



**Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique**

**Université Mohamed Boudiaf - M'sila**

**Faculté de Technologie**



**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**MEMOIRE**

**Présenté pour l'obtention du diplôme de  
MASTER**

**FILIERE : Génie Civil**

**SPECIALITE : Géotechnique**

**THEME**

**COMPORTEMENT D'UN PIUE ISOLE SOUS  
CHARGES VERTICALES DANS UN SOL  
SABLEUX**

**Dirigé par :**

**Mr. KHEMESSA Mohamed, professeur, Encadreur  
Mr TALLAH NAOU, Grade, M.A.A, Co- Encadreur**

**Présenté par :**

**Yahiaoui Oumbarka**

**Promotion : 2015/2016.**

# DEDICASE

Je dédie ce travail à :

- ALLAH qui ma donné le courage et la volonté afin de poursuivre mes études.
- Mes chères et tendres parents, qui ont illuminé le chemin de ma vie par leurs chaleur et leurs amour et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études. Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.
- A mes chers frères et sœurs.
- A tous les membres de ma famille .
- A mes chers amis Dahmani Hanane.

# REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier le professeur Tallah Naoui, pour avoir encadré et suivi ma thèse. Sa patience, Ses remarques et ses documentations, m'ont été d'un soutien particulièrement précieux et indispensable pour mener à bien ce travail.

j'adresse mes vifs remerciements à Monsieur le professeur M.Khemessa, Mes remerciements vont également à l'ensemble des enseignants et tout personnel du département de génie civil de l'université de M'sila

Enfin, je remercie énormément tous ceux qui ont participé de près ou de loin et qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.

## ملخص

هذا العمل ذو الطبيعة النظرية و الرقمية يدرس سلوك خازق معزول تحت تأثير حمولات عمودية مطبقة بوسط تربة وهذا بأخذ نموذج التربة الصلبة كقاعدة عمل للجزء التطبيقي لهذه المذكرة، من خلال اقتراح منهجية عامة رملية، لتجربة الحمولات العمودية المطبقة على الخوازق، وهذا بأخذ نموذج ثنائي المنتهية للتمثيل العددي عن طريق العناصر بلاكسيس ، من أجل تحديد الرص المقبول للخازق، وتوضيح دور الاحتكاك الأبعاد مطبق مع برنامج العناصر المنتهية السلبي .

وقد تبين أن تأثير الاحتكاك السلبي يشجع على زيادة التحميل الرأسي في الخازق وزيادة الضغط. هذه الظاهرة يمكن أن يسبب اضطرابات خطيرة في بنية بدعم من الخوازق مما تسبب في تمزق التربة تحت القمة

### الكلمات الأساسية :

القمة ,خازق معزول، نموذج التربة الصلبة، بلاكسيس، تسوية الانهيار ، الاحتكاك السلبي

## RESUME

Le présent travail à caractère théorique et numérique étudie le comportement d'un pieu isolé sous charges verticales dans un sol sableux, à partir d'un modèle de comportement avec écouissage (Hardening Soil Model (H.S.M)). Une méthodologie générale de modélisation numérique par éléments finis d'un essai de chargement vertical de pieu est proposée. Le modèle bidimensionnel (2D) est établi avec le code de calcul aux éléments finis **PLAXIS** (v8. 2), pour estimer le tassement admissible du pieu et identifier l'effet du frottement négatif.

On a constaté que l'effet du frottement négatif favorise l'augmentation de la charge verticale dans le pieu et d'accroître le tassement du pieu .Ce phénomène peut causer de graves désordres dans la structure supportée par les pieux entraînant la rupture du sol sous la pointe.

### **Mots-clés :**

Pieu isolé, écouissage, rupture tassement, frottement négatif, pointe

# ABSTRACT

The theoretical and numerical study of the behaviour of the single piles under vertical loading is presented herein in a sand soil. Starting from the hardening soil model. . A general methodology of numerical analyses by finite elements of a pile vertical loading test was proposed. The two-dimensional model (2D) is established with the finite element program **PLAXIS (v8. 2)**, to consider the settlement acceptable of the pile and to identify the effect of negative friction.

It was found that the effect of negative friction promotes the increase of the vertical load in the pile and increase compaction pile .This phenomenon can cause serious disorders in the structure supported by piles causing the rupture of the soil under the point.

**Key words :**

single piles, Hardening Soil Model, PLAXIS, breaking settlement, negative friction, point.

## *Liste des tableaux*

<b>Tableau 1.1</b> : Influence de la densité du massif sur le coefficient de poisson des terres ...	31
<b>Tableau 2.1</b> : Coefficient de capacité portante pour fondation profondes .....	39
<b>Tableau 2.2</b> : Valeurs de coefficient $I_r$ pour différents type de sols .....	39
<b>Tableau 2.3</b> : Valeurs de $k_c$ selon le fascicule 62 .....	46
<b>Tableau 2.4</b> : Valeurs de $\beta$ et $q_{smax}$ selon le fascicule 62 .....	48
<b>Tableau 2.5</b> : Valeurs de $k_p$ selon le fascicule 62 .....	49
<b>Tableau 2.6</b> : Choix de la courbe de frottement latéral .....	52
<b>Tableau 2.7</b> : Types de $C_p$ .....	58
<b>Tableau 2.8</b> : Valeurs du terme $K \tan \delta$ pour l'évaluation du frottement négatif .....	61
<b>Tableau 3.1</b> : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement $\lambda$ et $K$ .....	77
<b>Tableau 4.1</b> : Valeurs des différents paramètres du sol. ....	86

# Liste des figures

1.1 : schéma de quelque type des pieux en béton préfabriqués et leur section .....	4
1.2 : schéma d'un pieu en bois .....	5
1.3 : coupe longitudinale d'un pont renforcé par des pieux en bois .....	5
1.4 : schéma de quelque forme des pieux métallique .....	6
1.5 : schéma d'un pieu refoulant le sol à la mise en place dans un milieu cohérent .....	6
1.6 : schéma d'un pieu ne refoulant pas le sol à la mise en place .....	8
1.7 : schéma d'un pieu flottant .....	10
1.8 : schéma d'un pieu chargé en pointe.....	11
1.9 : schéma d'une sonnette de battage .....	12
1.10 : schéma d'un vibrofonceur .....	12
1.11 : schéma de quelque type des pieux vissés.....	12
1.12 : schéma de quelque types d'outils de forage .....	13
1.13 : les phases d'exécution d'un pieu foré à la boue .....	14
1.14 : schéma de la tarière creuse .....	14
1.15 : schéma de principe du procédé d'un pieu foré à la tarière creuse .....	15
1.16 : schéma de la tarière Solétanche Bachy .....	15
1.17 : schéma de principe du procédé d'un pieu foré à la tarière Solétanche Bachy .....	16
1.18 : schéma de principe de l'instrumentation du procédé des pieux forés à la tarière Solétanche Bachy .....	16
1.19- a et b : Schéma de principe du procédé des pieux forés tubés.....	17
1.20 : Schéma présente les phases d'exécution d'un pieu foré tubé .....	18
1.21 : Schéma de ferrailage d'un type des pieux préfabriqués .....	19
1.22 : Schéma de ferrailage d'un pieu foré avec tubage .....	19
1.23 : Schéma de bétonnage d'un pieu à la benne à fond ouvrant .....	21
1.24 : Schéma de bétonnage d'un pieu au tube plongeur .....	21
1.25 : Mécanisme du frottement latéral positif et négatif .....	23
1.26 : Influence de la rugosité sur le comportement de l'interface sable dense-acier .....	24
1.27 : Zones de déformation du sol lors du fonçage de modèles de pieux dans du sable ....	24

<b>1.28</b> : Mobilisation de la résistance de pointe et du frottement latéral en fonction du mode de mise en place .....	26
<b>1.29</b> : Influence du mode d'installation sur les mesures .....	27
<b>1.30</b> : Pieu mobilisant la réaction latérale du sol .....	28
<b>1.31</b> : Courbe de réaction .....	29
<b>1.32.a</b> : Capacité portante d'un pieu en compression .....	30
<b>1.32.b</b> : Mobilisation des charges d'un pieu .....	30
<b>1.33</b> : Effet de la rugosité du pieu ( comparaison des courbes de mobilisation frottement- déplacement) .....	31
<b>1.34</b> : Mécanisme du frottement latéral dans le cas d'un pieu isolé .....	33
<b>2.1.a et b</b> : Schéma présente le mécanisme de transfert de charge sur un pieu .....	35
<b>2.2</b> :Variation de $q_c$ avec $L/D$ (sol homogène) .....	36
<b>2.3</b> : $(L_b/D)_{cr}$ et coefficient de capacité portante pour différentes angle de frottement $\varphi$ (Meyerhof, 1976).....	36
<b>2.4</b> :Variation de $q_c$ avec $L/D$ (sol hétérogène) .....	37
<b>2.5</b> : Résistance de frottement unitaire pour un sol homogène .....	40
<b>2.6</b> : Variation de $q_N$ avec $L/D$ ( Coyle et Castello, 1981) .....	42
<b>2.7</b> : Variation de $K$ avec $L/D$ ( Coyle et Castello, 1981) .....	42
<b>2.8</b> : Définition de l'encastrement équivalent .....	46
<b>2.9</b> : Résistance de pointe équivalente .....	47
<b>2.10</b> : Définition de la pression limite équivalente au pressiomètre Ménard .....	50
<b>2.11</b> : Comparaison des sollicitation du sol .....	50
<b>2.12</b> : Courbe de frottement latéral .....	51
<b>2.13.a</b> : Droite et courbes de fluage des 2ème,5ème,7ème,et 9ème palier .....	53
<b>2.13.b</b> : Détermination de la charge critique de fluage $Q_{ce}$ ( vitesse de fluage $\alpha_n$ et calcul de $Q_{ce}$ ) .....	53
<b>2.14</b> : Courbe effort-déplacement en tête d'un essai de chargement de pieu .....	54
<b>2.15.a</b> : loi de mobilisation simplifiée du frottement latéral unitaire $q_s$ .....	55
<b>2.15.b</b> : loi de mobilisation simplifiée de la résistance de pointe $q_p$ .....	55
<b>2.16</b> : Evolution de la résistance de pointe $q_p$ en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu.....	56
<b>2.17</b> : Distribution de frottement unitaire le long du puit du pieu .....	58

<b>2.18</b> : Evaluation du frottement négatif sur un pieu isolé .....	60
<b>2.19</b> : Calcul du frottement négatif pour un pieu isolé dans un sol homogène chargé par un remblai.....	63
<b>2.20</b> : Capacité portante à l'arrachement d'un pieu .....	64
<b>2.21</b> : Variation de $f_u$ avec la profondeur ( $z$ ) .....	65
<b>2.22</b> : Variation de $K_u$ avec l'angle de frottement interne .....	66
<b>2.23</b> : Variation de $\delta/\phi$ avec l'indice de densité RD .....	66
<b>2.24</b> : Flambement d'un pieu .....	67
<b>2.25</b> : Force réduite d'un pieu dans un sol à raideur constante .....	68
<b>3.1</b> : Définition du module à 50 % de la rupture.....	72
<b>3.2</b> : représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte- déformation.....	74
<b>3.3</b> : Forme de surfaces de charge H.S.M.....	74
<b>3.4</b> : Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent .....	75
<b>3.5</b> : définition du module oedométrique tangent.....	76
<b>3.6</b> : Définition de l'angle de dilatance.....	76
<b>3.7</b> : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique .....	77
<b>3.8</b> : Surface de rupture pour un soft soil model SSM .....	79
<b>3.9</b> : effet du temps sur les essais oedométriques.....	80
<b>3.10</b> : Diagramme de dans le plan $p,q$ .....	80
<b>4.1</b> : Schéma présente la géométrie du pieu .....	81
<b>4.2</b> : Caractéristique générales du modèle .....	83
<b>4.3</b> : Taille du maillage .....	83
<b>4.4</b> : Coordonnées .....	83
<b>4.5</b> : Première vue .....	83
<b>4.6</b> : Modèle de référence utilisé pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales .....	84
<b>4.7.a</b> : Fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol.....	86
<b>4.7.b</b> : fenêtre des caractéristiques générales relative au pieu isolé.....	87
<b>4.8</b> : Maillage du problème .....	88
<b>4.9</b> : Contrainte initiales .....	89
<b>4.10</b> : Mise en place du pieu .....	90
<b>4.11</b> : Chargement unitaire du pieu .....	90
<b>4.12</b> : Les différentes étapes de chargement .....	91

