérulent et un sol cohérent).

IV.2. Choix du modèle de référence :

Afin de fixer les dimensions du modèle de référence on étudiera le comportement de 3 différentes modèles avec le code de calcul Plaxis 2d v8.2, en variant à chaque fois les dimensions du modèle avec une longueur et un diamètre du pieu constants et on compare les résultats obtenus.

IV.2.1. Définition et paramètres du modèle :

Le pieu est en béton armé, il à une forme circulaire, une longueur de 10 m et un diamètre de 0,5 m il est modélisé par une loi de comportement linéaire élastique.

Le sol est modélisé par une loi de comportement élasto-plastique selon le critère de rupture Mohr-Coulomb. Les caractéristiques physiques et mécaniques du sol et du pieu sont récapitulées dans le tableau IV.1

Tableau IV.1 : Propriétés physiques et mécaniques du modèle de validation :

Matériau	Model	Type	γ *KN/m³*	γ_s *KN/m³*	*E* *KN/m²*	ν	*C'* Kpa	Φ' *(°)*	ψ *(°)*
Pieu	Elastique linéaire	Non poreux	25	-	2.10^9	0.15	-	-	-
Sol	Mohr-coulomb	Drainé	14	16	8500	0.15	10	21	0

IV.2.2. Caractéristiques du modèle Elément fini :

Le système sol-pieu est discrétisé en espace à l'aide des options de maillage du logiciel en éléments finis. Chaque élément fini possède « 15 nœuds ». Le maillage utilisé est du type « Medium ». Les caractéristiques des modèles de références sont récapitulées dans le tableau IV.2.

Et on applique :

● Les interfaces le long du pieu.

● Les conditions aux limites standards:

- Le déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle (U x = 0) ;
- Le déplacement vertical nul suivant la base du modèle (U y = 0).
- Le chargement est défini par une charge axiale A=900KN répartie sur le pieu. Et on lancera le maillage.

Tableau IV.2 : Récapitulatif des caractéristiques des 3 modèles proposés.

Propositions	Type de maillage	Limites du modèle [m]		Chargement [KN]
		X	Y	
Proposition 1	Moyen	10	15	900
Proposition 2	Moyen	15	20	900
Proposition 3	Moyen	20	25	900

- **Proposition 1 :** Le modèle à étudier est de 15 m de profondeur et 10 m de largeur comme indique la figure IV.1.

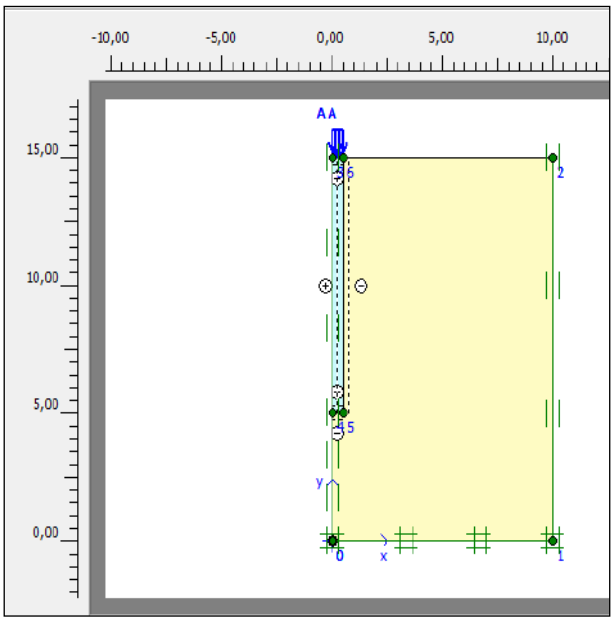


Figure IV.1 : Le 1er modèle proposé pour le calcul d'un pieu isolé chargé axialement par Plaxis.

- **Proposition 2 :** On change les dimensions du modèle, on prend la profondeur du terrain 20 m et la largeur du terrain est de 15 m. Comme indiqué dans la figure IV.2.

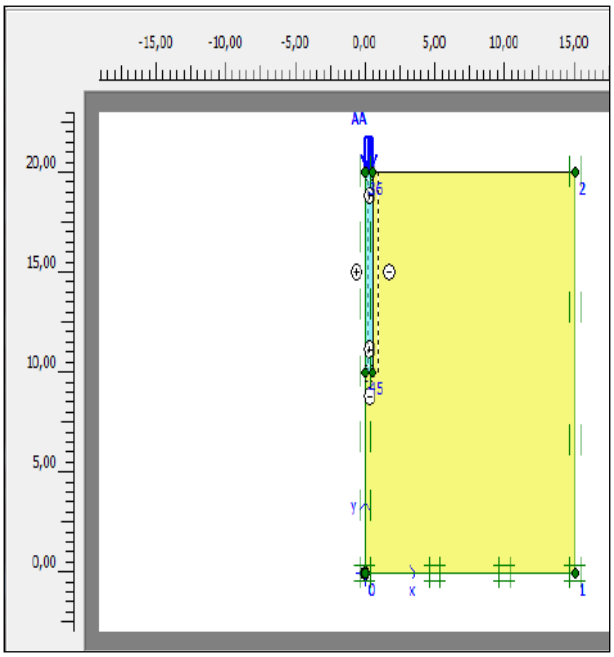


Figure IV.2 : Le 2eme modèle proposé pour le calcul d'un pieu isolé chargé axialement par Plaxis.

- **<u>Proposition 3</u> :** Le modèle est de 25 m de profondeur et 20 m de largeur comme montre la figure IV.3.

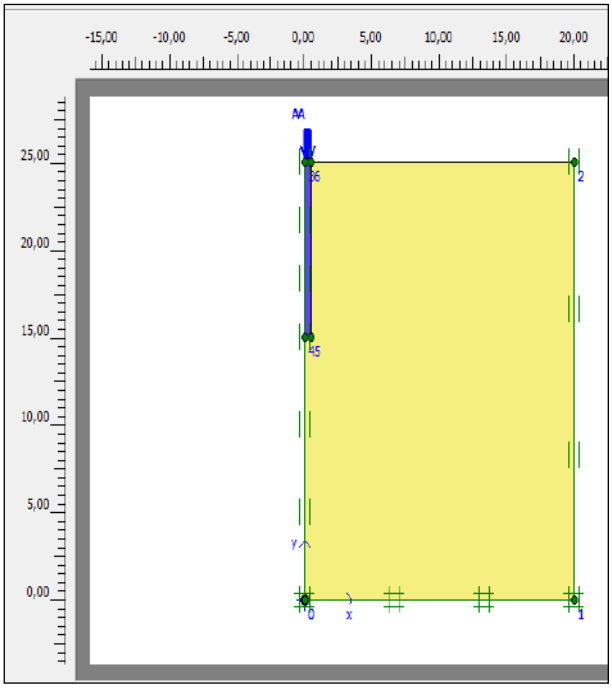


Figure IV.3 : Le 3eme modèle proposé pour le calcul d'un pieu isolé chargé axialement par Plaxis.

IV.2.3. Interprétation des résultats :

Les déplacements verticaux de trois propositions sont présentés par les figures suivantes :

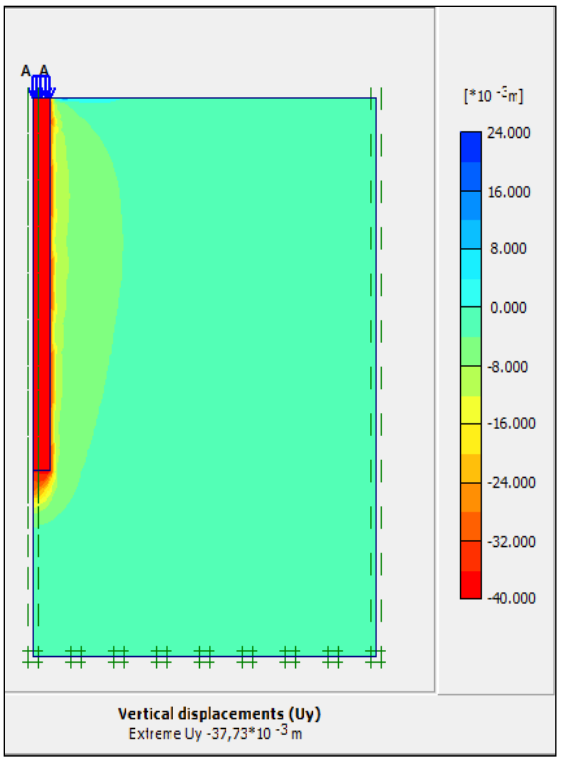


*Figure IV.4 : Déplacements verticaux. (10 *15).*

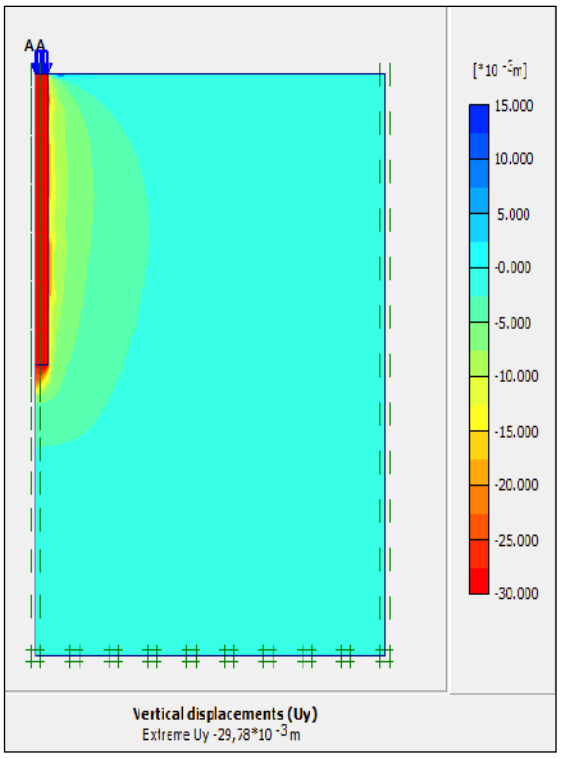


*Figure IV.5 : Déplacements verticaux. (15 *20).*

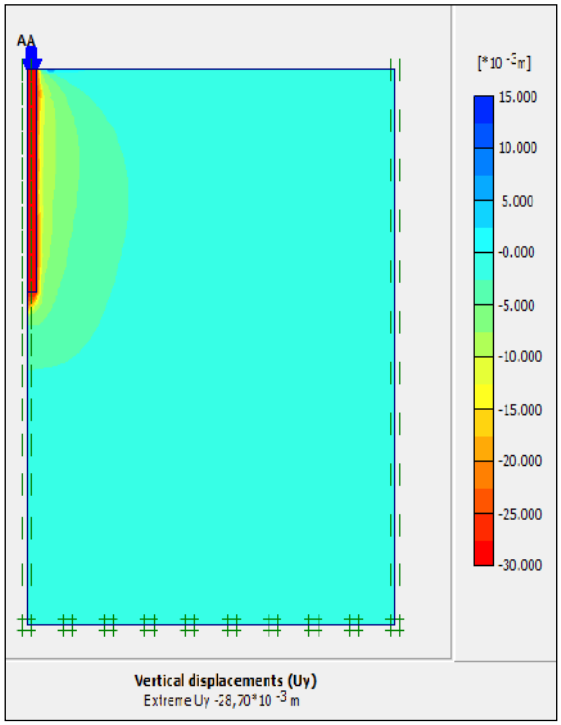


*Figure IV.6 : Déplacements verticaux (20 *25).*

Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur la figure (IV.7).

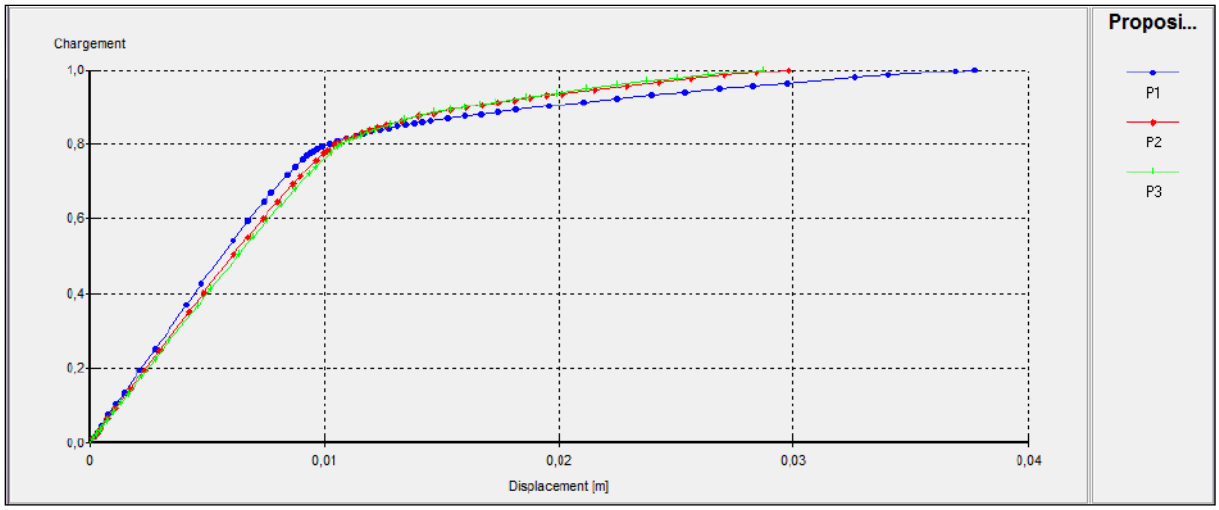


Figure IV.7 : Courbe chargement-déplacement des 3 modèles proposés.

Tableau IV.3 : l'évolution des déplacements verticaux de pieu isolé chargé axialement des 3 modèles proposés.