<b>4.13</b> : Représentation du maillage déformé sous 3000 KPa .....	92
<b>4.14</b> : courbe charge-tassement du pieu .....	93
<b>4.15</b> : coupe sous la pointe du pieu (phase 04) .....	93
<b>4.16</b> : courbe de charge en pointe en fonction de la charge en tête (mobilisation du frottement latéral du pieu) .....	94
<b>4.17</b> : contraintes effectives (phase 04).....	94
<b>4.18</b> : Déplacements totaux (phase 04).....	95
<b>4.19</b> : Déplacements horizontaux (phase 04).....	95
<b>4.20</b> : Déplacements verticaux (phase 04).....	96
<b>4.21</b> : représentation de la zone en plasticité (phase 04).....	96
<b>4.22</b> : Déplacements totaux du pieu (phase 04).....	97
<b>4.23</b> : Déplacements horizontaux du pieu (phase 04).....	97
<b>4.24</b> : Déplacements verticaux de l'interface sol-pieu (phase 04).....	98
<b>4.25</b> : second chargement.....	99
<b>4.26.a</b> : Déplacement de la base du pieu sous 3000 KPa (phase 04) .....	100
<b>4.27.b</b> : Déplacement de la base du pieu sous l'effet du frottement négatif (phase 05).....	100
<b>4.28</b> : représentation du maillage déformé (phase 05).....	101
<b>4.29</b> : contraintes effectives (phase 05).....	102
<b>4.30</b> : Déplacements totaux (phase 05).....	103
<b>4.31</b> : Déplacements horizontaux (phase 05).....	103
<b>4.32</b> : Déplacements verticaux (phase 05).....	104
<b>4.33</b> : Représentation de la zone en plasticité (phase 05).....	104
<b>4.34</b> : Déplacements totaux du pieu (phase 05).....	105
<b>4.35</b> : Déplacements horizontaux du pieu (phase 05).....	106
<b>4.36</b> : Déplacements verticaux de l'interface sol-pieu (phase 05).....	106

## *Listes des notations et abréviations et unités de mesure*

### **Notation :**

**A** : aire latérale du pieu ( $m^2$ )

**$A_p$** : Surface transversale du pieu

**B** : diamètre du pieu (m)

**c** : cohésion du sol de fondation

**$C_p, C_s$**  : coefficients empirique

**D** : diamètre du pieu (m)

**$D_e$**  : hauteur d'encastrement équivalente (m)

**D** : hauteur d'encastrement réelle du pieu (m)

**$D_c$**  : profondeur critique (m)

**$E_s$** : module de réaction

**E** : module d'Young ( $KN/ m^2$ )

**$E_s$**  : module de Young du sol ( $KN/ m^2$ )

**E** : rendement du mouton

**E** : efficacité du mouton

**$E_p$**  : module d'élasticité du matériau du pieu ( $KN/ m^2$ )

**$E_p$** : module de Young du matériau du pieu ( $KN/ m^2$ )

**$E_{50}^{ref}$**  : Module sécant dans un essai triaxial ( $KN/ m^2$ )

**$E_{oed}^{ref}$**  : Module sécant dans un essai oedométrique ( $KN/ m^2$ )

**$E_{ur}^{ref}$**  : Module en décharge ( $KN/ m^2$ )

**f** : résistance au frottement unitaire à la profondeur (z) (KN)

**$f_{av}$** : résistance au frottement unitaire

**$f_s$**  : frottement latéral unitaire ( $KN/ m^2$ )

**$f_u$** : résistance au frottement unitaire lors de l'arrachement du pieu ( $KN/ m^2$ )

$F_s$  : facteur de sécurité

$G_s$  : module de cisaillement du sol (KN/ m<sup>2</sup>)

$G_{sf}$  : frottement négatif total (KN/ m<sup>2</sup>)

$G$  : module de cisaillement (KN/ m<sup>2</sup>)

$h$  : hauteur de chute du mouton (m)

$H_E$  : taux d'énergie du mouton

$H$  : hauteur de chute du mouton (m)

$H_e$  : taux d'énergie max du mouton manufacturé

$H$  : hauteur du remblai (m)

$h$  : hauteur d'action du frottement négatif dans le sol compressible

$I_r$  : indice de rigidité

$I_{wp}, I_{ws}$  : coefficients d'influence

$k$  : coefficient de réaction (KN/m)

$K$  : coefficient de poussée des terres

$K_0$  : coefficient des poussées des terres au repos

$k_c$  : coefficient de portance

$K_u$  : coefficient à l'arrachement

$K_p$  : coefficient de réaction surfacique horizontal

$K_h$  : module de réaction horizontale surfacique

$K_0^{NC}$  : coefficient des terres au repos pour un sol normalement consolidé

$L_b$  : longueur d'ancrage dans la couche portante (m)

$\Delta L$  : longueur du pieu (m)

$L$  : longueur du pieu (m)

$m$  : puissance

$M$  : paramètre lié à  $k_0^{nc}$

$N\check{c}, N\check{q}, N\check{\gamma}$  : coefficients de capacité portante

$N$  : résistance de pénétration standard moyen près du pieu

**$N_c$**  : charge critique de flambement (KN)

**$P$**  : la réaction du sol (KN/m)

**$p$**  : pression de réaction (KPa)

**$P(y)$**  : courbe de réaction du sol

**$P_u$**  : réaction ultime

**$P$**  : périmètre de la section transversale du pieu (m)

**$P$**  : masse frappée (pieu+ casque + accessoire) (KN)

**$Pl_{\check{e}}$**  : pression limite nette équivalente

**$Pl(z)$**  : pression limite à la profondeur (z)

**$P$**  : périmètre du pieu (m)

**$P^{ref}$**  : contraintes de références (KN/ m<sup>2</sup>)

**$Q$**  : charge totale du pieu (KN)

**$qp$**  : pression limite sous la pointe du pieu (KN/ m<sup>2</sup>)

**$qs$**  : frottement latéral unitaire limite le long du pieu (KN/ m<sup>2</sup>)

**$Qu$**  : capacité portante globale ultime du pieu (KN/ m<sup>2</sup>)

**$qs$**  : frottement latéral unitaire limite le long du pieu (KN/ m<sup>2</sup>)

**$qp$**  : capacité portante unitaire (KN/ m<sup>2</sup>)

**$q'$**  : contrainte effective au niveau de la pointe (kN/m<sup>2</sup>)

**$ql$**  : résistance de pointe limite (kN/m<sup>2</sup>)

**$qce$**  : résistance de pointe équivalente (KN)

**$qc(z)$**  : résistance de pointe lissée à la profondeur (z) (KN)

**$qpu$**  : contrainte limite de pointe (KN/m<sup>2</sup>)

**$qce$**  : résistance de pointe équivalente (KN)

**$qcc$**  : résistance de pointe corrigée (KN)

**$Q1$  à  $Q2$**  : courbes de frottement latéral

**$\Delta Q$**  : charge par incréments (KN/m<sup>2</sup>)

**$Qle$**  : charge limite conventionnelle (KN/m<sup>2</sup>)

**Q<sub>ce</sub>** : charge critique de fluage conventionnelle (KN/m<sup>2</sup>)

**Q<sub>add</sub>** : capacité portante admissible (KN/m<sup>2</sup>)

**Q<sub>wp</sub>** : charge supporté par la pointe du pieu (KN)

**Q<sub>ws</sub>** : résistance au frottement du pieu (KN)

**q<sub>ws</sub>** : charge de pointe par unité de surface (KN/m<sup>2</sup>)

**q<sub>0</sub>** : surcharge (KN)

**Q<sub>ce</sub>** : charge critique de fluage (KN)

**R<sub>n</sub>** : rugosité normalisée

**R<sub>p</sub>** : rugosité relative de l'interface

**R<sub>f</sub>** : rapport de frottement

**R<sub>f</sub>** : coefficient à la rupture

**R<sub>int</sub>** : coefficient d'interface

**S** : section de la pointe du pieu (m<sup>2</sup>)

**S** : pénétration du pieu par coup du mouton

**S** : tassement élastique total du pieu (mm)

**S<sub>t</sub>** : déplacement de la tête du pieu (mm)

**S<sub>p</sub>** : déplacement de la pointe du pieu (mm)

**U<sub>x</sub>** : déplacement horizontal (m)

**U<sub>y</sub>** : déplacement vertical (m)

**W<sub>R</sub>** : poids du mouton (KN)

**W<sub>p</sub>** : poids du pieu (KN)

**W** : poids effectif du pieu (KN)

**σ<sub>0</sub>** : la contrainte effective normale moyenne au niveau de la pointe du pieu (KN/ m<sup>2</sup>)

**σ<sub>v</sub>** : contrainte effective verticale à la profondeur (z) (KN/ m<sup>2</sup>)

$\overline{\sigma}_v$  : contrainte effective moyenne pour la longueur d'ancrage

**σ<sub>v</sub>** : contrainte effective à long terme verticale, à l'interface sol-pieu (KN/ m<sup>2</sup>)

**σ<sub>h</sub>** : contrainte effective à long terme horizontale, à l'interface sol-pieu (KN/ m<sup>2</sup>)

$\varphi_R$  : angle de frottement interne ( $^\circ$ )

$\varphi$  : force réduite

$\varphi$  : angle de frottement effectif ( $^\circ$ )

$\nu_s$  : coefficient de poisson

$\nu_{ur}$  : coefficient de poisson en décharge recharge

$\Delta$  : déformation volumique moyenne dans la zone plastique sous la pointe du pieu

$\delta$  : angle de frottement ( interaction) sol-pieu ( $^\circ$ )

$\xi$  : dépend de la distribution de la résistance au frottement dans le puit du pieu

$\lambda$  : indice de compression

$\alpha'$  : coefficient d'adhésion sol-pieu

$\psi$  : angle de dilatance ( $^\circ$ )

### **Unités :**

**mm**: Millimètre.

**cm**: Centimètre.

**m** : Mètre.

**KN/m<sup>2</sup>** : Kilo newton par mètre carré. (KPa : Kilo pascal).

**KN/m<sup>3</sup>** : Kilo newton par mètre cube.

**m/jour** : Mètre par jour.

$^\circ$  : Degré.