Propositions	Maillage	Chargement [KN]	U_y [m]
Proposition 1	Medium	900	0 ,037
Proposition 2	Medium	900	0 ,029
Proposition 3	Medium	900	0 ,028

Tableau IV.3 montre les déplacements verticaux des trois modèles proposés ainsi celles du pieu selon le chargement.

La figure IV.7 montre ce qui suit :

- Les courbes chargements-déplacement présentent une allure élasto-plastique.
- Les déplacements du pieux des deux derniers modèles se rapprochent sensiblement ce qui montre que les dimensions du modèle n'ont plus d'influence sur les résultats. On va donc opter pour les dimensions (20*25).

IV.2.4. Conclusion :

Ce travail présente des résultats numériques et analytiques obtenus dans des déformations planes d'un pieu isolé chargé axialement de 3 différentes modèles proposés.

Le modèle de référence Plaxis 2D a pu être validé suite à la bonne concordance des résultats trouvées avec Poulos qui propose de prendre 2 L pour la largeur et 2,5 L de longueur et d'après les résultats obtenus on choisit le 3^{eme} modèle comme référence.

IV.3. Partie 1 : Etude paramétrique d'un pieu isolé soumis à un chargement axial.

Dans cette partie on s'intéresse au comportement d'un pieu isolé sous charge vertical.

IV.3.1. Définition du modèle de référence :

La figure IV.12 montre le modèle sol-pieu modélisé en 2D, la zone du massif s'étend latéralement sur 20 m et sa profondeur est de 25 m. Le pieu est en béton armé dont la longueur est de 10 m et son diamètre et de 0.5 m. Le chargement axial statique est de 1800 KN.

IV.3.2. Introduction des données :

- Le system sol-pieu est discrétisé en espace à l'aide des options de maillage du logiciel. Chaque élément fini possède « 15 nœuds ».
- Le modèle « Axysimetrie ».
- Modèle 20*25.
- Le chargement axial statique est de 1800 KN.

On rentra alors les différents points (coordonnées et dimensions) : comme montrent les figures IV.8 et IV.9.

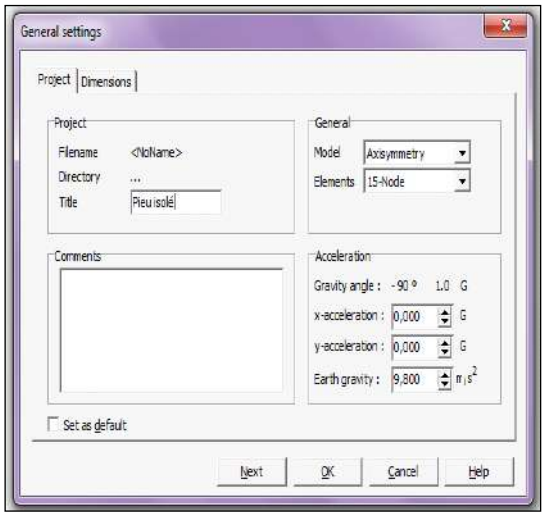


Figure IV.8 : Caractéristiques générales du modèle.

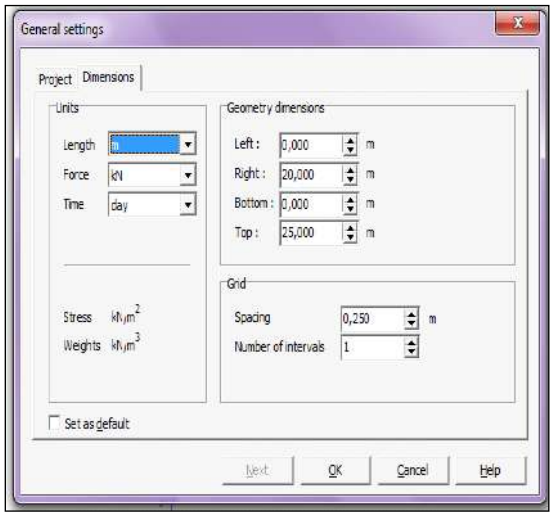


Figure IV.9 : Dimensions du modèle.

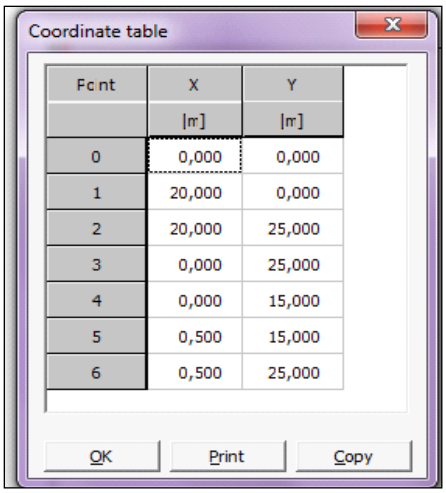


Figure IV.10 : Coordonnées.

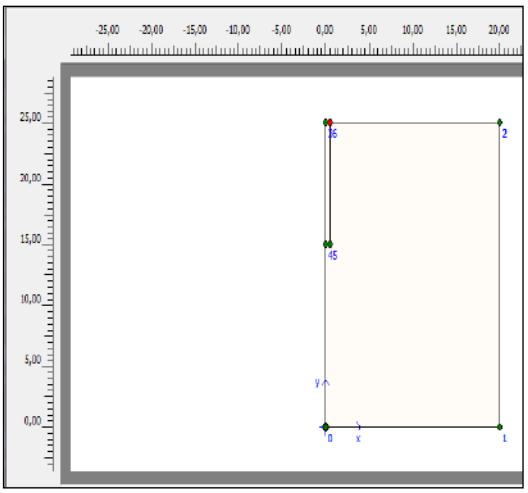


Figure IV.11 : Vue première.

On raffinera le maillage autour du pieu en créant un cluster. Puis on applique les interfaces le long du pieu. En ce qui concerne les conditions aux limites, les déplacements verticaux et horizontaux aux frontières du modèle sont bloqués. Le chargement est défini par une charge A répartie de 1800 KN sur le pieu. (Figure IV.12).

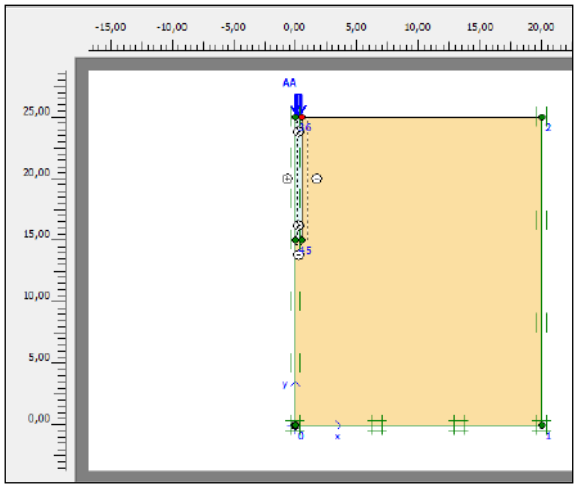


Figure IV.12 : Modèle de référence utilisée pour le calcul d'un pieu isolé sous charge Axial.

IV.3.3. Paramètres de matériaux :

- Le pieu a une longueur L =10 m et un diamètre d=0.50 m. Le pieu est en béton armé avec les propriétés élastiques suivantes :

Tableau IV.4 : Les propriétés élastiques du pieu.

Matériau	Model	Type	γ *(KN/m³)*	γ_s *(KN/m³)*	*E (KN/m²)*	ν	*C* (Kpa)	φ *(°)*	ψ *(°)*
Pieu	Elastique linéaire	Non poreux	25	-	2.10^9	0,15	-	-	-

Les résultats d'essais en laboratoire, suivant les normes Françaises (AFNOR) sur une argile molle d'Ouled Fayet (photo IV.1) ont données les caractéristiques présentés sur (tableau IV.5) :



Photo IV.1 : Vues de l'argile molle.

Tableau IV.5 : Les caractéristiques de l'argile molle.

Matériau	Model	Type	γ (*KN/*m³)	γ_s (*KN/*m³)	*E* (*KN/m²*)	ν	*C'* (Kpa)	Φ' (°)	ψ (°)
Argile molle	Mohr-coulomb	Drainé	14	16	8500	0,15	10	21	0

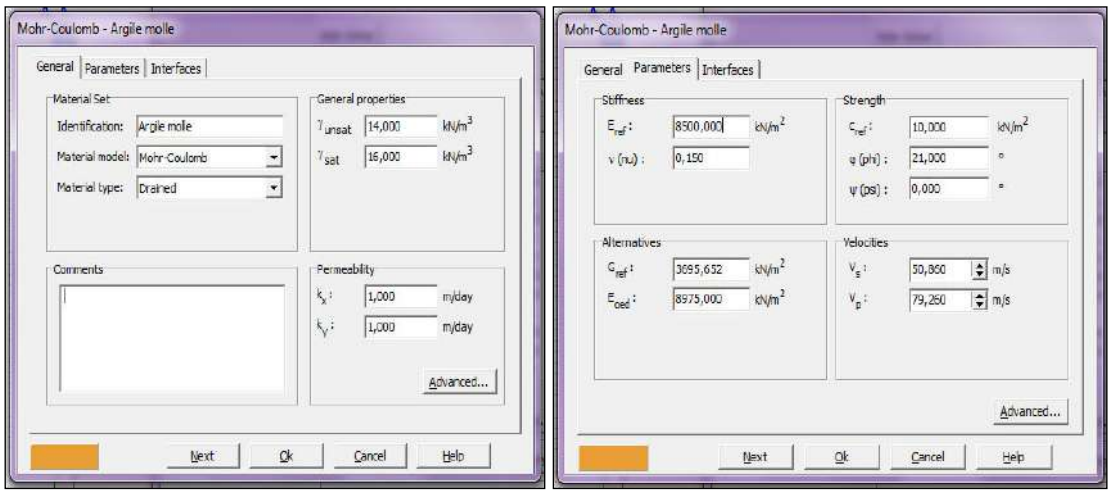


Figure IV.13.a : Fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol.

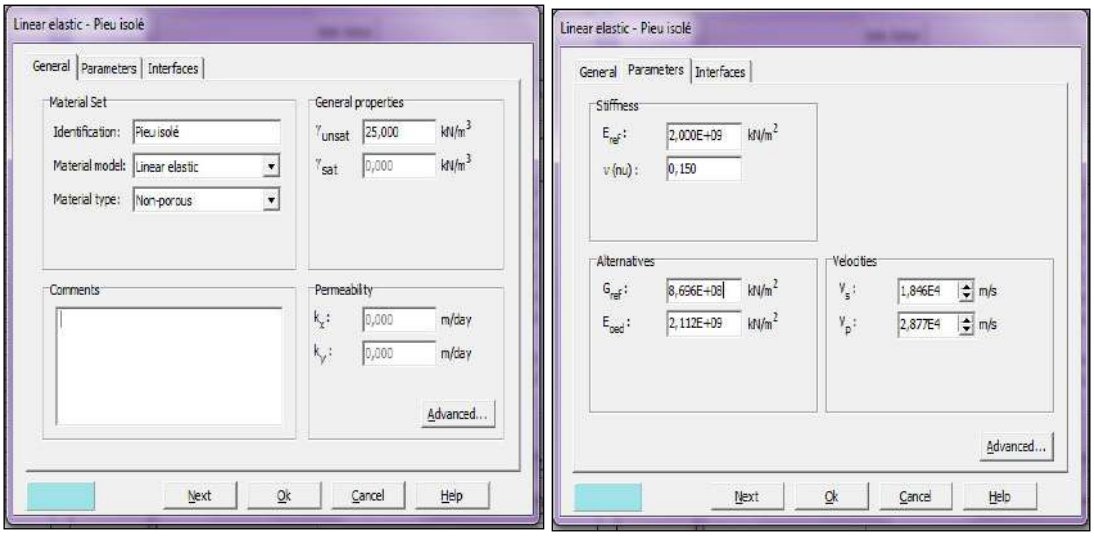


Figure IV.13.b : Fenêtre des caractéristiques générales relative au pieu isolé

IV.3.4. Le Maillage :

On peut alors lancer la génération automatique du maillage en raffinant le maillage autours du pieu comme le montre la figure IV.14.

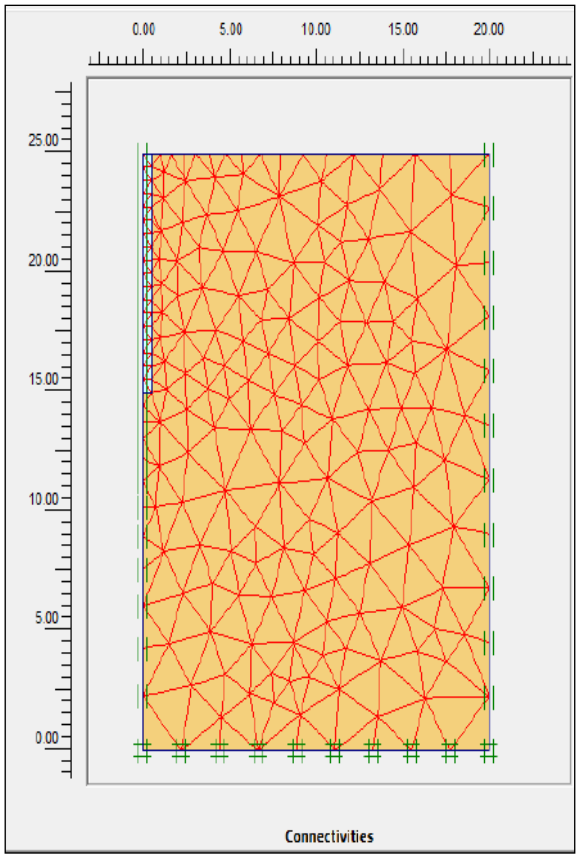


Figure IV.14 : Taille du maillage (medium).