**Abréviations :**

**MC** : modèle de Mohr-Coulomb

**HSM** : Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)

**SSM** : Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)

**SSCM** : Modèle pour sols mous avec effets du temps (Soft Soil Creep Model)

**OCR** : le degré de surconsolidation

**POP** : le poids des terres de préconsolidation (Pre Overbuden Pressure)

# ***SOMMAIRE***

**Dedicace**

**Remerciements**

**ملخص**

**Resume**

**Abstract**

**Liste des tableaux**

**Liste des figures**

**Liste des notations et abréviations et unités de mesure**

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux</b> .....	3
I-1 Généralités.....	3
I -1-1- Suivant la nature du matériau constitutif.....	4
I -1-2- Suivant le mode de mise en place des pieux.....	6
I -1-3- Suivant le mode de fonctionnement des pieux.....	10
I-2- Technique d'exécution des pieux.....	11
I-2-1- Pieux préfabriqués.....	11
I-2-2- Pieux exécutés in situ.....	12
I-3- Armature des pieux.....	18
I-4- Bétonnage des pieux.....	20
I-4-1- Bétonnage à sec.....	20
I-4-2- Bétonnage à l'eau.....	20
I-4-3- Outils de bétonnages.....	20
I-5- Choix du type de pieux.....	22
I-6- Comportement des pieux isolés.....	22
I-6-1- Introduction .....	22
I-6-2- Mécanisme de frottement latéral .....	23

I-6-3- Facteurs influent sur le comportement d'un pieu .....	24
I-6-4- Les paramètres influençant la capacité portante d'un pieu isolé.....	30
I-6-5-Mécanisme de rupture d'un pieu sous charges axiales .....	32
I-6-6- Synthèse.....	33
<b>Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés.....</b>	<b>34</b>
II-1- Introduction.....	34
II-2 Méthodes statiques.....	34
II-2-1 Capacité portante de pointe (Qp).....	35
II-3- Méthodes dynamiques.....	42
II-3- 1- Méthode Engineering News Record (E.N.R).....	43
II-3- 2- Méthode des Hollandais.....	43
II-3- 3- Méthode de Crandall.....	44
II-3- 4- Méthode Engineering News Record (E.N.R) modifiée.....	44
II-4- Méthodes pratiques.....	44
II-4-1- La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai au pénétromètre statique .....	45
II-4-2- La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai pressiométrique.....	48
II-4-3- La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai de chargement statique....	52
II-5- Méthode numériques ( la méthode des éléments finis).....	56
II-6- Capacité portante admissible (Qad).....	56
II-7- Calcul des tassements.....	57
II-8- Evaluation du frottement négatif maximal.....	59
II-8-1 Principe de l'évolution du frottement négatif maximal.....	59
II-8-2 Hauteur d'action du frottement négatif.....	61
II-8-3 Valeur du terme $K \tan \delta$ .....	61
II-8-4 Contrainte verticale effective $\sigma'v$ , effet d'accrochage.....	62
II-9- Résistance a l'arrachement d'un pieu .....	64
II-10- Evaluation du flambement d'un pieu.....	66
II-10-1- Méthode de M. Mandel.....	67

<b>Chapitre III : Présentation du code éléments finis PLAXIS</b> .....	69
III-1- Introduction.....	69
III-2- Le logiciel Plaxis.....	69
III-3- Les modèles de comportement intégrés dans Plaxis.....	70
III-3-1- Introduction.....	70
III-3-2- Synthèse .....	81
<b>Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales</b> .....	82
IV-1- Introduction.....	82
IV-2- Saisie des données.....	82
IV-3-Paramètres des matériaux .....	84
IV-4- Maillage.....	87
IV-5- Condition initiales.....	88
IV-6- Première phase de calcul.....	89
IV-7- Premiers résultats.....	91
IV-8- Second chargement .....	98
IV-9- Effet du frottement négatif.....	99
IV-10- Résultats de la phase finale.....	101
IV-11- Synthèse.....	107
<b>Conclusion générale et Recommandations et Perspective</b> .....	108
<b>Références bibliographiques</b> .....	109

# **Introduction générale**

## **Introduction générale :**

### **Problématique :**

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

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

## **Présentation du sujet :**

Dans cette thèse, on utilise une modélisation en **Plaxis** pour étudier le comportement d'un pieu isolé sous charges verticales dans un sol dense sableux.

Il s'agit d'un pieu vertical de 1.5m de diamètre et de 11.5m de longueur fiché dans du sable. L'essai de chargement du pieu est fait par phases au moyen d'un vérin hydraulique Supporté par deux ancrages de réaction qui n'ont pas d'influence sur le déplacement du pieu.

Le comportement du pieu est considéré élastique linéaire impliquant deux paramètres élastiques, à savoir  $E_p$  module de Young et le coefficient de Poisson  $\nu_p$ . Le comportement non-linéaire du sol, on utilisera un modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model (H.S.M)), et on précisera que le sol est (drainé).

Ce travail est divisé en quatre chapitres qui sont organisés comme suite :

**Le chapitre I** : est consacré à Généralités sur les fondations sur pieux.

**Le chapitre II** :qu'a été consacré à Méthodes de calcul des pieux isolés.

**Le chapitre III** :Présentation du code éléments finis PLAXIS.

**Le chapitre VI** :Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales.

# **Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux**

# Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

---

## I-1- Généralités [1]

On présente dans ce chapitre quelques connaissances générales sur les fondations sur des pieux. D'après le D.T.R. BC 2.33.2 (1994), une fondation est considérée comme profonde lorsque  $L/d \geq 6$  et  $L \geq 3m$ , avec  $L$  : longueur du pieu et  $d$  : diamètre du pieu.

Un pieu est une fondation profonde qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de bonne caractéristiques mécaniques pour avoir une bonne résistance du sol, éviter alors la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs acceptables. En général, les pieux traversent une ou plusieurs couches et vont être ancrés dans la couche de bonnes caractéristique mécanique, appelé couche d'ancrage. Les caractéristiques mécaniques de ces matériaux sont plus élevées comparées avec celles des sols. Pour cette raison, le matériau constituant les pieux sont fréquemment considérés comme élastique pour les sollicitations habituelles.

Le comportement de ces matériaux peut être décrit simplement par la loi de Hook Pour dimensionner le pieu on a besoin seulement de 2 paramètres : le module de Young et le Coefficient de Poisson du matériau.

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

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

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

- La charge admissible obtenue par division de la charge ultime de rupture par un coefficient de sécurité.
- La charge correspondant à un déplacement admissible. Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux dépendent de deux facteurs importants : le type de sol où sont placés le pieu et la nature de la charge appliquée sur le pieu (verticale ou horizontale).

On distingue plusieurs types de pieux. Traditionnellement, on classe les pieux :

- Soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ;
- Soit suivant le mode de mise en place des pieux ;
- Soit suivant le mode de fonctionnement des pieux ;

### I-1-1- La nature du matériau constitutif :[2]

#### I-1-1-1- Pieu en Béton :

Les pieux en béton (armé ou précontraint) préfabriqués (figure 1.1 ) ou coulés sur place, sont utilisables pour une grande gamme de charge qui dépend de la géométrie du pieu, de la résistance en compression du béton et des armatures. Le béton a l'avantage d'être utilisable dans les sols corrosifs. Les pieux en béton peuvent se présenter soit d'une seule longueur soit en plusieurs tronçons jointifs ; cette seconde forme facilite de transport et allège les moyens de mise en œuvre. On les utilise sans raccord jusqu'à 15 m dans le cas de pieux en béton armé, jusqu'à 40m dans le cas des pieux en béton précontraints et à des profondeurs supérieures pour des pieux avec des raccords. Ces pieux doivent être préfabriqués sur une aire de stockage qui prend beaucoup de place et ne peuvent être battus, en général, qu'après 28 jours de séchage.



Figure 1.1 Schéma de quelque type des pieux en béton préfabriqués et leur section

#### I-1-1-2- Pieux en Bois :

Les pieux en bois (figure 1.2) sont probablement la plus vieille méthode de renforcement des fondations (figure 1.3). Dans certains pays et pour des cas particuliers, cette méthode est encore appliquée. Les plus grands inconvénients de cette méthode sont la variation de la qualité des pieux en termes de géométrie et de résistance et le risque de détérioration sous la nappe. Pour de faibles charges (inférieures à 500kN), et des longueurs d'ancrage ne dépassant pas 12m, cette méthode est utilisable sous certaines précautions. Les pieux en bois sont souvent utilisés dans le Nord de l'Amérique, en Chine et dans les pays scandinaves. Ils sont souvent utilisés pour des travaux de renforcement temporaires.

La mise en œuvre des pieux se fait par battage ; pour faciliter la pénétration et ne pas endommager les pieux, des précautions particulières doivent être prises : pointe en acier à la base du pieu, bande d'acier autour de la tête du pieu, pré-forage.



Figure - 1.2- Schéma d'un pieu en bois

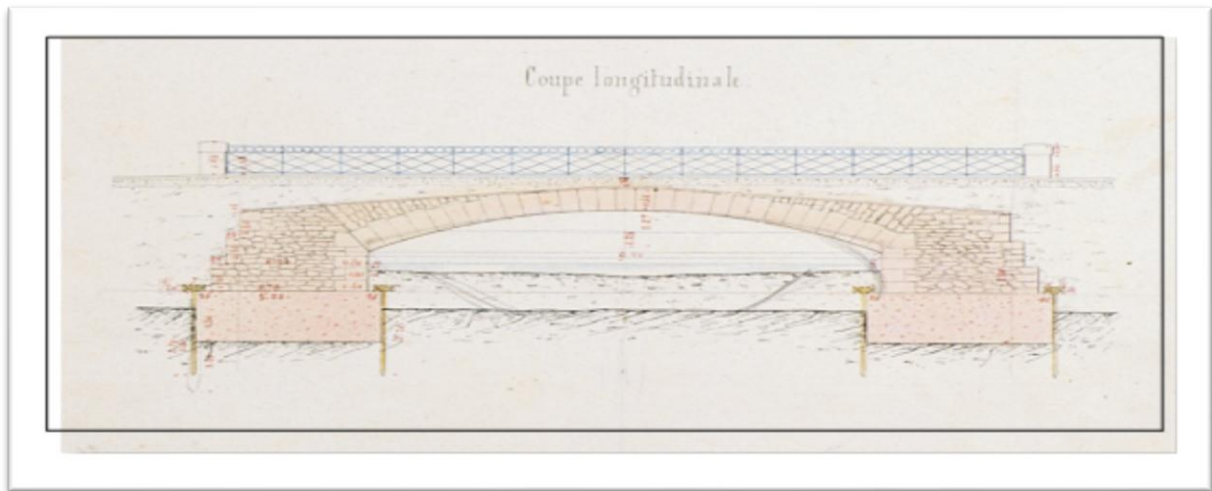


Figure - 1.3- coupe longitudinale d'un pont renforcé par des pieux en bois

### I-1-1-3- pieux métalliques :

Les pieux métalliques préfabriqués sont généralement des profilés en H ou des tubes cylindriques ou de forme quelconques (figure 1.4) qui ne sont pas remplis de béton. Les longueurs usinées vont de 12 à 21 m. À cause des risques de corrosion. Cependant, dans des conditions normales de sols non contaminés, le taux de corrosion reste faible. Chaque pieu peut reprendre une charge comprise entre 350 et 1800 k N.

Les pieux métalliques peuvent être mis en place avec des engins de haute capacité d'enfoncement. Pour une même longueur de pieu, les pieux métalliques sont plus coûteux que les pieux en béton, mais ils ont une plus grande capacité de reprise de charge pour un poids

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

donné, ce qui peut réduire les coûts de mise en œuvre. Les types de pieux métalliques les plus employés sont :

- les pieux tubulaires ;
- les profilés H (pieux H);

Les profilés en H génèrent un faible déplacement de sol.