IV.3.5. Condition aux limites :

On valide le poids volumique de l'eau. L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions K0. Plaxis propose par défaut un K0 selon la formule de Jaky (K0 = 1-sin φ') que l'opérateur peut modifier. Dans cette phase d'initialisation des contraintes, il faut placer le sol initial à la place du pieu avant de lancer le calcul. On obtient la figure ci dessous (Figure IV.15).

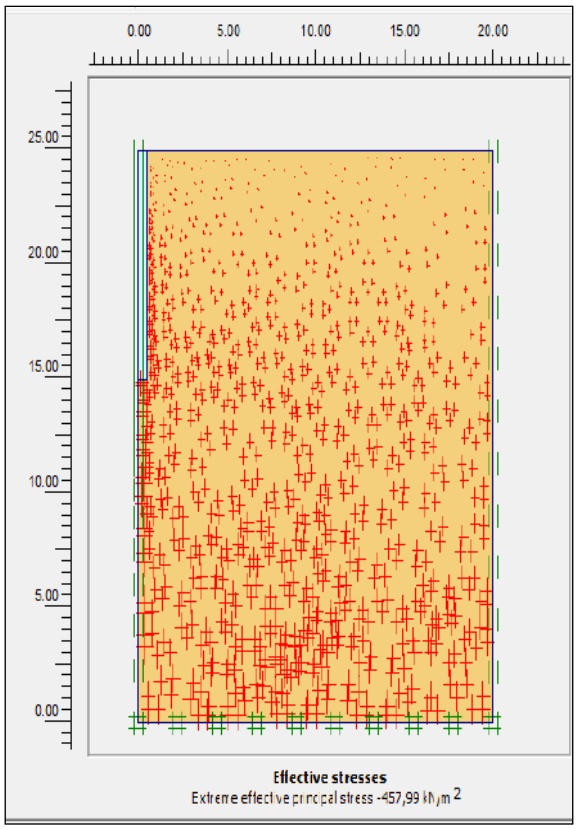


Figure IV.15 : Contraintes initiales.

IV.3.6. Phase de calcul :

Dans la fenêtre calcul, on choisit les options et dans l'ongle Paramètres, on clique sur le bouton « Define ». On obtient alors une vue du massif avec uniquement le sol. Il faut alors remplacer le sol initial (figure IV .16) par le béton du pieu et aussi réactiver les deux interfaces.

Le pieu est maintenant mis en place. On procède ensuite, dans la même phase de calcul à la validation de la charge A sur le pieu à une valeur de -1800 Kpa (figure IV.17). Le pieu peu alors être chargé.

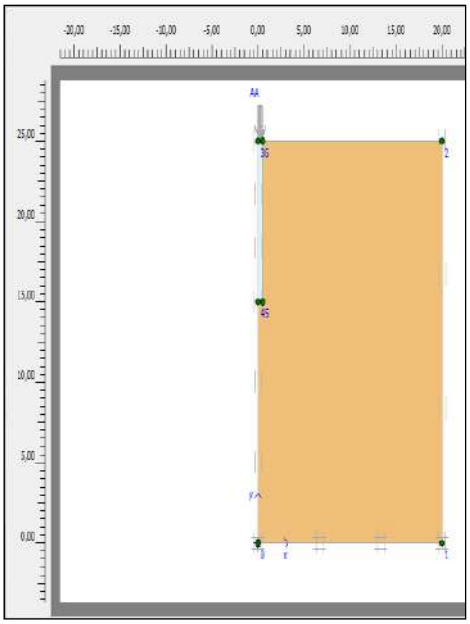


Figure IV.16: Mise en place de pieu.

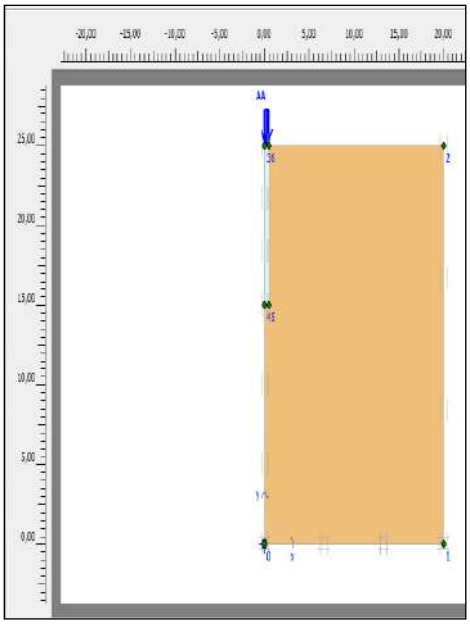


Figure IV.17: Chargement du pieu.

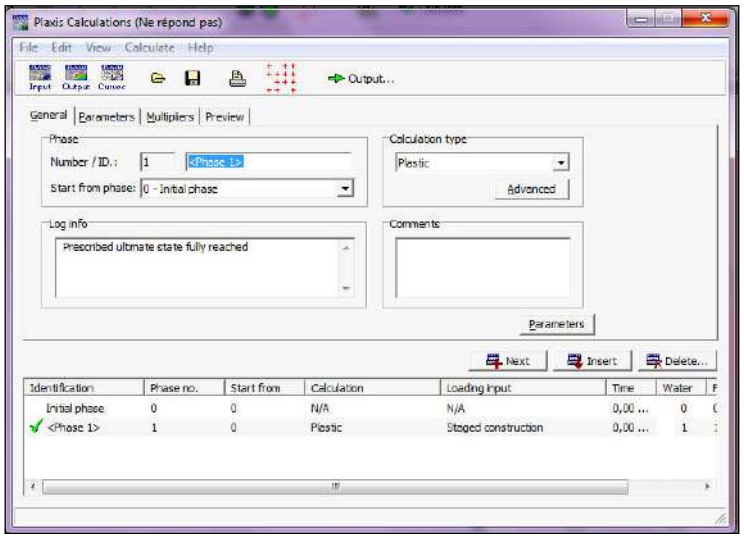


Figure IV.18 : Fenêtre de la phase calcul.

IV.3.7. Discussion des résultats :

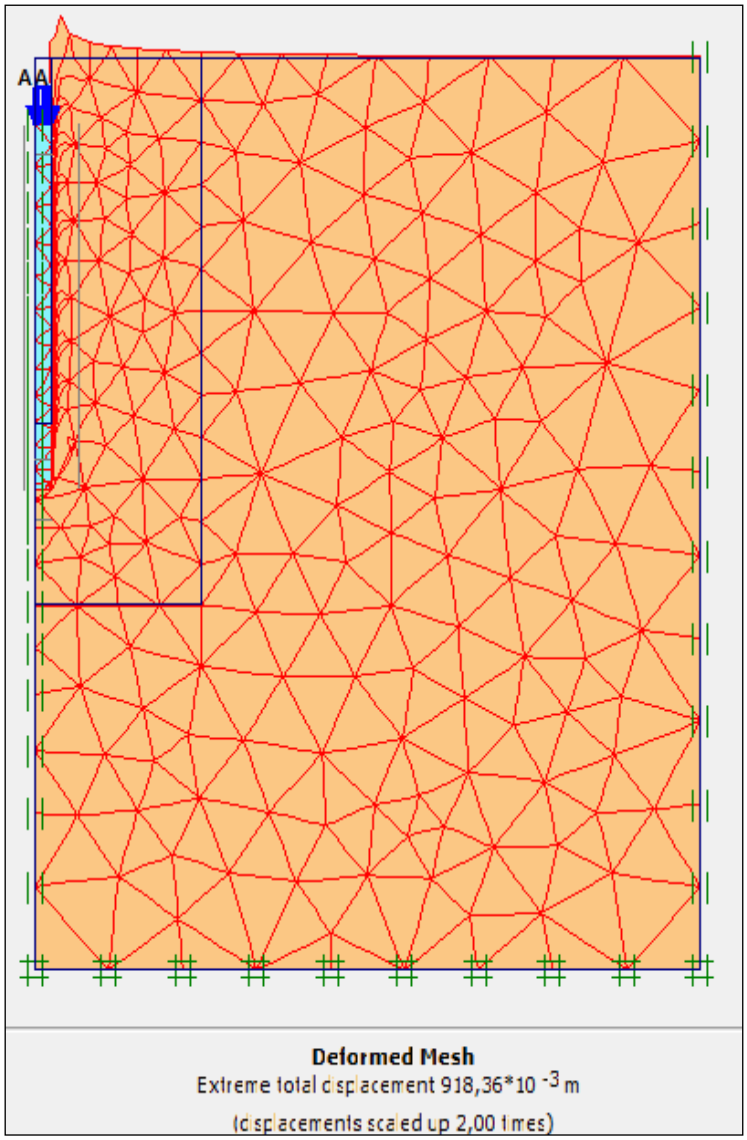


Figure IV.19 : Présentation du maillage déformé.

Pour interpréter ce résultat, il est nécessaire d'aller dans le menu « Curve » et de définir une «Nouvelle courbe ». On va alors tracer en axe des "x" le déplacement ($-U_y$) du point A en tête du pieu (0.00/25.00) et en ordonnée le multiplicateur de chargement: on obtient la figure (IV.20).

Le résultat de calcul obtenu est présenté par la courbe sous la figure (IV.20) suivante :

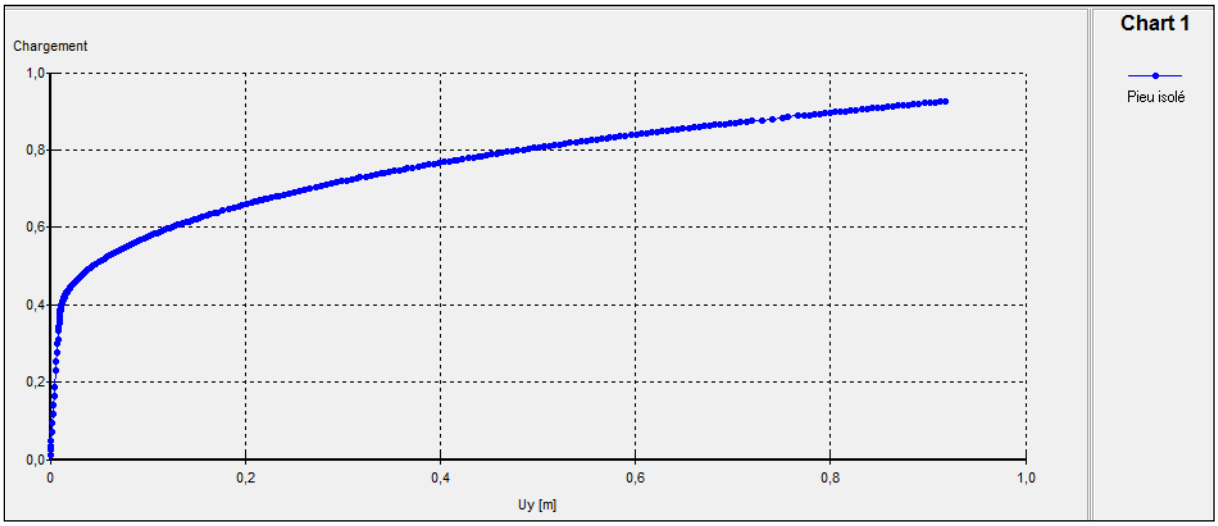


Figure IV.20 : Courbe charge-tassement en tête du pieu.

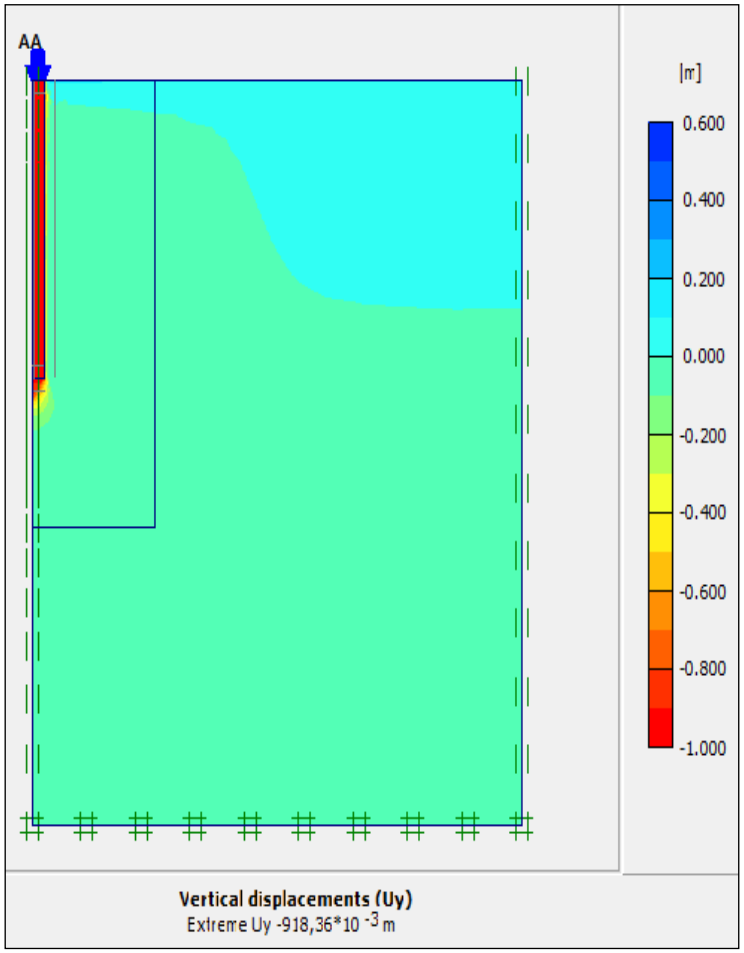


Figure IV.21 : Déplacements verticaux.

- On peut obtenir le maillage déformé sous un chargement de 1800 Kpa (figure IV.19): le tassement du pieu est de 0,91 m.
- D'après la courbe de la figure IV.20, on constate que la charge limite correspond à une valeur de 1700 Kpa.

IV.4. Partie 2 : Effets des paramètres de modélisation.

Après la première étude du modèle de référence et les résultats obtenus, on peut utiliser notre modèle pour faire une deuxième étude qui est l'étude paramétrique. On va montrer l'effet des paramètres sur le comportement du pieu et du sol. On utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données et on change à chaque fois le paramètre à comparer.

IV.4.1. Etude de l'influence de Maillage :

IV.4.1.1. Définition du modèle :

Dans cette partie on s'intéresse à étudier l'influence du maillage sur les résultats du comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement axial, c'est pour cela qu'on a utilisé 3 types de maillages :

- Large.
- Moyen.
- Fin.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile molle et du pieu sont les mêmes caractéristiques déjà utilisées dans les précédentes simulations.

Saisie des données :

On suit la même démarche que pour le cas précédente.

Le maillage : On peut alors lancer la génération automatique du maillage et on changera à chaque fois le type (large, moyen, fin) puis on le raffinera autour du pieu.

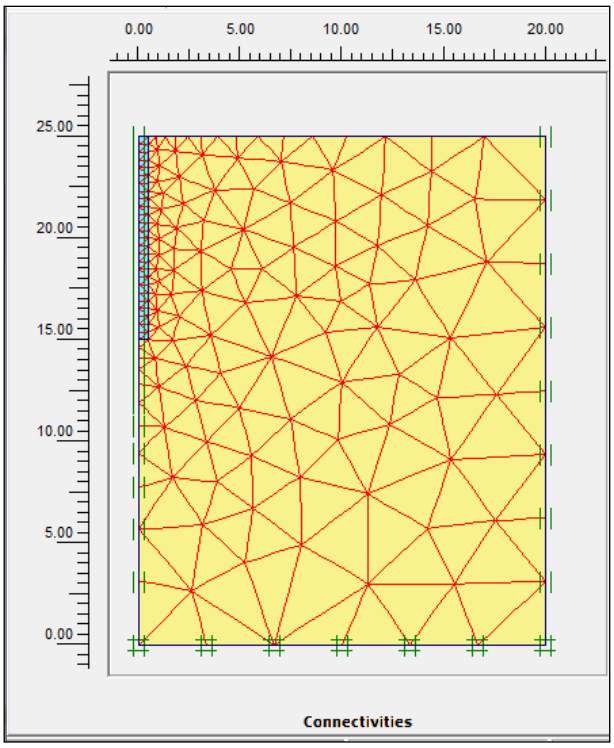


Figure IV.22 : Représentation du maillage type (large).

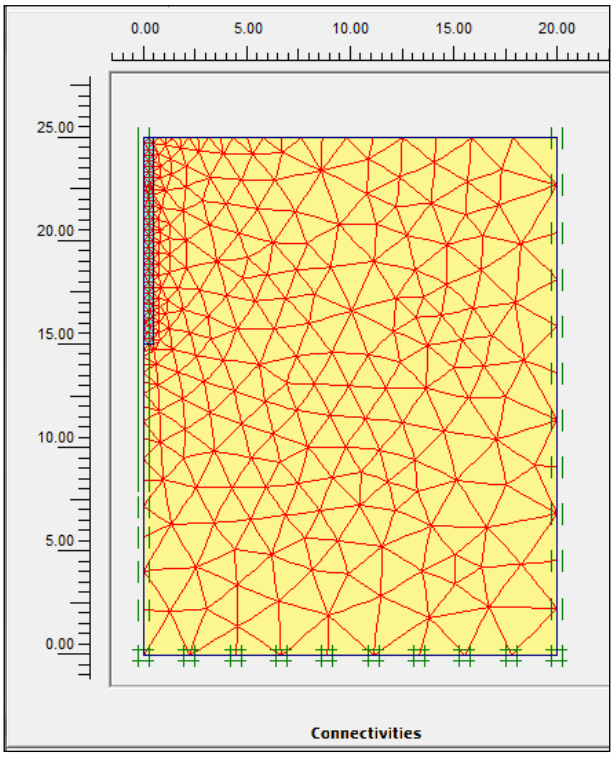


Figure IV.23 : Représentation du maillage type (moyen).

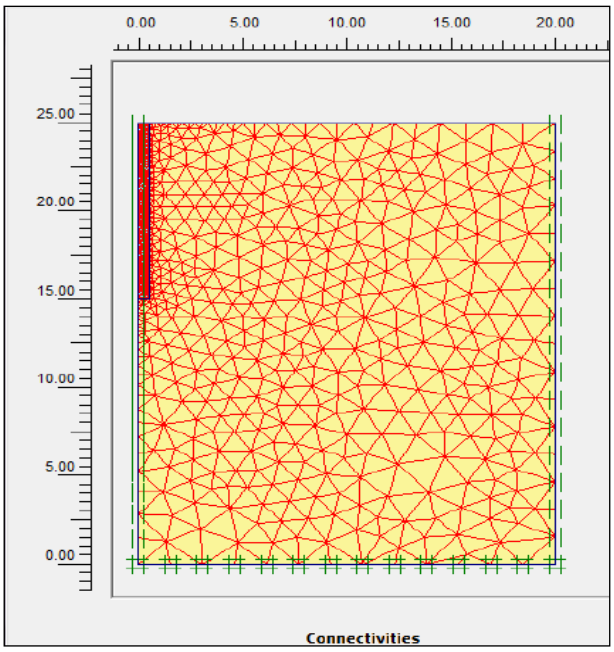


Figure IV.24 : Représentation du maillage type (fin).

IV.4.1.2. Discussion des résultats :

Les figures (IV.22) (IV.23) (IV.24) montrent les trois modèles utilisés selon le type de maillage (fin, moyen et large), la génération du maillage est automatique suivant le choix d'utilisateur.

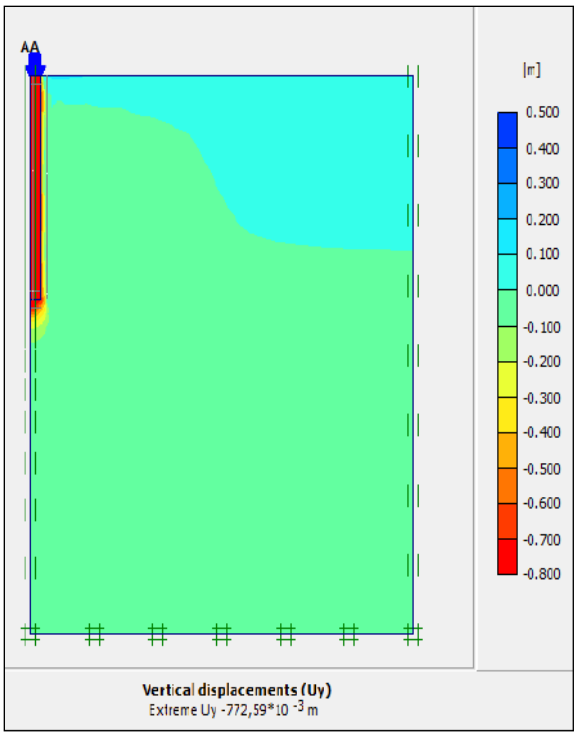


Figure IV.25: Déplacements verticaux (Maillage large).

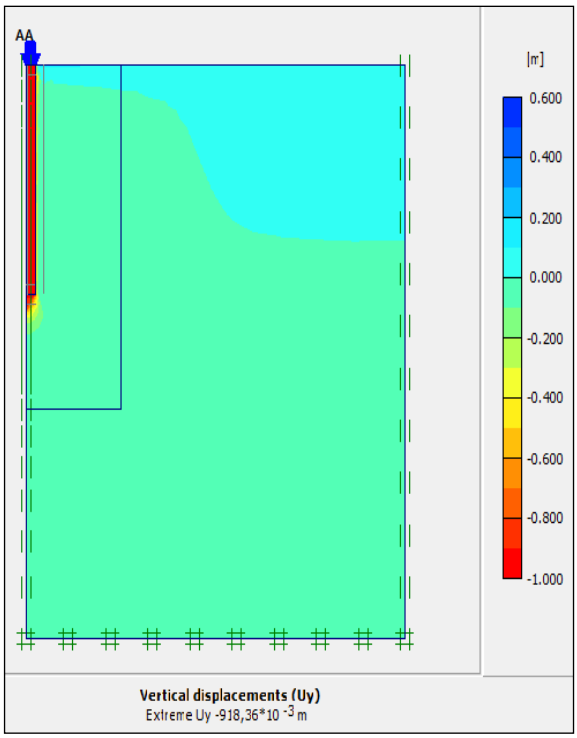


Figure IV.26: Déplacements verticaux (Maillage Moyen).

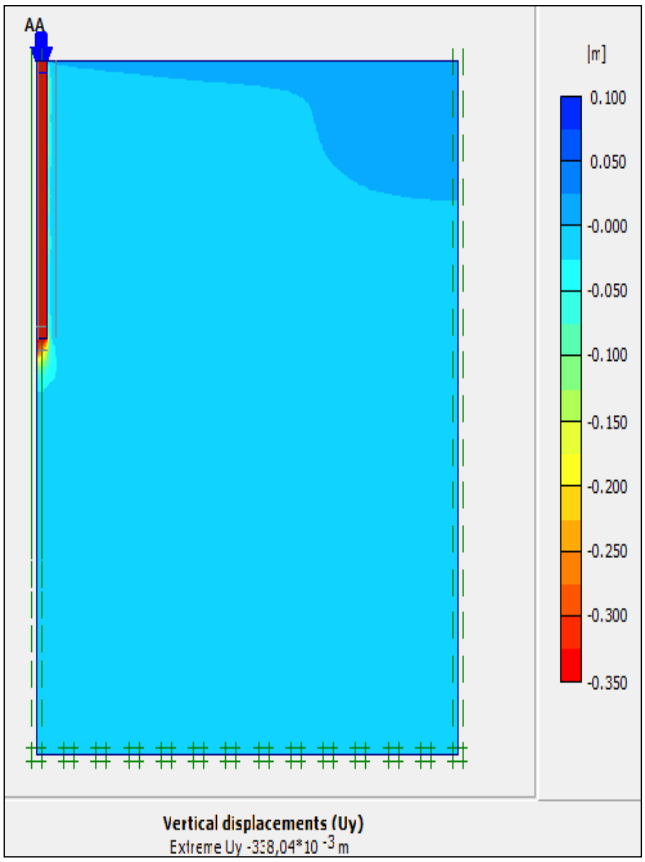


Figure IV.27: Déplacements verticaux (Maillage fin).

Les résultats de calculs obtenus sont présentés par les courbes sous la figure (IV.28) suivante :

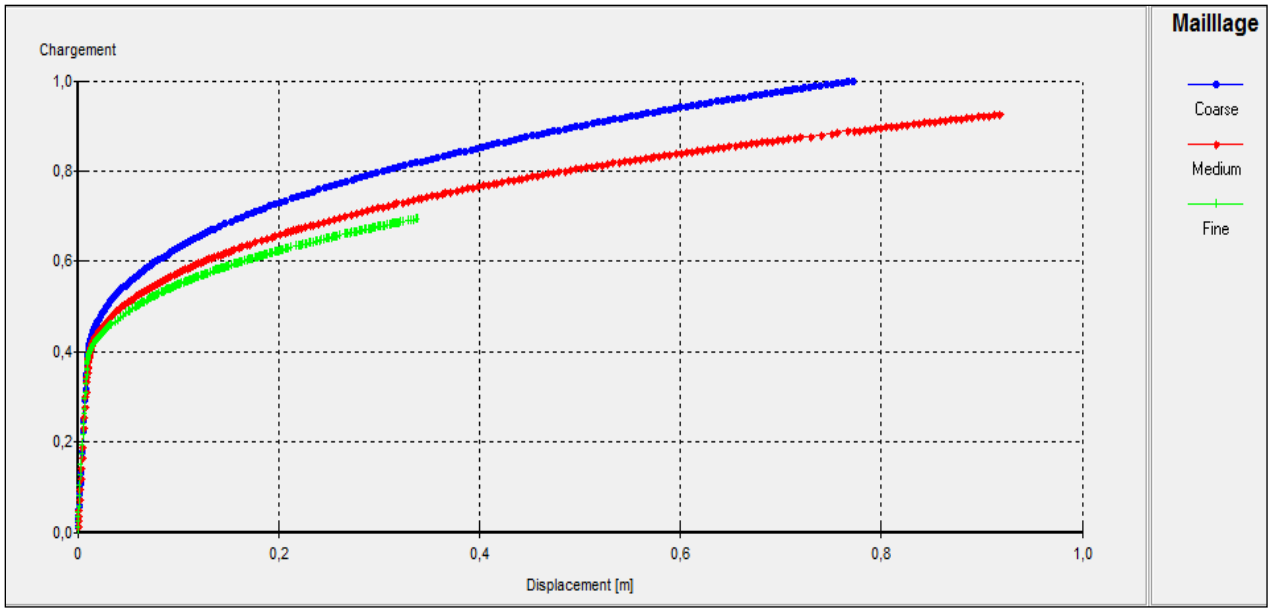


Figure IV.28: L'évolution des déplacements verticaux d'un pieu isolé sous les trois types de maillage.

Tableau IV.6 : Récapitulatif des caractéristiques des 03 modèles selon le type de maillage.

Type de maillage	Chargement [KN]	Déplacement vertical [m]
Large	1800	0,77
Moyen	1800	0,91
Fin	1800	0,33

- La plus petite valeur de déplacement vertical U_y est obtenue par le modèle en 2D avec un maillage fin.
- La plus grande valeur de déplacement vertical U_y est obtenue par le modèle en 2D avec un maillage moyen.

IV.4.1.3. Conclusion :

Les résultats obtenus par le modèle en 2D avec un type de maillage différent montrent que les déplacements verticaux diminuent avec la précision du maillage.