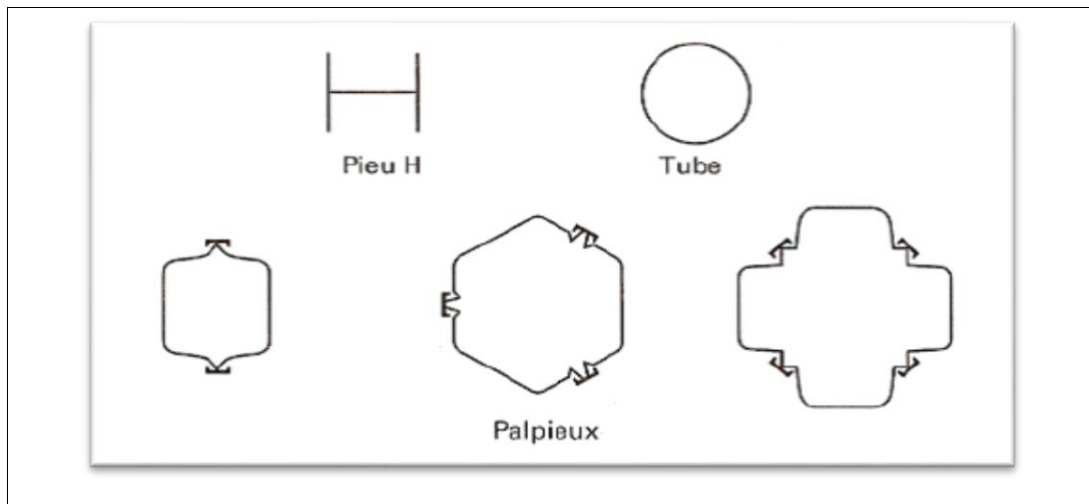


Figure -1.4- Schéma de quelques formes des pieux métalliques

### I-1-2- Suivant le mode de mise en place des pieux :

#### I-1-2-1- Pieux refoulant le sol à la mise en place :

Sont les pieux dont la mise en place provoque un refoulement de sol

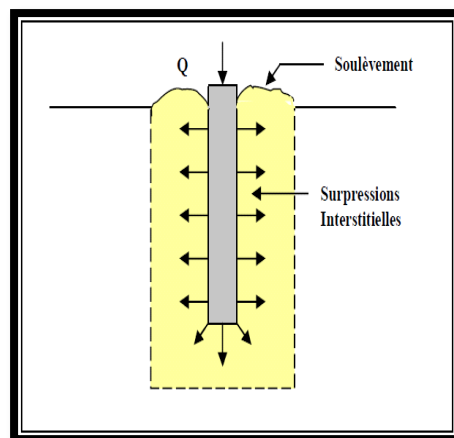


Figure - 1.5 - Schéma d'un pieu refoulant le sol à la mise en place dans un milieu cohérent

#### I-1-2-1-1- Pieux préfabriqués (en béton armé, précontraint ou en acier) :

Les pieux préfabriqués en béton armé ou en précontraint sont enfoncés dans le sol, soit par battage, soit par pression, rotation, lançage ou vibration. Leur section est en général constante, mais elle est quelquefois élargie à la base. Ils peuvent être creux, ou évidés, ou à vis.

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

---

Pendant le battage, ces pieux sont soumis à des efforts considérables, ils doivent être réalisés avec du béton de très haute qualité. Ils nécessitent, à partir d'une certaine longueur, une armature de flexion importante pour permettre leur bardage. D'une manière courante les pieux métalliques sont battus à l'aide d'un mandrin de même forme. Et les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

### **a . Pieu préfabriqué battu :**

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

### **b. Pieu en métal battu :**

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont :

- en forme de H ;
- en forme d'anneau (tube) ;
- en forme quelconque (pal pieux), obtenues par soudage de palplanches.

### **c. Pieu en béton foncé :**

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqué, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

### **d. Pieu en métal foncé :**

Ces pieux, entièrement métallique, sont constitués d'acier E24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

### **e. Pieu battu pilonné :**

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

### **f. Pieu battu moulé :**

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

### **g. Pieu battu enrobé :**

Ce pieu à âme métallique (acier E24-2) est constitué :

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

- de tube d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
- de profilés H ;
- de caissons formés de profils ou de palplanches à 2,3 ou 4 éléments.

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

### **h. Pieu tubulaire précontraint :**

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur, leur épaisseur est voisine de 0,15 m. des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont menés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte.

### **i. Pieu vissé moulé :**

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

### **I-1-2-2- Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place :**

Sont les pieux dont la mise en place ne provoque pas un refoulement de sol

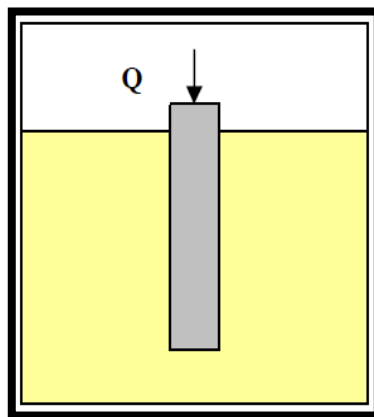


Figure - 1.6 - Schéma d'un pieu ne refoulant pas le sol à la mise en place

### **I-1-2-2-1- Pieux exécutés in situ :**

On distingue essentiellement les pieux forés sans tubage, et les pieux forés à l'abri d'un tube de travail (pieux forés avec tubage).

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

---

### **a-les forés sans tubage pieux :**

Lorsque les conditions le permettent (mais ce cas se présente rarement), on peut exécuter les forages à sec ou sous eau claire. Il faut, bien évidemment, que le sol traversé soit très cohérent pour que les parois du forage soient auto-stables. Mais dans le cas général, le soutènement des parois du forage est assuré par une boue à base de bentonite. Le forage à la boue n'est envisageable que si l'on ne risque pas de pertes brutales de la boue, comme, par exemple, dans les terrains calcaires ou gypseux dans lesquels on peut rencontrer des poches de dissolution. Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

#### ● *Pieu foré simple :*

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens Mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de paroi, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

#### ● *Pieu tarière creuse :*

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

On distingue trois types de matériel :

- Type 1: la tarière creuse continue sans enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage.
- Type 2 : la tarière creuse continue avec enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité de béton).
- Type3 : la tarière de type 2 équipée d'un tube de bétonnage télescopique rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de bétonnage (pieux star sol).

#### ● *Pieu foré à la boue :*

Mis en place à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que la tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

### **b- les pieux forés avec tubage :**

Lorsque le soutènement des parois du forage ne peut être assuré à l'aide de boue, on exécute le forage à l'intérieur d'un tube de travail (tube circulaire de forte épaisseur) qui est battu, ou bien vibrofoncé, ou encore, dans certains procédés particuliers, foncé par louvoisement. Le forage sous tubage est souvent employé en site aquatique, et lorsque l'on doit traverser

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

des couches dures ou le tube permet de guider l'outil de forage. Et le type des pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

- **Pieu foré tubé :**

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

### I-1-3- Suivant le mode de fonctionnement des pieux :

#### I-1-3-1- pieux flottants :

##### a- Dans un sol à gros grains, très perméable :

Lors du battage, le pieu refoule et compacte le terrain. Au voisinage du pieu la porosité et la compressibilité du sol est réduite, de ce fait le frottement latéral sur le pieu est augmenté. Ces pieux transmettant d'ailleurs la plus grande partie des charges par l'intermédiaire du frottement latéral, c'est pourquoi on les appelle des pieux flottants.

##### b- Dans un sol à grains fins de faible perméabilité :

Ces pieux se comportent comme les précédents mais ne compactent pas le sol de façon appréciable.

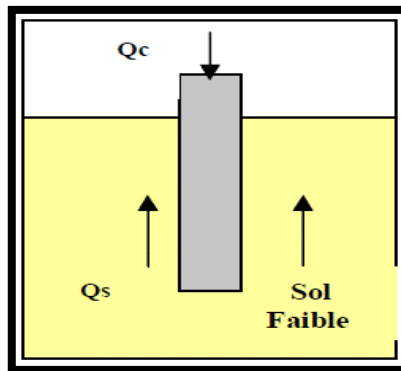


Figure -1.7- Schéma d'un pieu flottant

#### I-1-3-2- pieux chargés en pointe :

Ils reportent pratiquement toutes les charges sur une couche résistante située à une profondeur importante au-dessous de la construction.

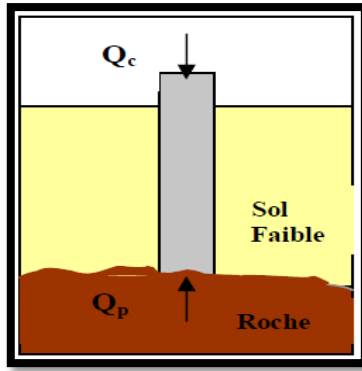


Figure -1.8- Schéma d'un pieu chargé en pointe

### I-2- Techniques d'exécution des pieux :

#### I-2-1- Pieux préfabriqués :

Les principaux procédés de mise en œuvre sont le battage, et dans une moindre mesure, le vibrofonçage, le vérinage et le vissage.

-Le battage est un procédé très ancien qui consiste à foncer, par percussion, un élément préfabriqué dans le sol. Le battage proprement dit est effectué à l'aide d'un mouton diesel qui coulisse sur un mat et dont la cadence de frappe se situe généralement entre 40 et 60 coups par minute. Le poids des moutons varie de 10 à 100KN et l'énergie de battage varie de 30 à 160MNm. Le battage est une technique de fonçage relativement économique dans les terrains peu compacts ou compressible, " propre " et rapide, mais bruyante et de performances très médiocres dès que l'on cherche à traverser des couches dures même de faible épaisseur. Et les machines généralement de battage sont les sonnettes (figure 1.9).

-Le vibrofonçage (figure 1.10), est un procédé consistant à fixer, sur le système à foncer, un vibrofonçeur constitué de moteurs hydrauliques ou électriques entraînant des balourds excentrés et un système oscillant. Le poids du vibrofonçeur, sa puissance et la fréquence de vibration est choisie en fonction des terrains à traverser, et du poids et des dimensions de l'élément à vibrer. Le vibrofonçage est une technique très rapide et spectaculaire, mais présente les mêmes avantages et inconvénients que le battage. De plus, le vibrofonçage au voisinage de constructions existantes peut les endommager.

-Le vérinage et le vissage, constituent une technologie belge. L'intérêt de cette technique, est dû à la possibilité d'une mise en œuvre rapide des pieux vissés (figure 1.11) sans vibration et avec faible niveau de bruit. Ces derniers aspects jouent un rôle très important surtout dans les zones d'habitat dense et les zones fortement urbanisées.

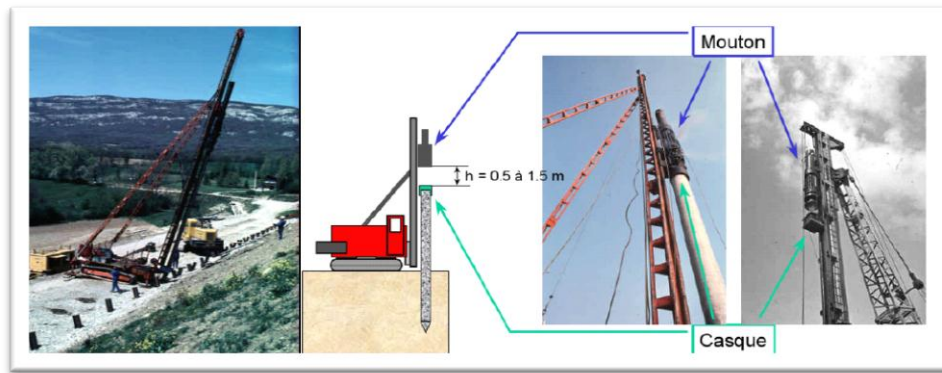


Figure - 1.9- Schéma d'une sonnette de battage



Figure - 1.10- Schéma d'un vibrofonçeur



Figure -1.11- Schéma de quelque type des pieux vissés

### I-2-2-Pieux exécutés in situ :

Contrairement aux précédents, ces pieux sont réalisés par extraction du sol à l'aide d'un procédé quelconque, puis par mise en place d'une cage d'armatures préfabriquée et bétonnage

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

de l'excavation ainsi réalisée. Le choix entre l'utilisation de pieux forés avec tubage et les pieux forés sans tubage (forés simple) dépend de la cohésion du sol et de la position de la nappe :

- le procédé du pieu foré avec tubage est utilisé dans un sol ne permettant pas de réaliser un forage sans "coffrage temporaire", il consiste à réaliser un pieu foré à l'intérieur d'un tube préalablement inséré dans le sol.

- le procédé du pieu foré sans tubage est utilisé dans un sol cohérent et hors nappe, il consiste à forer le sol, puis à mettre en place dans le forage le ferrailage et le béton (gravitairement). Et les principaux procédés de mise en œuvre pour les pieux forés avec tubage et les pieux forés sans tubage sont :

### I-2-2-1- Les pieux forés sans tubage :

Pratiquement tous les types d'outils de forage (tarières, bennes, trépan, grappins,...) (figure 1.12), s'accommodent de la présence de la boue, mais ils doivent être guidés en tête pour assurer la rectitude du forage (on les monte généralement sur une poutre métallique appelée "KELLY", maintenue par une grue. La figure 1.13 présente les principales phases d'exécution d'un pieu foré à la boue.