IV.4.2. L'influence du rapport d'élancement L/d :

IV.4.2.1. Définition du modèle :

Pour les conditions hydrauliques, la nappe phréatique n'est pas considérée. Le pieu est en béton armé, il a une forme circulaire de longueur L=10 m et un diamètre d= variables :

- d=1,00 m.
- d=0.66 m.
- d=0.50 m.

IV.4.2.2. Discussion des résultats :

Les déplacements verticaux de trois rapports sont présentés par les figures suivantes :

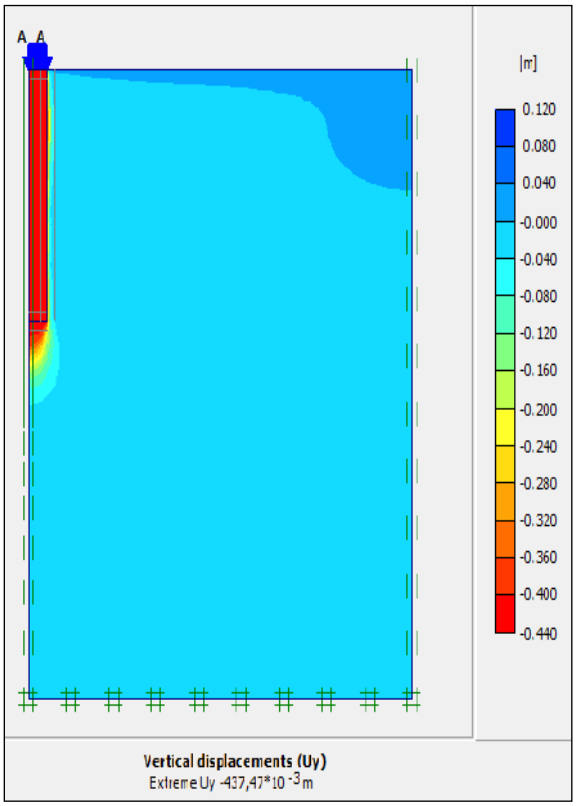


Figure IV.29: Déplacements verticaux (L/d=10).

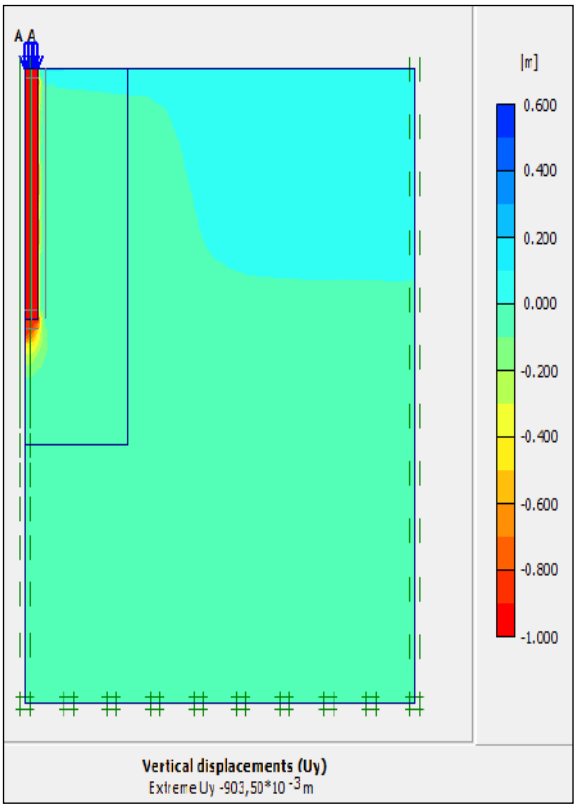


Figure IV.30: Déplacements verticaux (L /d=15).

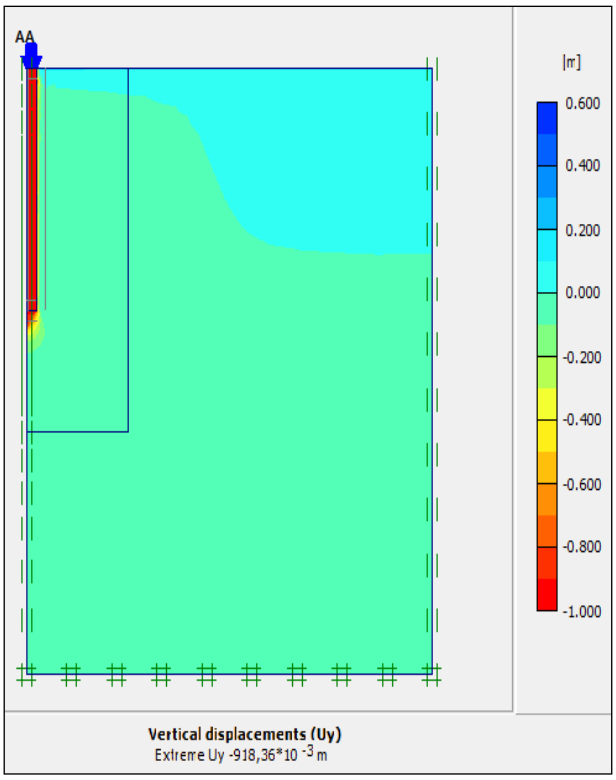


Figure IV.31: Déplacements verticaux (L/d=20).

Les résultats de calculs obtenus sont présentés par les courbes sous la figure (IV.32) suivante :

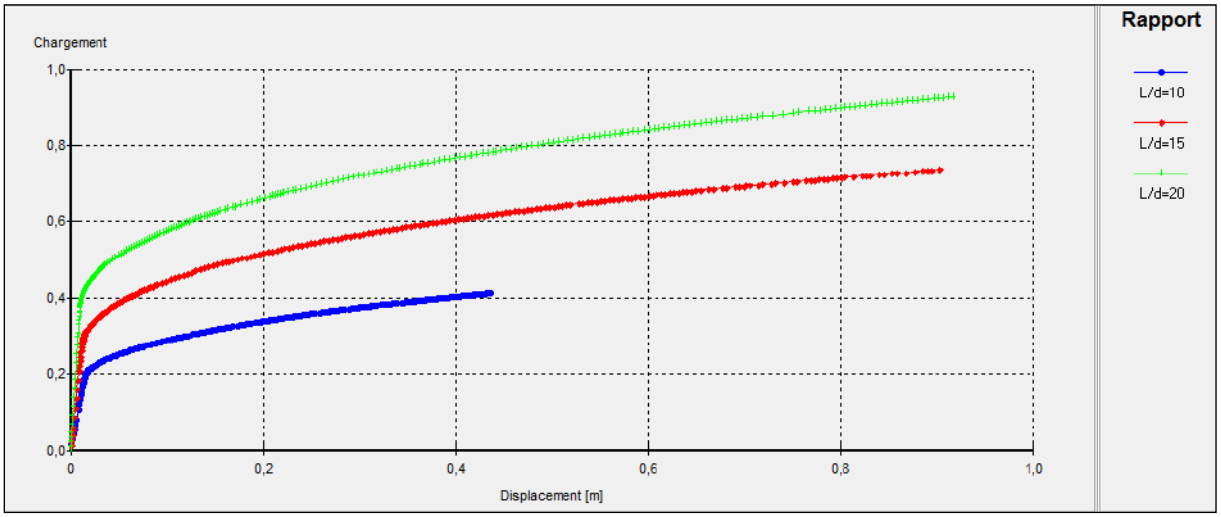


Figure IV.32: L'influence de la variation du rapport d'élancement L/d sur le déplacement vertical en tête de pieu.

Tableau IV.7 : Récapitulatif des caractéristiques et résultats de L/d des 03 modèles.

L/d	Type de maillage	Chargement [KN]	Déplacement vertical [m]
10	Medium	1800	0,43
15	Medium	1800	0,90
20	Medium	1800	0,91

La figure IV.32 et le tableau IV.7 montent ce qui suit :

- Le plus grand déplacement a été enregistré pour le rapport d'élancement (L/d=20) le déplacement en tête du pieu est de 0,91 m.
- Les déplacements verticaux augmentent avec l'augmentation du rapport d'élancement ; pour un L/d=10, le déplacement vertical final est de 0,43 m et 0,90 m pour un rapport de L/d=15.

IV.4.2.3. Conclusion :

De ce fait, on peut conclure que l'augmentation du rapport d'élancement induit une augmentation des déplacements verticaux.

IV.4.3. L'effet de la variation de l'angle de frottement (φ):

IV.4.3.1. Définition du modèle :

Les argiles molles ont une faible résistance, leurs angle de frottement interne est généralement de l'ordre de 4° à 25°.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile molle et du pieu sont les mêmes caractéristiques déjà utilisées dans les précédentes simulations.

Dans le modèle de référence, l'angle de frottement est de φ = 21° dans le sol. Pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour :

- φ = 4°
- φ = 8°
- φ = 12°
- φ = 21°

IV.4.3.2. Discussion des résultats :

Les déplacements verticaux de 04 variations de φ sont présentés par les figures suivantes :

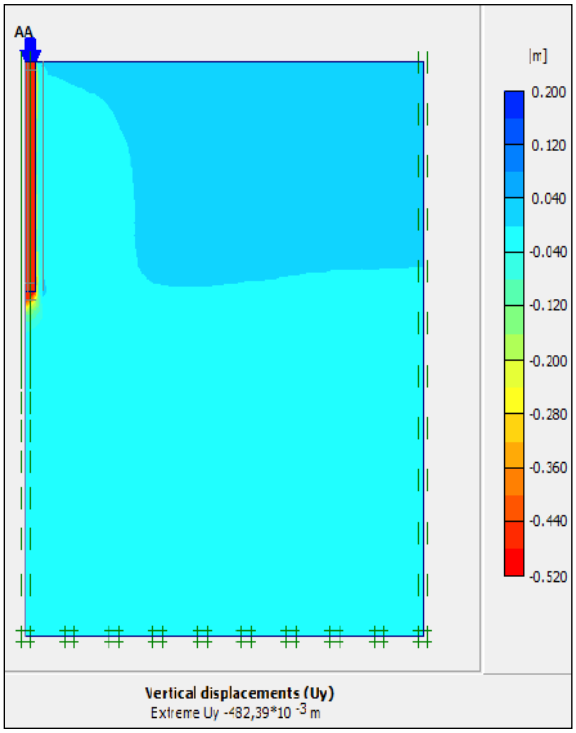


Figure IV.33: Déplacements verticaux (φ=4°).

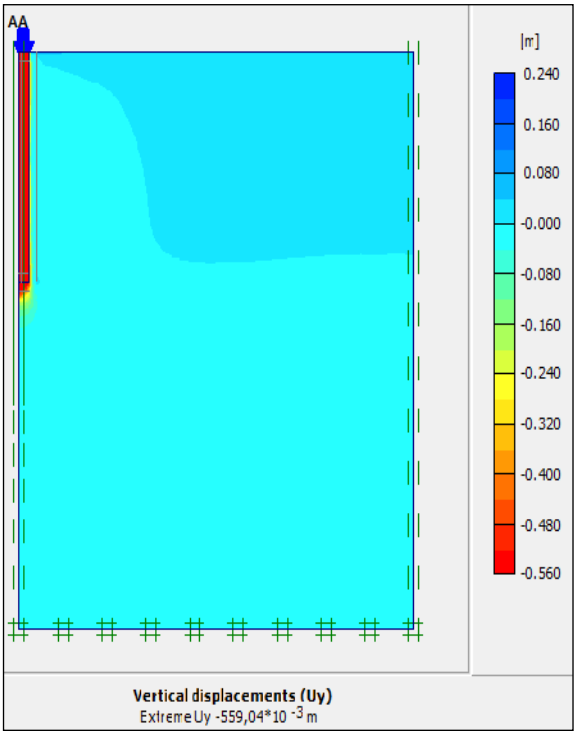


Figure IV.34: Déplacements verticaux (φ =8°).

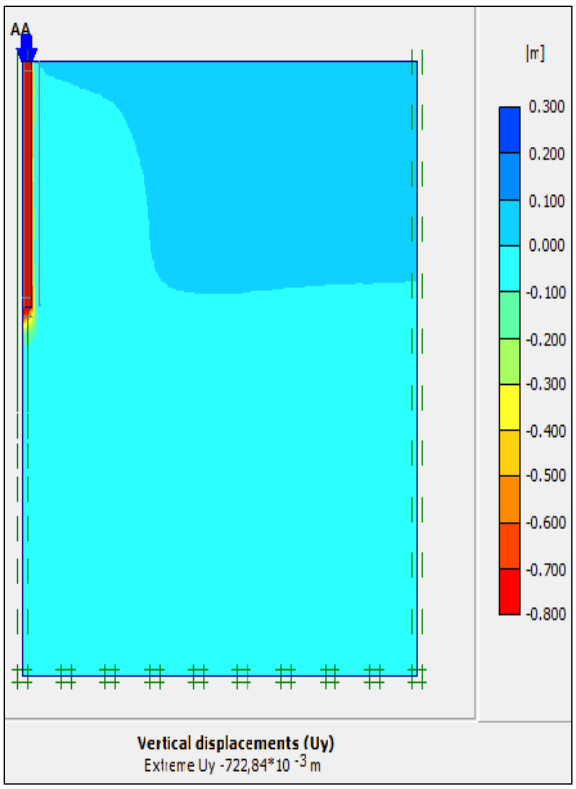


Figure IV.35: Déplacements verticaux (φ=12°).

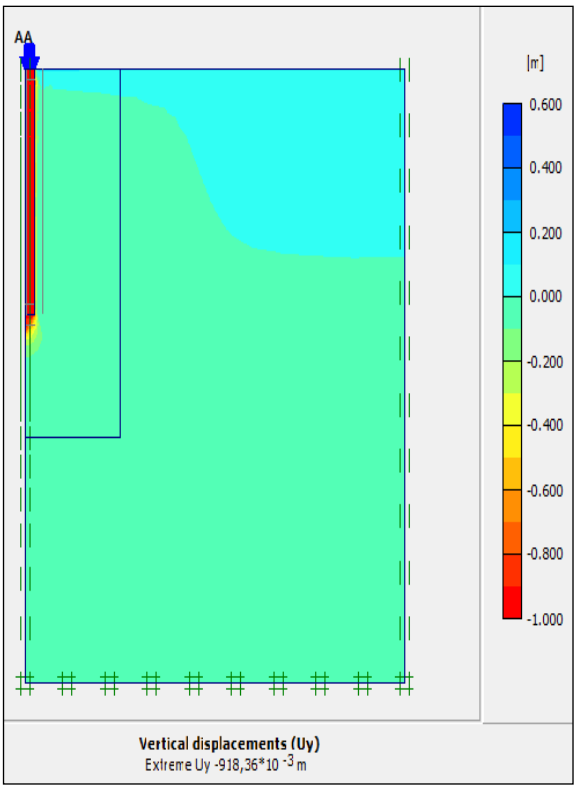


Figure IV.36: Déplacements verticaux (φ =21°).

Les résultats de calculs obtenus sont présentés par les courbes sous la figure (IV.37) suivante :

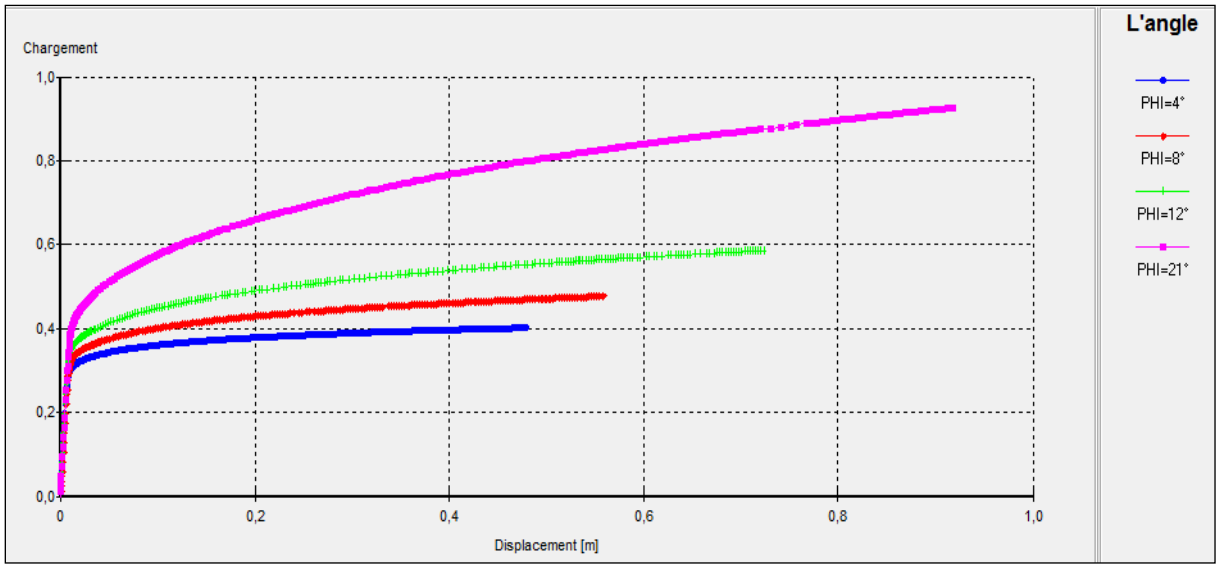


Figure IV.37 : L'évolution des déplacements verticaux selon la variation de l'angle de frottement(φ).

Tableau IV.8 : Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 04 simulations selon la variation de l'angle de frottement(φ) :

N° modèle	Type de maillage	Chargement [KN]	φ (°)	Déplacement [m]
1er modèle	Medium	1800	4	0,482
2eme modèle	Medium	1800	8	0,559
3eme modèle	Medium	1800	12	0,722
4eme modèle	Medium	1800	21	0,918

La figure IV.37 et le tableau 4.8 nous montrent ce qui suit :

- Le plus grand déplacement a été observé lorsque l'angle de frottement φ =21° et il est de l'ordre de 0,91 m.
- On note que la plus grande différence est trouvée entre le 1e et le 4eme modèle, où la diminution de l'angle de frottement de 21° à 4° a provoqué des déplacements presque 02 fois inférieurs.

IV.4.3.3. Conclusion :

La valeur de l'angle de frottement φ dépend de la nature du sol, et elle joue un rôle très important dans le dimensionnement des pieux vis-à-vis le chargement axial, on peut conclure que les déplacements verticaux augmentent avec l'augmentation de l'angle de frottement φ.

IV.4.4. L'effet de la cohésion C:

IV.4.4.1. Définition du modèle :

Les argiles molles ont une faible résistance, leur cohésion est de l'ordre de 10 KN/m² à 30 KN/m².

Les caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile molle et du pieu sont les mêmes caractéristiques déjà utilisées dans les précédentes simulations.

Dans le modèle de référence la cohésion est de C= 10 KN/m² dans l'argile molle.

Pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour :

- C= 10 KN/m²
- C= 15 KN/m²
- C= 20 KN/m²
- C= 25 KN/m²

IV.4.4.2. Discussion des résultats :

Les déplacements verticaux de 04 variations de C sont présentés par les figures suivantes :

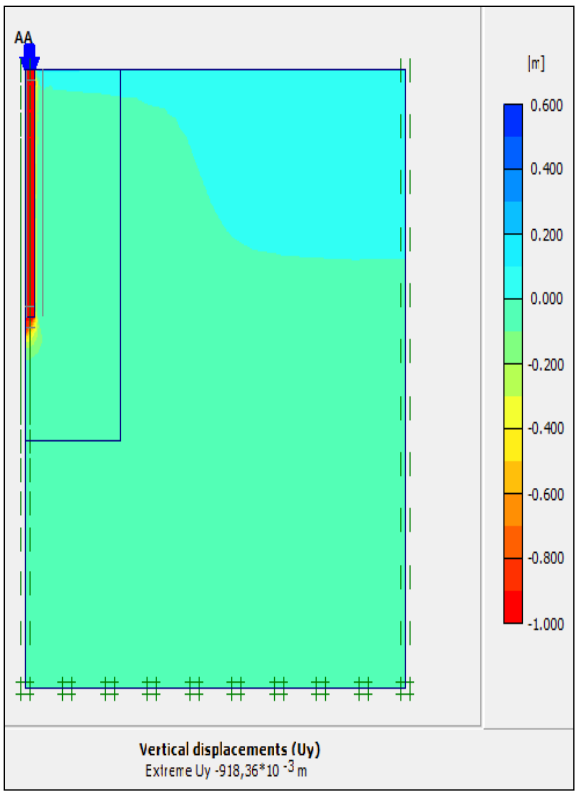


Figure IV.38: Déplacements verticaux (C=10 KN/m²).

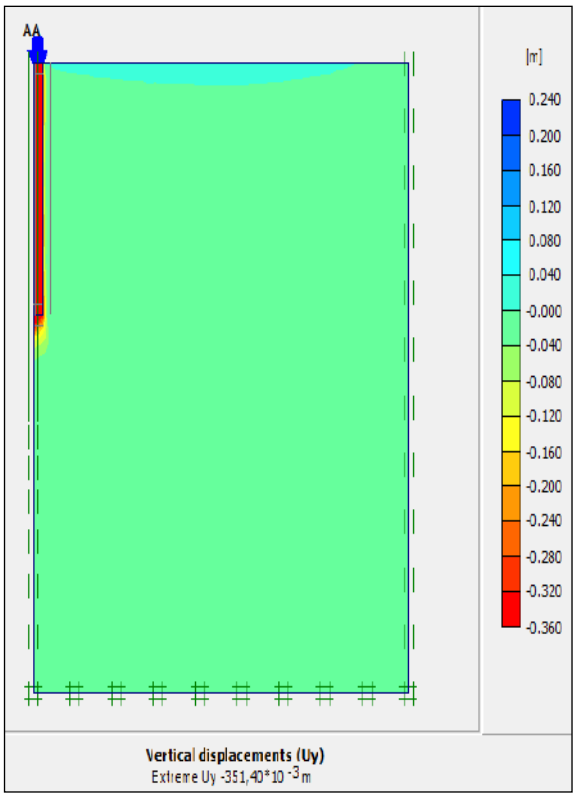


Figure IV.39: Déplacements verticaux (C= 15 KN/m²).

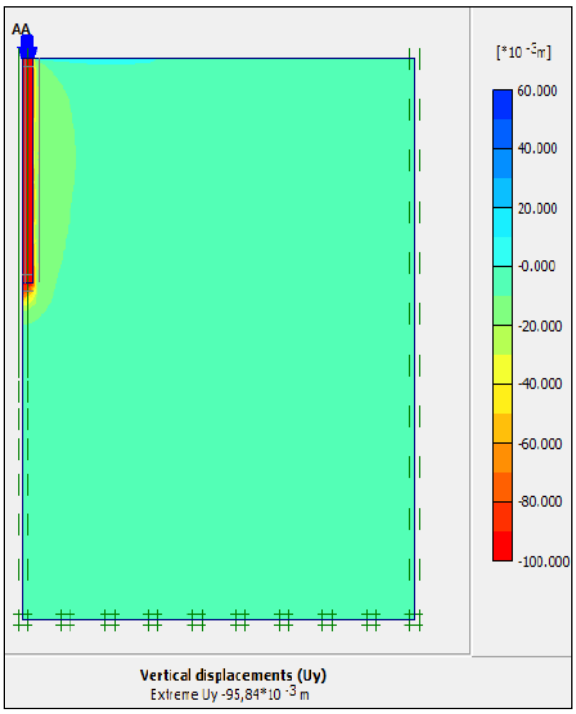


Figure IV.40: Déplacements verticaux (C= 20 KN/m²).

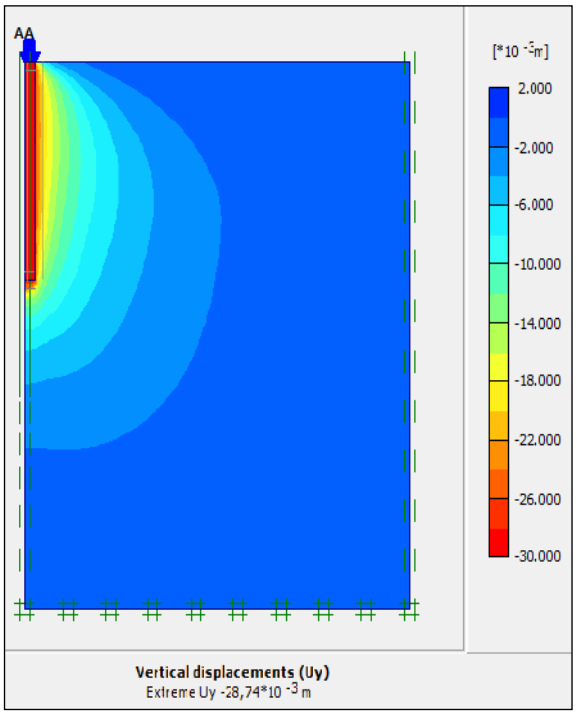


Figure IV.41: Déplacements verticaux (C=25 KN/m²).

Les résultats de calculs obtenus sont présentés par les courbes sous la figure (IV.42) suivante :

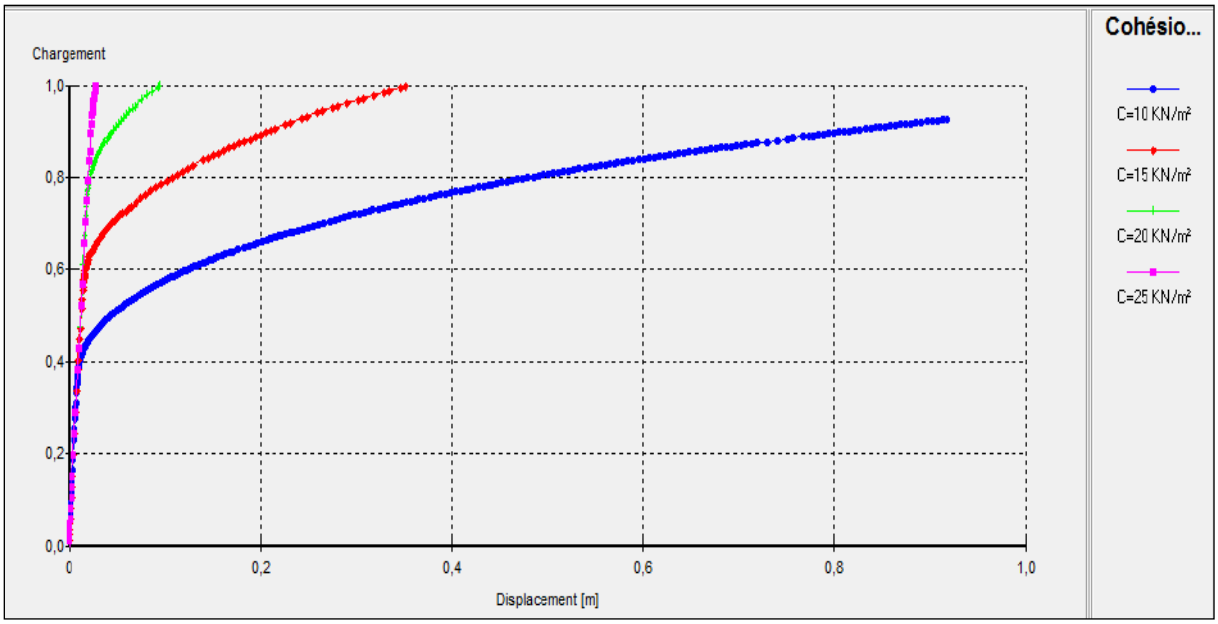


Figure IV.42 : L'évolution des déplacements verticaux selon la variation de la cohésion (C).