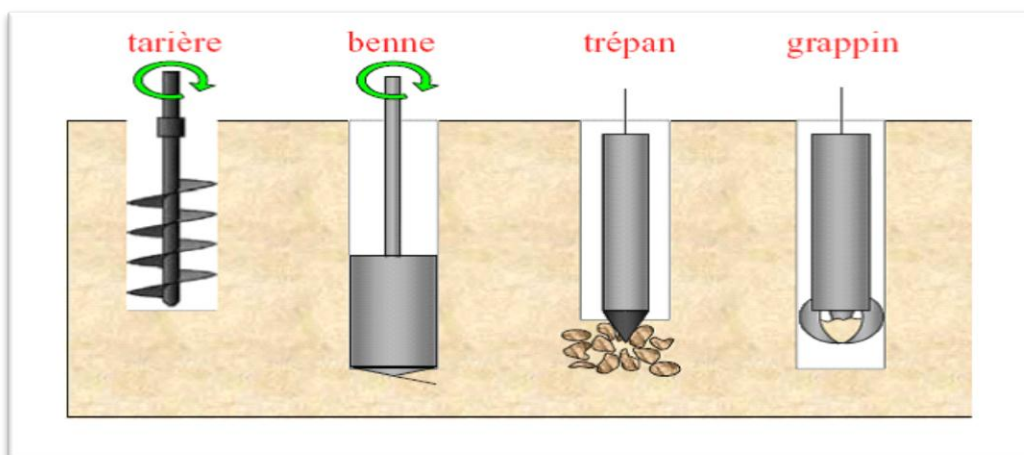


Figure - 1.12 - Schéma de quelques types d'outils de forage

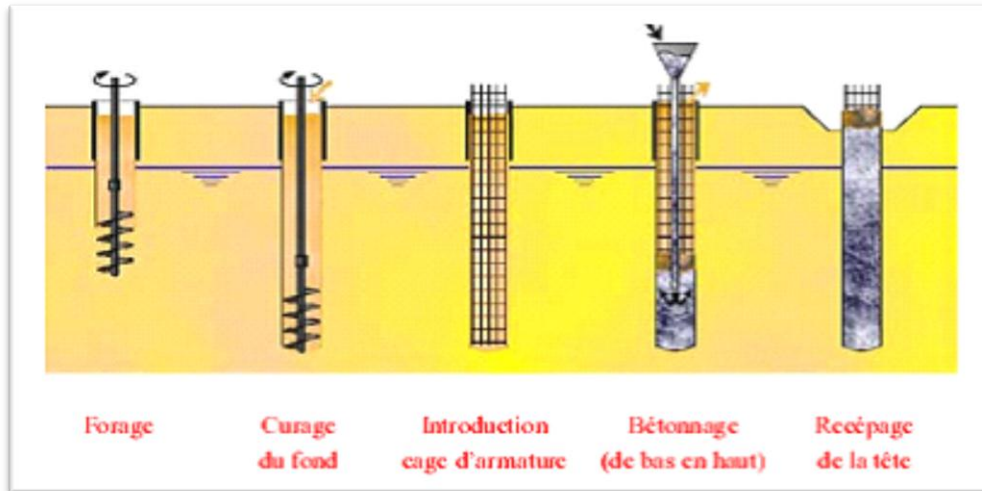


Figure - 1.13- les phases d'exécution d'un pieu foré à la boue

Et les outils de forage les plus employés pour l'exécution des pieux forés sont :

### a-La tarière creuse :

La tarière creuse (figure 1.14), permet d'exécuter des forages dont le diamètre va de 0,80 à 2,50 m assez couramment, en site terrestre et dans des sols meubles et cohérents, la tarière est également un excellent outil de forage, et le procédé des pieux forés à la tarière creuse (figure 1.15) se caractérise par le forage du sol à l'aide d'une tarière jusqu'à la profondeur souhaitée, puis par l'injection du béton sous pression par l'axe de l'outil tout en remontant celui-ci. La cage d'armature est mise en place par vibreur. Les foreuses sont équipées en général d'un système d'enregistrement numérique des paramètres de forage (vitesse d'avancement, vitesse de rotation) et de bétonnage (pression d'injection, débit, vitesse de remontée).



Figure -1.14- Schéma de la tarière creuse

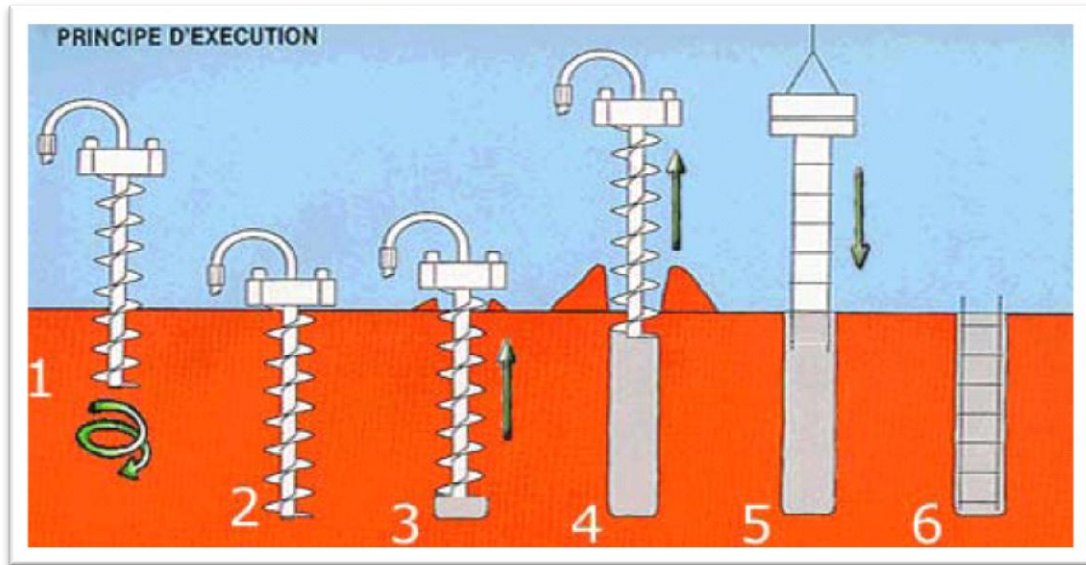


Figure - 1.15- Schéma de principe du procédé d'un pieu foré à la tarière creuse

### b-La Super Tarière Soletanche Bachy :

La Super Tarière Soletanche Bachy (figure 1.16), renouvelle la technique d'exécution des pieux forés (figure 1.17). Une tête de rotation puissante, mue par un moteur hydraulique compact, entraîne simultanément une tarière creuse et un tube plongeur. La tarière et le tube sont munis d'outils de coupe du terrain à leur base. L'ensemble est vissé dans le sol à forte cadence, avec la possibilité d'ancrage dans des couches dures ou mi-dures. Le système de bétonnage, par deux lumières latérales situées à la base du tube plongeur, cumule les avantages du bétonnage classique à la colonne et du bétonnage sous pression. En permanence, le volume et la pression du béton sont contrôlés. Un dispositif dégage automatiquement les déblais au fût et à mesure de la remontée de la tarière. Des cages d'armatures complètes peuvent être mises en place après la fin du bétonnage



Figure -1.16 - Schéma de la tarière Soletanche Bachy

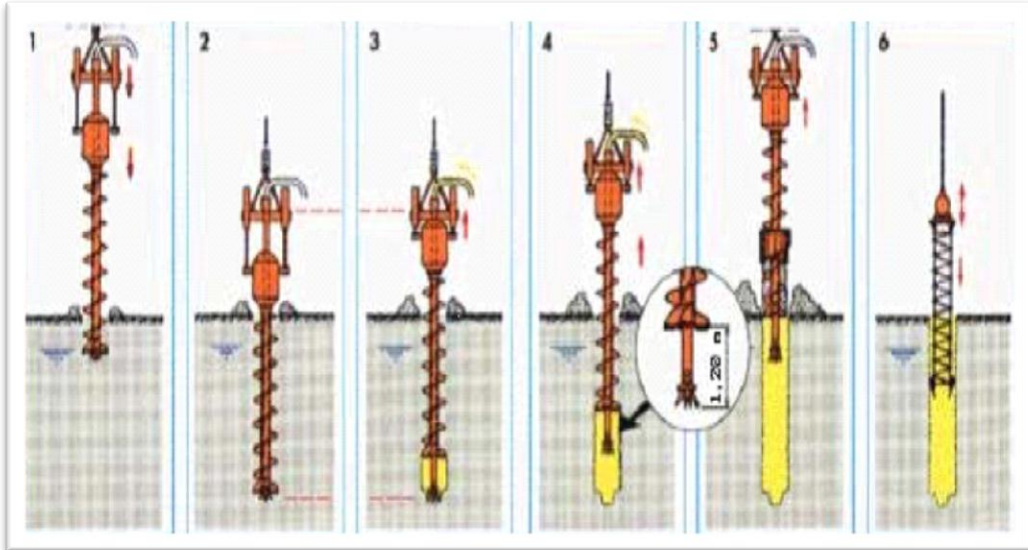


Figure - 1.17- Schéma de principe du procédé d'un pieu foré à la Tarière Soletanche Bachy

Les caractéristiques d'exécution et les contrôles qualité que subit un pieu foré à la Tarière Soletanche Bachy (Figure 1.18) sont faits par un appareil spécial (ENBESOL) qui saisit et gère, en temps réel, les indications de 4 capteurs qui donnent la vitesse d'avance et le couple de rotation pendant le forage ainsi que la pression et le volume de béton pendant la remontée de l'outil.

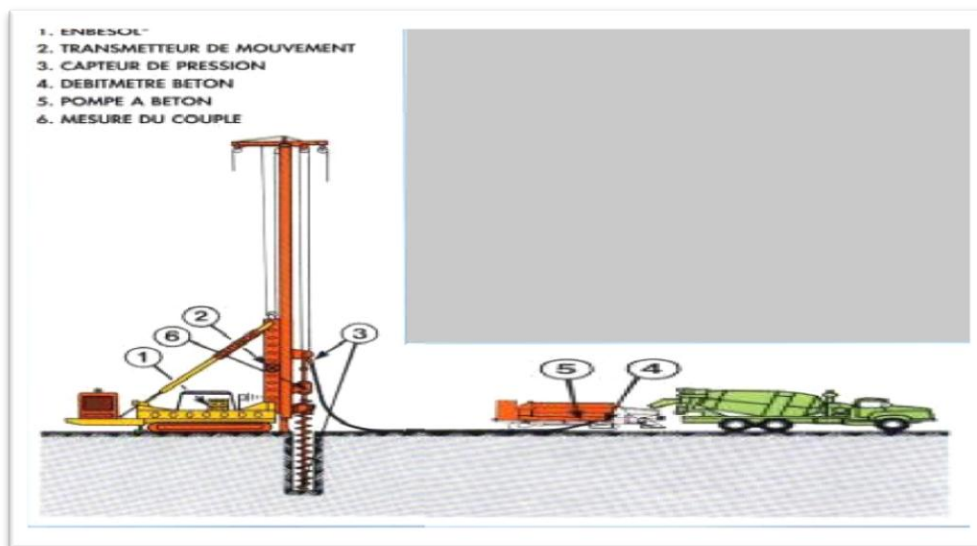


Figure - 1.18 - Schéma de principe de l'instrumentation du procédé des pieux forés à la Tarière Soletanche Bachy

### I-2-2-2- Les pieux forés avec tubage :

En général le procédé le plus employé pour l'exécution d'un pieu foré avec tubage (figure 1.19), est le battage à l'aide d'une sonnette à mouton sec hydraulique ou diesel d'un tube

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

bouchonné jusqu'à une cote prédéterminée. Le ferrailage et le bétonnage gravitaire se fait à l'abri du tube, le tube est récupéré, on le retire au fur et à mesure du bétonnage du pieu (figure 1.20). Parfois on laisse en place pour des raisons de résistance mécanique (fondations soumises à des chocs de bateaux), ou de résistance à l'abrasion de courants (notamment en site affouillable, on laisse souvent en place un tube sur la partie susceptible d'être dégagée par l'affouillement). Compte tenu des difficultés de fonçage et de récupération du tube dès que le sol est un peu cohérent, les pieux forés avec tubage sont envisagés pour des longueurs ne dépassant pas la vingtaine de mètres, et leur diamètre n'excède guère 1.20m. Les pieux forés tubés nécessitent des moyens puissants.