Tableau IV.9: Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 04 simulations selon la variation de la cohésion C :

N° modèle	Type de maillage	Chargement [KN]	C [KN/m²]	Déplacement [m]
1er modèle	Medium	1800	10	0,918
2eme modèle	Medium	1800	15	0,351
3eme modèle	Medium	1800	20	0,095
4eme modèle	Medium	1800	25	0,028

- Le plus grand déplacement a été enregistré pour la cohésion C= 10 KN/m².
- Les résultats obtenus montrent clairement que les déplacements verticaux en tête du pieu diminuent avec l'augmentation de la cohésion C= 10KN/m² à C= 25KN/m².

IV.4.4.3. Conclusion :

On peut conclure que le déplacement vertical en tête du pieu est très influencé par l'augmentation de la cohésion du sol et pratiquement pour les charges élevées.

IV.4.5. Influence de la nappe phréatique :

Afin d'étudier l'effet de la nappe phréatique sur le comportement du pieu isolé, quatre simulations ont été effectuées sur le mêmes système sol-pieu. Les mêmes paramètres ainsi que les mêmes conditions aux limites ont été réutilisés. Les niveaux retenus de la nappe phréatique dans ces simulations sont situés respectivement dans l'ordre :

- En tête de pieu.
- à 2 m.
- à 5 m.
- à 10 m.

Ces hauteurs sont mesurées à partir de la surface du sol. Le sol est toujours modélisé par le modèle de Mohr-Coulomb.

IV.4.5.1. Définition du modèle :

Les caractéristiques physiques et mécaniques de l'argile molle et du pieu sont les mêmes caractéristiques déjà utilisées dans les précédentes simulations.

IV.4 .5.2. Discussion des résultats :

Les déplacements verticaux de la nappe phréatique sont présentés par les figures suivantes :

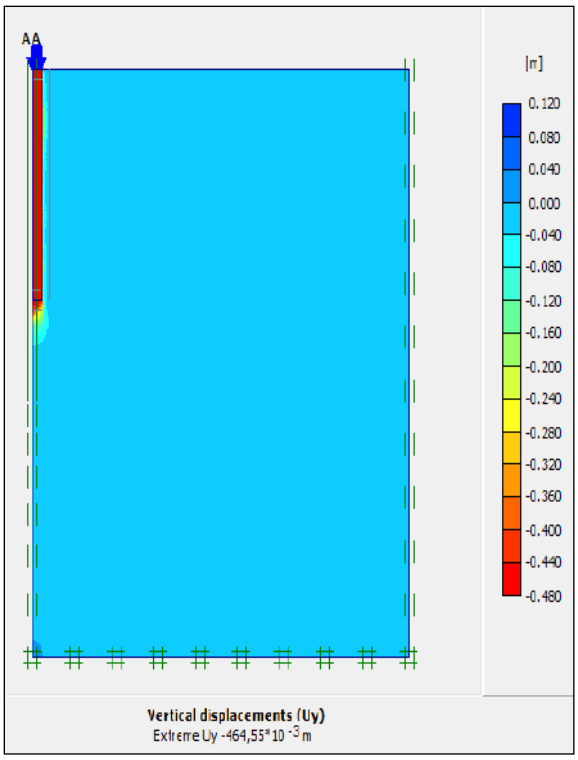


Figure IV.43: Déplacements verticaux

(La nappe en tête du pieu).

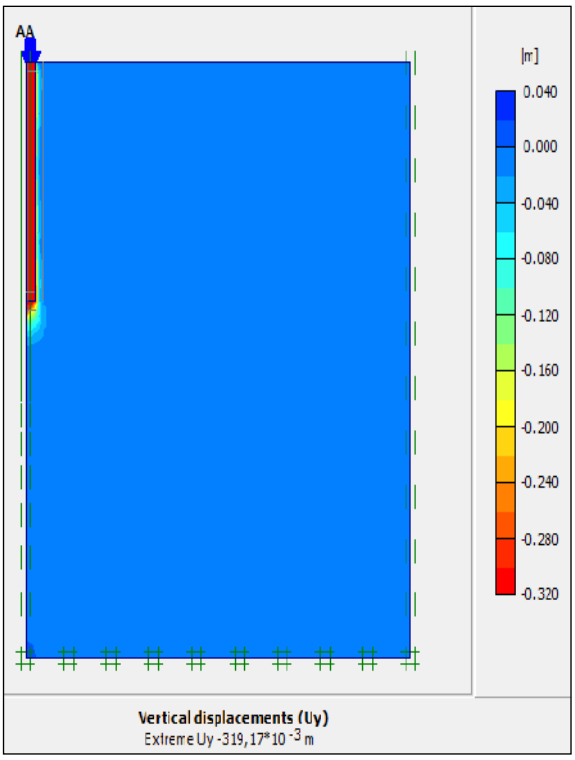


Figure IV.44: Déplacements verticaux

*(*La nappe à 2 m).

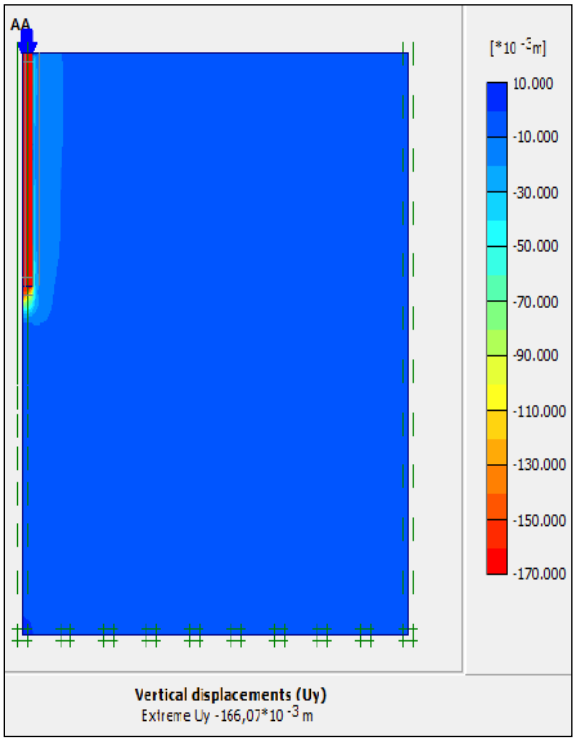


Figure IV.45: Déplacements verticaux

(La nappe à 5 m).

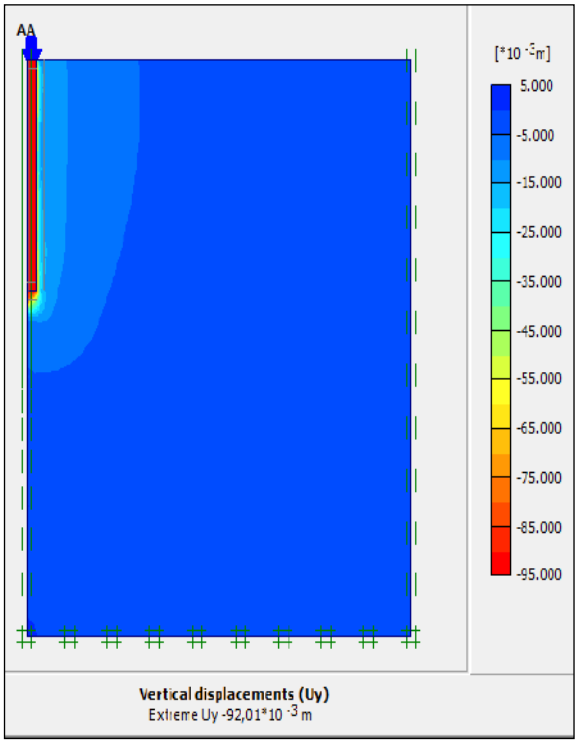


Figure IV.46: Déplacements verticaux

(La nappe à 10 m).

Les résultats de calculs obtenus sont présentés par les courbes sous la figure (IV.47) suivante :

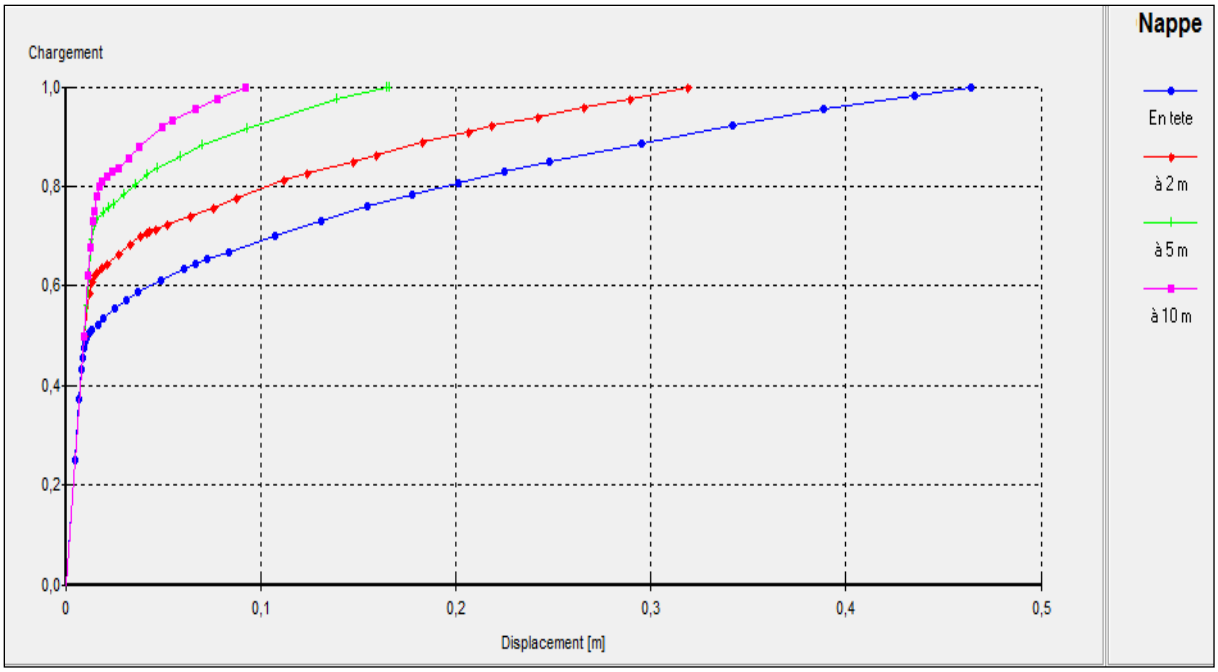


Figure IV.47 : L'évolution des déplacements selon la variation du niveau de la nappe phréatique.

Tableau IV.10 : Récapitulatif des résultats des déplacements trouvés en tête de pieu en prenant plusieurs niveaux de la nappe phréatique.

Niveau de la nappe	Type de maillage	Chargement [KN]	Déplacement [m]
En tête de Pieu	Medium	1800	0,464
A 2 m	Medium	1800	0,319
A 5 m	Medium	1800	0,166
A 10 m	Medium	1800	0,092

La figure (IV.47) et le tableau (IV.10) données ci-dessus illustrent les déplacements d'un point pris en tête de pieu, de ces figures on peut observer ce qui suit :

- On notera que les déplacements augmentent avec la surélévation du niveau de la nappe et ces résultats étaient plausibles.
- Le plus grand déplacement a été trouvé lorsque le niveau de la nappe se situe en tête de pieu, et il et de l'ordre de 0,46 m.

IV.4.6.3. Conclusion :

L'effet de l'existence de la nappe a été étudié. Il a été constaté que sa présence engendre une amplification des déplacements et des déformations essentiellement quand son niveau augmente jusqu'à la surface.

IV.4.6. Comportement d'un pieu isolé dans un massif de sable :

A la fin de cette étude on a comparé l'implantation du pieu dans deux types de sol :

- Un sol pulvérulent (sable).
- Un sol cohérent (argile molle).

IV.4.6.1. Définition du modèle :

- Le pieu est implanté dans un massif de l'argile molle :

Les caractéristiques mécaniques et physiques de l'argile molle et du pieu sont les mêmes caractéristiques déjà utilisées dans les précédentes simulations.

- Le pieu est implanté dans un massif de sable :

Les mêmes caractéristiques physiques et mécaniques de pieu ont été utilisées.

Les paramètres de sol (sable) introduit dans le code de calcul sont récapitulés dans le tableau IV.11 suivant :

Tableau IV.11 : Propriétés physiques et mécaniques du sol (sable).

Matériau	Model	Type	γ (*KN*/m³)	γ_s (*KN*/m³)	*E* (*KN/m²*)	ν	*C* (Kpa)	φ (°)	ψ (°)
Sable	Mohr-coulomb	Drainé	18	20	23000	0,37	0	35	5

IV.4.6.2. Discussion des résultats :

Les déplacements verticaux de sable et de l'argile molle sont présentés par les figures suivantes :

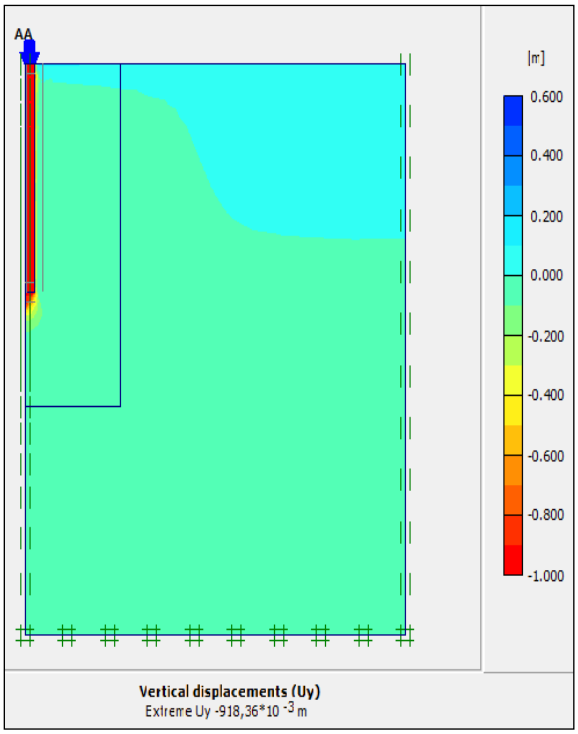


Figure IV.48: Déplacements verticaux

(Le pieu est implanté dans l'argile).

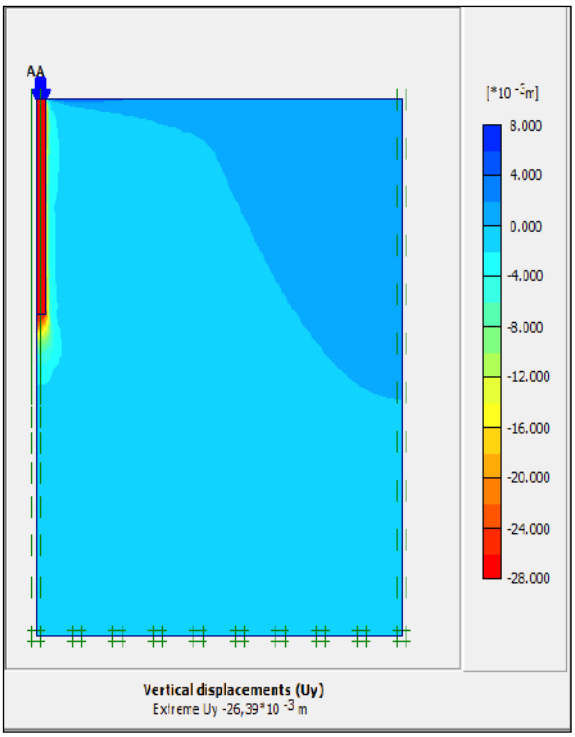


Figure IV.49: Déplacements verticaux

*(*Le pieu est implanté dans le sable).

Les résultats de calculs obtenus sont présentés par les courbes sous la figure (IV.50) suivante :

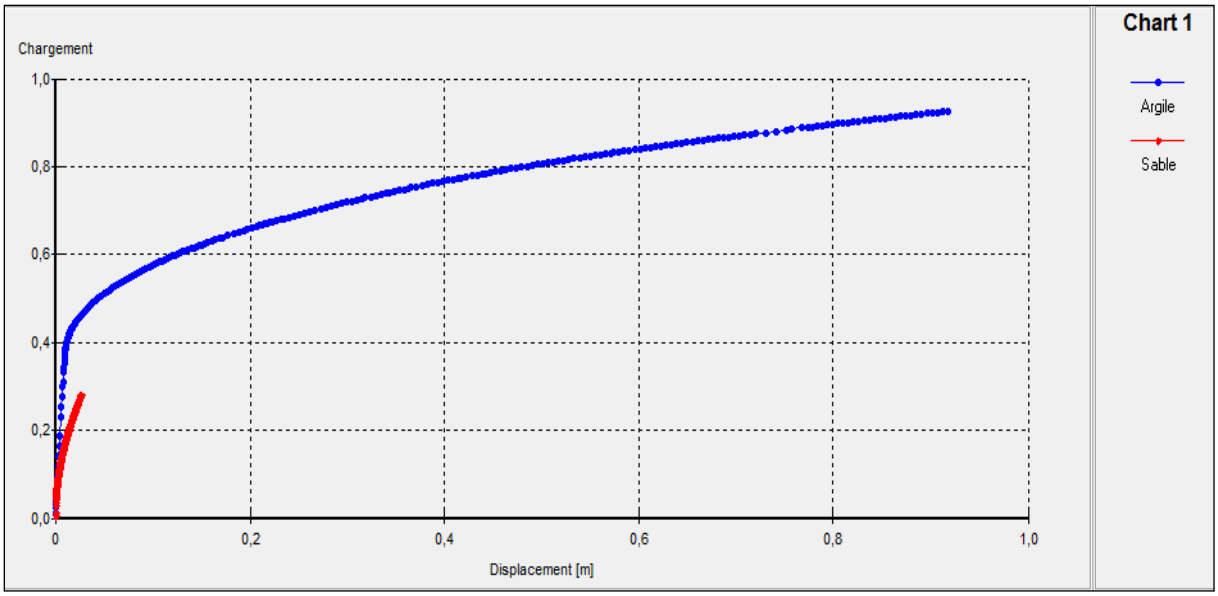


Figure IV.50 : L'évolution des déplacements selon la variation du sol.

Tableau IV.12 : Récapitulatif des caractéristiques et résultats des 02 simulations selon la variation du sol.

Modèle du sol	Type de maillage	Chargement [KN]	Déplacement [m]
Argile molle	Medium	1800	0,918
Sable	Medium	1800	0,026

- Le plus petit déplacement vertical en tête du pieu a été enregistré dans le massif de sable et il est de l'ordre de 0,026 m.

IV.4.6.3. Conclusion :

Les déplacements verticaux développés dans une argile molle sont importants que celles développés dans un sable. Cela est dû au comportement des deux sols.

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à la modélisation numérique du problème d'interaction sol-structure. Une attention particulière a été accordée à l'interaction sol-pieu sous l'effet d'un chargement statique vertical. Cette charge est appliquée en tête du pieu pour le cas de l'étude de pieu isolé. Cette étude qui portait sur le comportement du pieu, nous a permet de mieux appréhender le phénomène d'interaction ainsi que les paramètres déterminants dans la compréhension du comportement et le dimensionnement des pieux sous l'effet d'un charment vertical.

Un descriptif général des pieux a été présenté, en décrivant les différents types des pieux selon leurs modes de mise en place, ainsi leurs principes de fonctionnement.

Par la suite, des séries de simulations ont été effectuées sur le comportement d'un pieu isolé soumis à un chargement vertical, en utilisant le code de calcul PLAXIS 2D

Les résultats numériques obtenus dans ce travail, nous permettrons de caractériser l'effet de plusieurs paramètres sur le déplacement vertical du pieu, l'influence du maillage ,le rapport de l'élancement du pieu et les paramètres géotechniques d'argile molle (l'angle de frottement φ et la cohésion c) ainsi que l'influence de la nappe phréatique et l'implantation du pieu dans un massif de sable dense.

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

- Les déplacements verticaux augmentent avec l'augmentation du chargement
- La charge limite est atteinte pour une valeur de 1800Kpa
- la précision des résultats dépend de la finesse du maillage
- Quand un pieu est sollicité axialement en tête, la plus grande valeur de déplacement se localise au niveau de la tête, et ce quelque soit : la nature du sol (sable, argile ou la loi de comportement avec laquelle ce sol est modélisé ainsi que la charge appliquée.
- la diminution du rapport d'élancement du pieu (L/d) engendre une diminution des déplacements verticaux le long du pieu.
- Avec l'augmentation du chargement, les déplacements verticaux en tête du pieu augmentent dans le cas du comportement élastique Quoiqu'il soit clair que l'effet du chargement est largement plus ressenti en présence d'argile qu'en présence de sable, ce qui est dû à la différence entre le comportement des deux matériaux et les paramètres de Mohr-Coulomb caractérisant chacun d'eux (γ_s, E_s, ν_s, c, ϕ et ϕ).

- L’étude des paramètres géotechnique a montré que l’augmentation de ces paramètres a une influence beaucoup plus importante sur les résultats que leur diminution.
- l’augmentation de l’angle de frottement φ provoque une augmentation dans la valeur du déplacement,
- la diminution de l’angle de frottement a provoqué des déplacements verticaux 2fois inférieurs ce qui nous ramène à conclure qu’elle joue un rôle très important dans le dimensionnement des pieux vis-à-vis le chargement axial
- le déplacement en tête du pieu est très influencé par l’augmentation de la cohésion du sol, plus le sol est cohérent plus il résiste bien aux chargements.
- l’existence d’une nappe phréatique au niveau du sol engendre une amplification des déplacements qui augmentent avec la surélévation du niveau de la nappe.
- Les sols argileux mous subissant des grands tassements et ils sont peu stable et que leurs tassements se produisant pendant une longue période de temps, dans ce cas on utilise des tapis de sable comme solution.
- On a constaté, que les déplacements verticaux dans l’argile élastique sont plus élevés que dans le sable élastique. Cette contradiction s’explique par le type de comportement des deux matériaux (sable et argile).

Enfin on note que, l’étude par élément fini du comportement des ouvrages de la géotechnique présente de grands avantages. Telle que la réduction des coûts par rapport aux essais à grandeur réelle et à la non-nécessité de condition de similitude par rapport aux essais sur modèles réduits au laboratoire. Mais le plus grand avantage de l’approche numérique se situe dans la capacité d’effectuer des études paramétriques, en modifiant par simple manipulation du logiciel les paramètres du modèle tels que les caractéristiques du pieu, la loi de comportement du sol, la valeur et les types de sollicitation. Cette méthode de travail qui consiste à démontrer que l’utilisation d’un modèle en élément finis pour modéliser un essai réel nous donne des résultats fiables concernant le comportement du sol environnant un pieu sous sollicitation vertical. L’utilisation du logiciel PLAXIS 2d v 8.2 foundation à pour avantage d’être moins coûteux et plus rapide que des essais expérimentaux sur modèles réduits ou des essais en grandeurs réelles.

Perspectives :

Nous notons que ce travail ouvre aussi des voies pour des travaux de recherche en perspective. On peut citer par exemple :

- L'étude présentée s'est limitée à une étude en deux dimensions.
- les capacités de prévision du modèle proposé restent limitées aux cas des chargements statiques. Il serait intéressant d'élargir la formulation au cas de déchargements (simples) et des chargements cycliques et aux effets du temps (fluage, influence de la vitesse de cisaillement). Des validations intéressantes pourraient s'effectuer à partir des données expérimentales obtenues sur les fondations profondes
- Comparaison des résultats trouvés avec d'autres codes de calcul (LCPC César, FLAC,…)

Etude d'un pieu sous charges complexes tels que les charges cycliques et séisme.

Références Bibliographiques

[1] Addaci Ouassila.,(2012) ; « *Analyse numérique Analyse numérique par la méthode Des éléments finis d'un pieu isolé sollicité par une charge latérale* »Université El Hadj Lakhdar Batna.

[2]AFNOR –NF (1991) ; **«** *Essai statique de pieu isolé sous compression axiale ».* Norme Française P 94-150 Paris 24 p.

[3]Amar S., Nazaret J. et waschkowski E., (1983) ; « *La reconnaissance des sols et les essais de pénétration ».* essais en place. Paris, Orléans.

[4]Bustamentamante M. et Gianeselli L. (1981) ; « *Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale ».*

[5]Bjerrum L. (1973) ; « *Problems of soil mecanics and construction on soft clays and structurally unstable soils*»., Moscow.

[6]Bjerrum L. (196**7)** ; « *Engineering geologiy of norwegian normally consolidated marineclays as related to settlements of buildings*».

[7]Combarieu O. (1985) ; « *Frottement négatif sur les pieux ».* Rapport de Recherche LPC no 136, Labo Cent .Paris

[8]Corté J et Lepert, (1986); « *Résistance latérale des pieux pendant le battage et les essais dynamiques de pieux ».* Paris.

[9]Corté J.F., (1986) ; « *Interprétation des signaux transitoires recueillis lors du battage des pieux. Justification théorique et intérêt pratique. »* Bull. Liaison, sept.-oct.

[10]ENV 1997-1. Eurocode 7 *(*1994) ; *« Geotechnical Design, Part 1 General Rules »* CEN (Comité Européen de Normalisation), Bruxelles.

[11]Fasicule N°62.(1993) ; « *Régles techniques de conception et de calcul des ouvrages de genie civil ».*ED.Eyrolles,Paris.

[12]Frank R., (2003) ; *« calcul des fondations superficielles et profondes ».techniques de l'ingénieur,*Paris.

[13]Frank R,.(1994) ; « *The new Eurocode and the new French code for the design of deep foundations*» Floride

[14]Plumelle C. (2003) ; « *cours Fondations Profondes* ».CNAM,Paris.

[15]Frank .R et zhao S.(1982) ;« *Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins »*..

[16]Khemissa (m), Magnan (j) (2000) ; «*Variabilité des résultats d'essais oedométriques sur l'argile molle de Guiche»,*

[17]Khemissa M., Magnan J, Josseaume H., (1993) ; « *Etude des propriétés mécaniques de l'argile de Guiche (vallée de l'Adour). Etudes et recherches des LPC*»

[18]LCPC-SETRA *(*1985) *; « Règles de justification des fondations sur pieux à partir des résultats des essais pressiométriques ».* Ministère de l'Urbanisme et des Transports,Paris.

[19]LEPIDAS I., Magnan J.-P. (1991) ; « *Fluage et consolidation des sols argileux modélisation numérique».* Rapport de recherche des LPC

[20]Meyerhof G., (1976) ; « *Bearing capacity and settlement of pile foundations »*., American Soc. of Civil. Engineers, USA

[21]M.Yu .Abelev (1977) ; *« Construction d'ouvrages sur les sols arileux mous »* technique et document

[22]Poulos H.G. et Davis E. (1980);« *Pile foundation analysis and design ».* New York

PLAXIS 2D v 8.2. (2004) ; « Manuel de référence version 8 ».

[23]Redouane Lakhdar (2013) ; « *étude numérique de l'interaction sol-pieu »* Université Mohammed Khider. Biskra

[24]Lehbari Samiha(2013) ; « Modélisation d'un pieu chargé latéralement dans une argile molle » Université El-Hadj Lakhdar.Batna