(a)



(b)

Figure -1.19 - a et b - Schéma de principe du procédé des pieux forés tubés

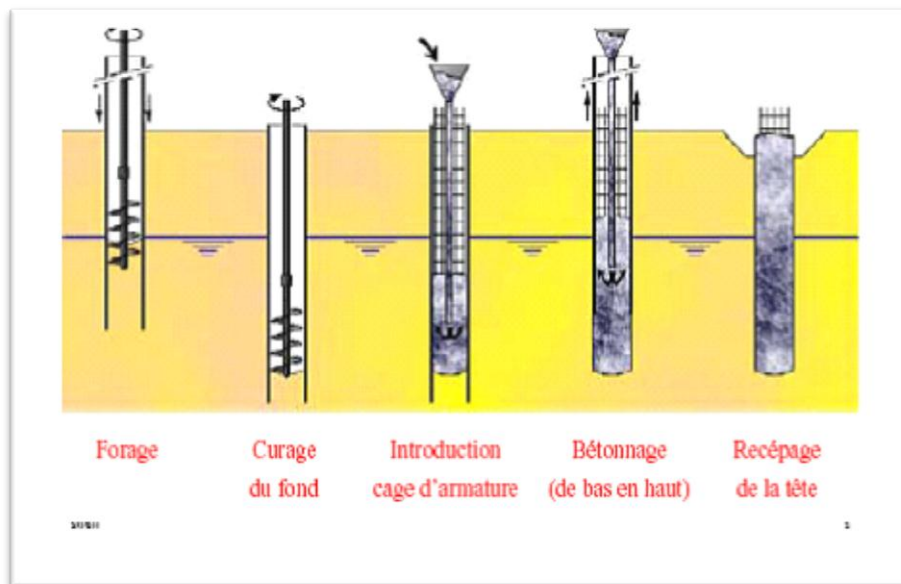


Figure -1.20 - Schéma présente les phases d'exécution d'un pieu foré tubé

### I-3- Armatures des pieux :

Les armatures nécessaires pour assurer la stabilité des pieux sont évidemment disposées dans les organes préfabriqués (pieux préfabriqués) (figure 1.21), avec les pieux forés (figure 1.22), il est facile de descendre dans le forage arrêté à sa cote définitive, une cage d'armatures, proportionnée aux efforts résultant du calcul. Cage comporte essentiellement des fers longitudinaux maintenus par une hélice en  $\varnothing 6$  ou  $8$ . Quelquefois. L'essentiel est de ne pas faire ainsi des mailles trop petites, si non le béton passe trop mal. Pour indiquer des chiffres faciles à retenir, disons qu'une maille libre de  $10 \times 10$  cm est la limite extrême au-dessous de laquelle il ne faut absolument pas descendre. On risque même avec elle d'avoir des malfaçons.

Lorsque les pieux ne supportent que des charges axiales, l'armature est tout à fait inutile. Le diamètre réel du pieu n'est pas connu avec précision après bétonnage ; il est donc vraiment superflu de vouloir ajouter quelques pour cent supplémentaires à la section théorique en mettant des armatures. On peut même affirmer que, dans ce cas-là, les armatures sont nuisibles. En effet, la frette en spirale répond très rarement aux conditions nécessaires pour que les armatures ne flambent pas, en voulant donc augmenter la sécurité, on prévoit des organes qui commence par désorganiser le béton, c'est-à-dire le matériau qui doit résister à la compression pure, on ne dispose, en général, que quelque armatures de liaison piquées dans le béton après achèvement du pieu, ces armatures sont largement suffisantes pour assurer la liaison pieu-longrine. Lorsque le pieu doit résister à des moments fléchissant, il faut des armatures. Mais ce cas ne doit se produire que pour des pieux traversent des couches molles susceptibles de fluer sous l'action

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

des charges qu'elles supportent, il faut toujours prévoir une armature, ne serait ce que pour maintenir au contact les morceaux provoqués par une flèche du pieu trop importante. Les moments fléchissant exercés en tête du pieu sont sensiblement annulés vers 5 à 7 m de profondeur par suite des réactions horizontales du sol. Seulement il est très difficile, pratiquement parlant, de mettre simplement des armatures sur cette hauteur. Il vaut mieux alors armer le pieu sur toute sa hauteur.

Malgré les cales que l'on peut prévoir, la cage d'armatures flambe avant le bétonnage. La position des fers n'est donc jamais connue avec précision et il faut bien se garder de la comparer avec celle obtenue en superstructure. On doit en tenir compte dans le calcul, en prenant un coefficient de sécurité élevé. Il est, en effet, économiquement impossible de soutenir la cage à son extrémité supérieure pendant le bétonnage, c'est-à-dire pendant l'extraction du tube de revêtement.



Figure -1.21- Schéma de ferrailage d'un type des pieux préfabriqués



Figure -1.22- Schéma de ferrailage d'un pieu foré avec un tubage

### I-4- Bétonnage des pieux :

On distingue deux types de bétonnage des pieux :

#### I-4-1- Bétonnage à sec :

Lorsque le forage est parfaitement sec, soit qu'il n'y ait pas d'eau dans le terrain, on peut faire le bétonnage en déversant le béton à partir de la surface du sol. Pour que cette méthode donne des résultats acceptables, malgré une ségrégation plus ou moins importante du béton, il faut utiliser un béton sec et le damer fortement avec un pilon spécial.

Ce procédé convient pour un pieu non armé lorsque le pilon à une section voisine de celle du tube. Dans le cas contraire, la ségrégation aide, des bouchons risquent de se former en s'accrochant aux armatures, et leur enfoncement avec le pilon se fait en provoquant le flambage de celles-ci, si non le pieu est interrompu. Ce procédé est donc très délicat à utiliser, quand il y a des armatures.

#### I-4-2- Bétonnage à l'eau :

S'il y a de l'eau dans le forage, la méthode élémentaire consiste à déverser depuis le haut le mélange sec d'agrégats et de ciment. Le gâchage se fait tout seul lors de la descente dans l'eau. Le plus curieux c'est que ce procédé ahurissant ne donne pas des résultats catastrophiques. Il vaut tout de même mieux ne pas l'utiliser pour des pieux lourdement chargés.

#### I-4-3- Outils de bétonnages :

Le bétonnage se fait couramment :

**a- à la benne à fond ouvrant ;**

**b- ou au tube plongeur.**

- *à la benne à fond ouvrant (figure 1.23) :*

Faut-il avoir des bennes à fond ouvrant automatique, s'ouvrant automatique, c'est-à-dire s'ouvrant lorsque la benne arrive dans le béton déjà en place, ou au contraire des bennes à ouverture manuelle. Les avis sont partagés. La commande manuelle permet l'ouverture à n'importe quel moment. Quand à la commande automatique, elle fonctionne tout seul si la benne arrive trop vite au contact de l'eau. Avec l'un et l'autre système, on risque, si le spécialiste n'est pas très consciencieux, de voir le béton traverser plusieurs mètres d'eau avant de venir s'arrêter sur celui déjà en place. Il est inutile de préciser que dans ces conditions le béton n'est pas fameux. Et ceci sans parler du bétonnage fait en actionnant correctement une benne descendue trop vite. Si celle-ci n'est pas munie d'un couvercle, les remous délavent complètement la partie supérieure du béton. De très nombreux pieux moulés dans le sol sont bétonnés de cette manière. Quand on a la curiosité d'aller voir le résultat, on ne peut que constater des malfaçons plus au

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

moins grave. Fort heureusement, il en faut de très graves pour que les pieux ne jouent pas leur rôle.



Figure -1.23- Schéma de bétonnage d'un pieu à la benne à fond ouvrant

- *au tube plongeur (figure 1.24) :*

Devant la difficulté d'obtenir un béton satisfaisant mis en place avec des bennes, on a depuis longtemps préféré le bétonnage au tube plongeur. Celui-ci consiste à faire arriver le béton par un tube de petit diamètre : 100 à 200 mm par exemple, descendu jusqu'au bas du forage. L'amorçage se fait avec une boule de mortier plastique chassée par le premier béton introduit dans le tube. La chasse provoquée par le béton s'écoulant à la base du tube-plongeur est très importante. C'est elle qui en réalité achève le nettoyage du fond du trou et évite de bétonner le pieu sur un matelas de sédiments compressibles comme cela arrive avec les bennes. Le premier béton est chassé vers le haut par les gâchées suivantes arrivant au-dessous.

C'est donc lui seul qui est susceptible d'être délavé. Quand il apparaît à la surface, on l'enlève.



Figure -1.24-Schéma de bétonnage d'un pieu au tube plongeur

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

---

### I-5- Choix du type de pieux :

-Avec les pieux moulés il n'est pas nécessaire, comme avec les pieux battus en béton, d'attendre quelques jours avant leur mise en œuvre pour que la résistance au battage et au choc du mouton soit suffisante. Le béton durcit dans le sol même, après avoir épousé toutes les aspérités des parois de forage. La résistance au frottement du fût en est améliorée. En outre, le chantier peut commencer très rapidement.

-L'évaluation préliminaire d'une longueur de pieux aussi précise que possible est inutile, alors qu'avec des pieux préfabriqués elle est indispensable économiquement parlant. Les pieux forés s'adaptent automatiquement à toutes les irrégularités de profondeur de la couche portante et si les pieux doivent être très longs, on n'a pas besoin de sonnettes gigantesque.

Les entures sont également inutiles. C'est ainsi que des pieux de 60 à 70 m de long ont été assez facilement réalisés.

-Les blocs ou les couches dures, trop minces pour servir d'appui, sont facilement traversés avec des pieux forés, alors qu'ils s'arrêtent où provoque la rupture des pieux battus. De plus, une couche résistante de faible épaisseur peut parfaitement supporter la charge d'un pieu isolé et être poinçonnée par celle d'un groupe de pieux. Il est alors indispensable de la traverser, ce qui n'est possible qu'avec les pieux forés.

-Au voisinage de vieilles constructions, il vaut mieux éviter les pieux battus, car les vibrations provoquées par le choc du mouton sont très nettement supérieures à celles que peut produire l'exécution d'un pieu foré.

-La possibilité de donner aux pieux forés de très grandes sections leur permettant de supporter des charges de 2000 à 3000 tonnes, a nettement étendu le domaine de l'utilisation de ce type de pieu. C'est ainsi que pour des bâtiments industriels très lourdement chargés.

### I-6- Comportement des pieux isolés :

#### I-6-1- Introduction :

Les pieux se différencient des fondations superficielles essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur leur paroi. Ce frottement latéral peut exister sur la totalité de la paroi. Ou seulement sur une partie si certaines couches de sol n'ont pas la résistance suffisante pour générer ce frottement (figure 1.25).

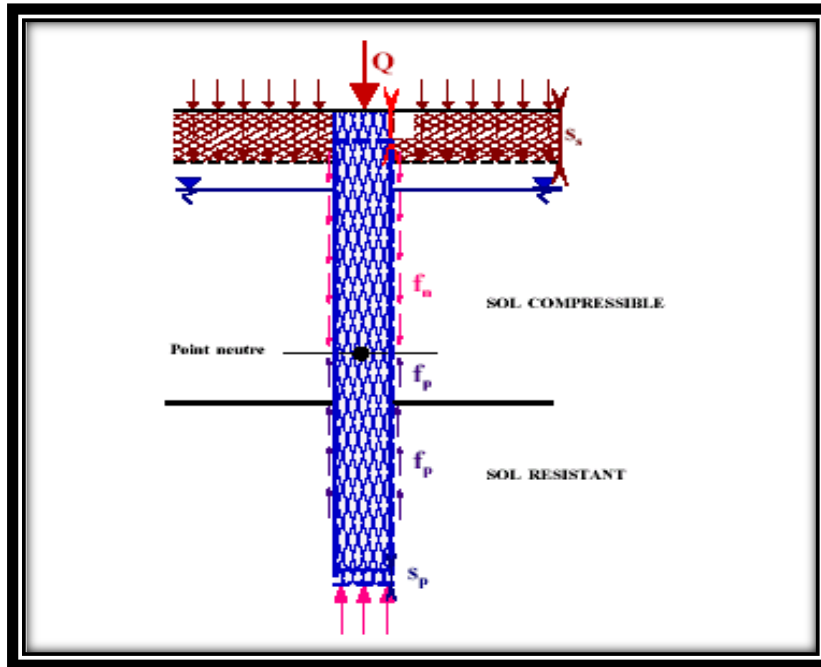


Figure -1.25 - Mécanisme du frottement latéral positif et négatif

### I-6-2- Mécanisme de frottement latéral :

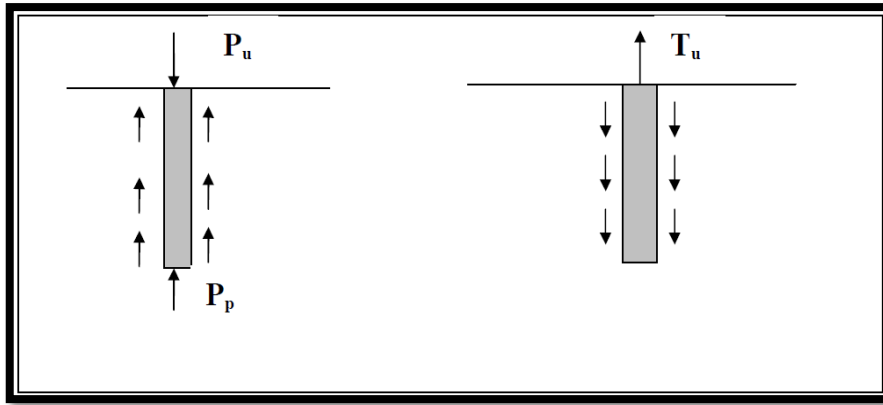
Le frottement latéral qui se développe le long du fût dépend fortement du type de pieu (matériau constitutif et aspect de l'interface, technique de mise en place), et il provient :

- du cisaillement causé par le transfert au sol d'une partie de la charge appliquée au pieu.

Le frottement est positif lorsque le pieu est sollicité en compression et négatif lorsqu'il est sollicité en traction (figure 1.26).

Les observations expérimentales montrent que le frottement latéral est un phénomène très localisé autour du fût d'un pieu. En particulier, dans le cas des sols pulvérulents, les déformations de cisaillement du sol sont concentrées dans une étroite bande de sol d'épaisseur très faible, d'environ 10 fois le diamètre moyen des grains.

Les expérimentations indiquent également que le frottement latéral augmente approximativement de façon linéaire avec la profondeur jusqu'à 10 fois, voire 20 fois le diamètre du pieu. Au-delà, le frottement latéral est à peu près constant.



-a- compression

-b- arrachement

Figure -1.26 - Mécanisme du frottement latéral dans le cas d'un pieu isolé

### a- Cas particulier du frottement négatif :

Le frottement négatif (figure 1.27) se développe lorsqu'un pieu est battu dans un massif de sol qui tasse plus que le pieu. Trois causes principales sont souvent à l'origine de ce phénomène : le tassement du sol sous son poids propre, l'effet d'un rabattement de la nappe ou encore l'effet d'une surcharge en surface (remblai, bâtiment, stockage de matériaux, etc.).

Le principal effet du frottement négatif est donc d'augmenter la charge axiale dans le pieu et d'accroître le tassement du pieu. Ce phénomène peut causer de graves désordres dans les structures supportées par les pieux, entraîner la rupture du sol sous la pointe. Ces effets sont plus importants pour les pieux chargés en pointe que pour les pieux flottants.

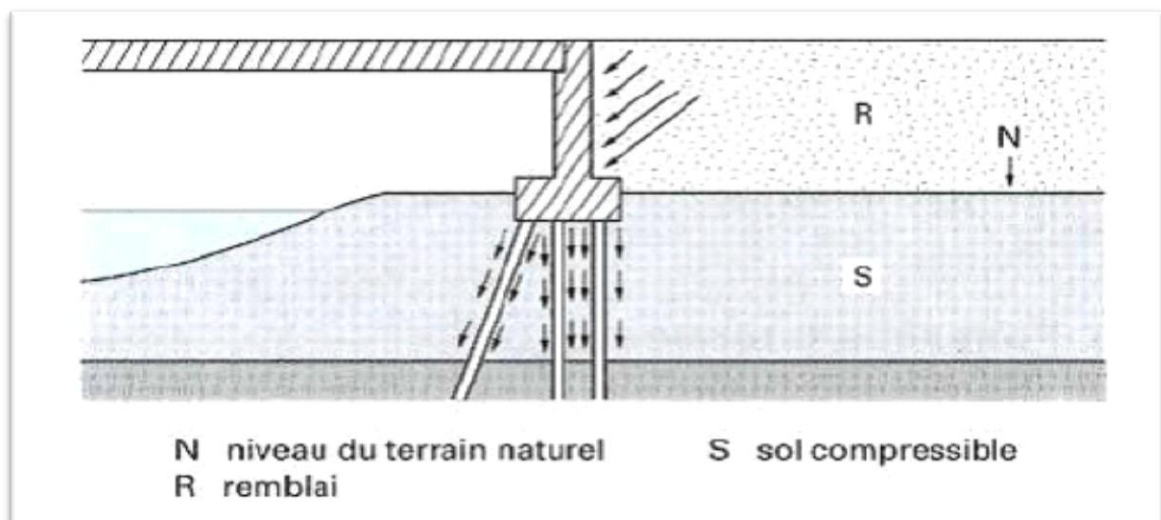


Figure -1.27 - présente le phénomène du frottement négatif (sous l'effet d'un remblai en surface)

### I-6-3- Facteurs influant sur le comportement d'un pieu :

Le comportement des pieux est généralement lié aux facteurs suivants :

### I-6-3-1- L'état de surface du pieu :

L'état de surface de la structure influe énormément sur le comportement de l'interface. La plupart des auteurs utilisent le concept de rugosité normalisée définie par :  $R_n = \frac{R_{\max}(L=D_{50})}{D_{50}}$  où le terme  $R_{\max}$  est défini par Uesugi et Kishida (1986) comme étant la profondeur des aspérités sur une longueur  $L$  égale à  $D_{50}$  ( $D_{50}$  est le diamètre moyen des grains (mm)). Unterreiner (1994) a classé les surfaces des structures suivant l'échelle de rugosité notée  $R_p$ . L'interface est dite lisse lorsque  $R_p \approx 0$  ; elle est rugueuse pour  $\frac{D_{50}}{10} < R_p < \frac{D_{50}}{2}$  et très rugueuse quand  $R_p > D_{50}$   $R_p$  étant la différence entre le point le plus bas et le point le plus haut sur une surface de 2,5 mm de long.

Par ailleurs, Navayogarahaj et al. (1992) ont défini la rugosité relative de l'interface qui varie entre 0 et 1 par analogie à la densité relative d'un sol. Ce paramètre est défini par le rapport entre la rugosité normalisée et la rugosité normalisée critique (Hassan 1995 ; Paikowsky et al. 1995 ; Reddy et al. 2000 ; Dove et Jarrett 2002). Si la rugosité normalisée augmente, la valeur du pic ainsi que la valeur résiduelle de la résistance au cisaillement deviennent plus importantes. De plus, Hu et Pu (2004) ont montré qu'il existe deux modes de rupture dus à la différence de rugosité : un mode élastique parfaitement plastique quand  $R_n < 0,1$  (interface lisse) et un mode avec pic et radoucissement quand  $R_n > 0,1$  (interface rugueuse) (Figure 1.28). Dans le cas d'un sable dense, l'enchevêtrement entre les grains et les aspérités du pieu confèrent une résistance supplémentaire par rapport à l'interface lisse, phénomène expliqué aussi par Schlosser et Guilloux (1981). En ce qui concerne les déformations volumiques, la plupart des observations expérimentales ont montré que plus la structure est rugueuse, plus les variations volumiques sont importantes (Hoteit 1990 ; Boutrif 1993 ; Hassan 1995 ; Fakharian et Evgin 1996 ; Lerat 1996 ; Dumitrescu 2005). De plus, un comportement essentiellement contractant est observé pour l'interface lisse et contractant-dilatant pour l'interface rugueuse. La contractance maximale est plus importante pour l'interface lisse.

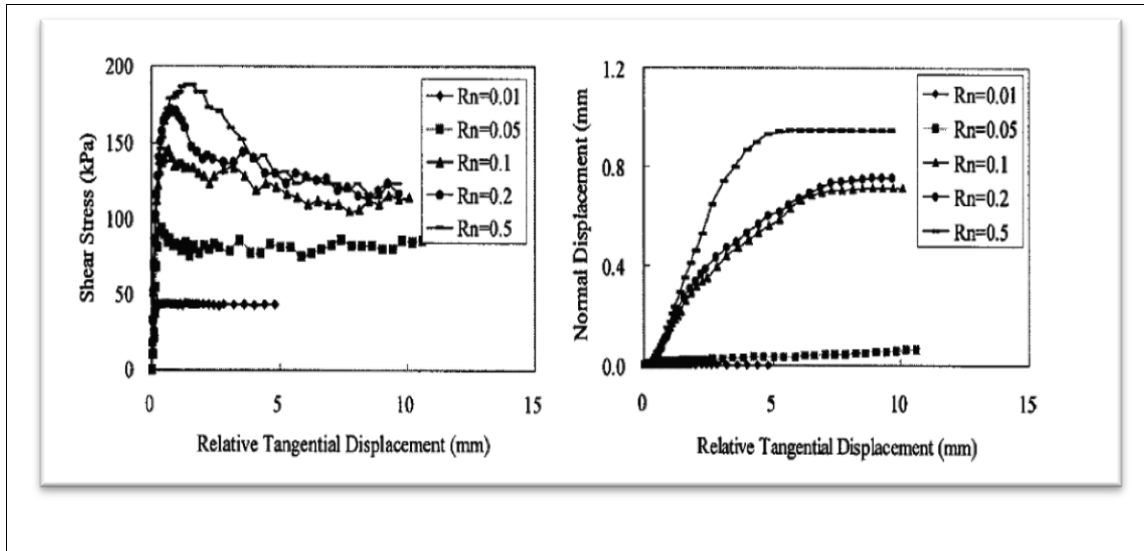


Figure -1.28 - influence de la rugosité sur le comportement de l'interface sable-dense-acier ( Hu et Pu 2004)

### I-6-3-1-2- La méthode d'installation des pieux :

La méthode d'installation d'un pieu (fonçage, battage, forage puis moulage en place, etc.), peut avoir un effet très important au voisinage du pieu (déformations, déplacement, densification) et sur la réponse mécanique du pieu (capacité portante). L'impossibilité de visualisations en grandeur nature a orienté les travaux de recherche dans ce domaine vers des visualisations en laboratoire sur modèles réduits.

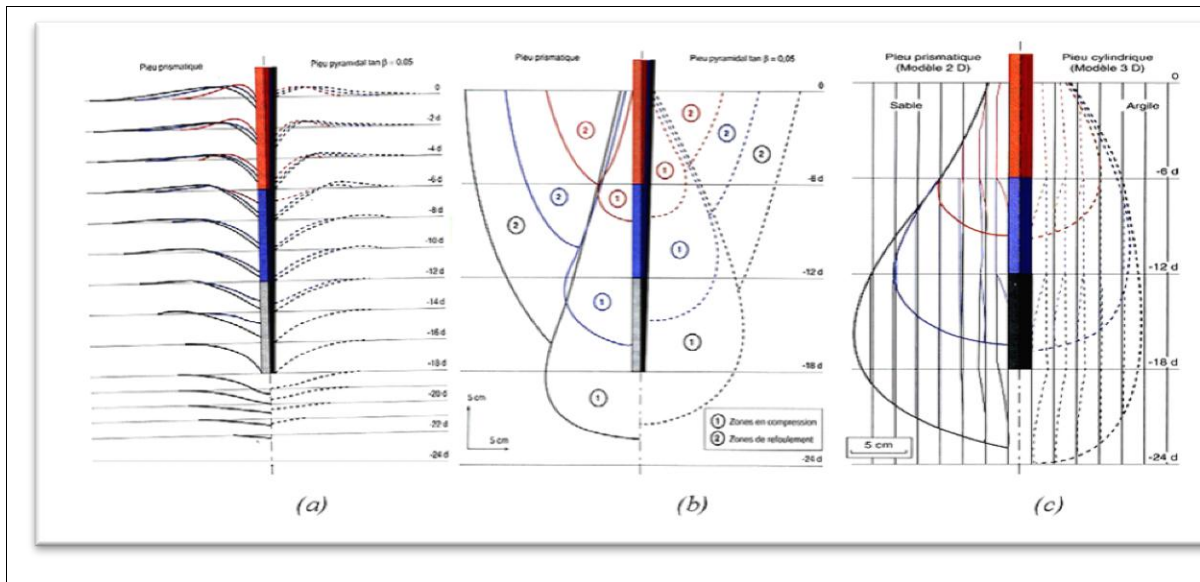
Lors du fonçage de pieux modèles dans un sol pulvérulent, plusieurs auteurs ont affirmé que la zone d'influence autour du modèle augmente avec la densité (Vesic 1977; Sid Ahmed 1989). Par ailleurs, d'autres auteurs ont aussi remarqué en plus des déplacements importants et du compactage du sol pulvérulent en dessous de la pointe, des déplacements du sol à proximité du fût. Le mouvement des grains est quantifiable jusqu'à une distance de 3 à 4 diamètres dans la direction latérale et de 2,5 à 3,5 diamètres en dessous de la pointe (Robinsky et Morisson 1964).

Dans ce cadre, Shakhirev et al. (1996) ont mis en évidence, à proximité du fût d'un pieu modèle foncé, des zones où les déplacements du sol pulvérulent sont dirigés vers le bas (zone compactée qui augmente avec la profondeur) et plus loin des zones où les déplacements du sol sont dirigés vers le haut (zone d'inversion des déplacements verticaux et de refoulement du sol).

De plus, les déplacements horizontaux du sol entraînent également la formation d'une zone comprimée qui est semblable à la zone comprimée dans la direction verticale (Figure 1.29). Quant aux contraintes de compression étudiées par l'intermédiaire de l'examen des zones de déformation, elles apparaissent tant au niveau du fût qu'en dessous de la pointe

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

verticalement ou horizontalement. Pour le comportement du massif à l'interface du point de vue déplacement, un entraînement vers le bas du matériau situé au voisinage de l'interface est observé. Il est cependant difficile de tirer des conclusions en ce qui concerne le comportement de l'interface face à ces grands déplacements. L'analyse a montré que la forme du trajet de déformation révèle une compression verticale élevée sous la pointe suivie d'une compression horizontale lorsque le sol migre vers le fût du pieu.



**Figure -1.29 - Zones de déformation du sol lors du fonçage de modèles de pieux dans du sable (a) déplacements verticaux (b) zone de sol compactée et refoulée (c) déplacements horizontaux (Shakhirev et al. 1996)**

En ce qui concerne l'effet du forage, très peu de données expérimentales sont disponibles. Certains auteurs constatent qu'il est probable que le forage produise un relâchement dans le sol au niveau de la pointe (Poulos et Davis 1990 ; Tomlinson 1995) ce qui permet de proposer pour les pieux forés l'utilisation de l'angle de frottement résiduel pour l'évaluation de la résistance limite en pointe. Lorsque le forage est ouvert, la contrainte normale à la paroi du trou est nulle puis augmentera d'une manière plus au moins importante en fonction de la technique de bétonnage ou de scellement adoptée. Théoriquement, l'injection sous pression (cas du micro pieux, par exemple) crée une compression du sol qui est favorable à la mobilisation du frottement latéral. La pression d'injection a un effet notable sur le frottement latéral (Bustamante et Doix 1985) ; dans ce cas, le frottement latéral dépend de la nature du sol, de sa compacité et du mode du scellement choisi.

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

L'influence du mode d'installation sur la réponse mécanique du pieu a été étudiée par plusieurs auteurs (Foray et al. 1989 ; Flemming et al. 1992 ; De Gennaro 1999). Ces auteurs ont présenté les résultats montrant l'effet de la mise en place sur la capacité portante des pieux modèles dans les sables. Foray et al. (1989) constatent que la mise en place par moulage (par rapport à celle par fonçage et battage) mobilise le moins de résistance (figure 1.30). Flemming et al. (1992) ont estimé le frottement mobilisé par un pieu foré à 70% de celui mobilisé par un pieu battu. De Gennaro (1999) a comparé les réponses de pieux modèles foncés à différentes contraintes de confinement à celles d'un pieu modèle moulé. Il a constaté que le pieu moulé mobilise moins de résistance en pointe et de frottement latéral et une réduction des valeurs de charge limite en tête d'environ 50% du pieu moulé par rapport au pieu foncé (figure 1.31)

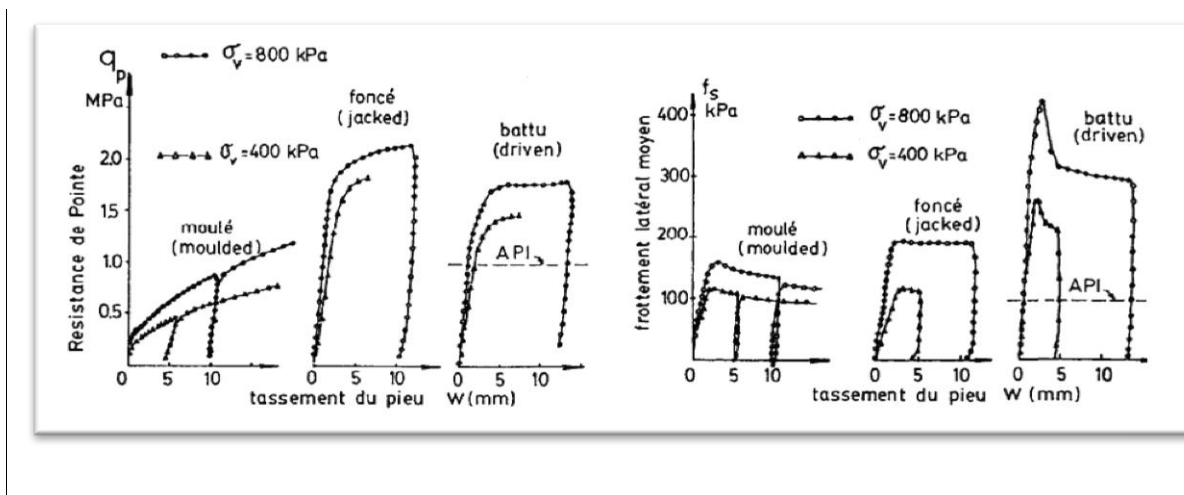
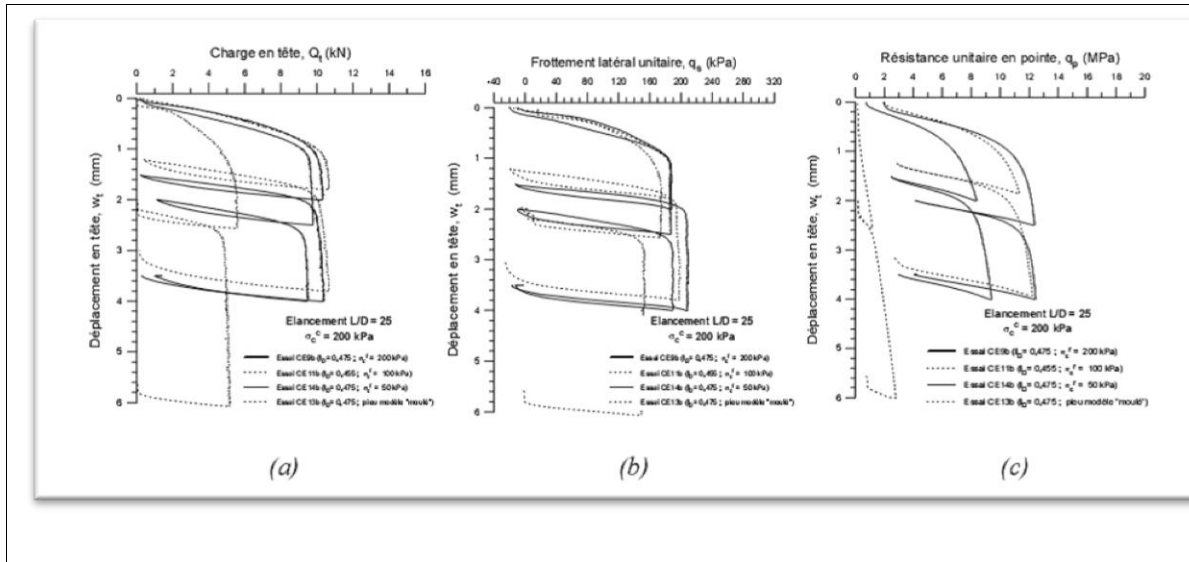


Figure -1.30 - Mobilisation de la résistance de pointe et du frottement latéral en fonction du mode de mise en place (Foray et al. 1989)



**Figure -1.31- Influence du mode d'installation sur les mesures (a) de la courbe charge totale déplacement (b) du frottement latéral (c) de la résistance en pointe (De Gennaro 1999)**

### I-6-3-3- Contraintes résiduelles :

Les contraintes et les déformations provoquées dans le massif au cours de l'installation ont des conséquences pratiques importantes sur le comportement du pieu au chargement en termes de courbes charge-tassement. De nombreux auteurs ont étudié les lois de mobilisations du frottement axial et de la résistance en pointe qui prennent en compte clairement les contraintes résiduelles après installation (Hunter et Davisson 1969 ; Briaud et Tucker 1984 ; Poulos 1987 ; Foray et al. 1989 ; Kraft 1991 ; Altaee et al. 1991a et b ; Lehane 1992 ; Chow 1997 ; Alawneh et Malkawi 2000 ; Alawneh et al. 2001 ; Costa et al. 2001 ; Randolph 2003 ; Jardine et al. 2005). Ces auteurs affirment que, sous chargement en compression, ignorer les contraintes résiduelles peut mener à une surestimation du frottement latéral et une sous-estimation de la résistance en pointe.

De plus, l'évolution de la contrainte normale à l'interface au cours de l'installation est reliée par certains auteurs à celle du coefficient K des pressions de terres (Kraft 1991 ; Boulon et Foray 1986 ; Boulon 1995). Ces auteurs affirment que, pour un sable dense, ce coefficient augmente (comportement d'interface dilatant) et, pour un sable lâche, K diminue (comportement d'interface contractant) ; d'où la dépendance de l'évolution de la contrainte normale à l'interface en fonction de la compressibilité, de l'état du sable et de la rugosité de l'interface.

Généralement, les effets de l'installation d'un pieu ne se font pas sentir au-delà de 10 à 15 fois son diamètre. Des valeurs plus précises sont indiquées plus loin selon le type de pieu (préfabriqué ou exécuté en place), la technique de construction et la nature du sol.

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

### I-6-4- Les paramètres influençant la capacité portante d'un pieu isolé :

La capacité portante s'écrit dans le cas des pieux qui travaillent en compression:

$Q_c = Q_p + Q_s - W$ , et dans le cas des pieux qui travaillent en arrachement :  $Q_t = Q_p + Q_s + W$

( $W$  étant le poids propre du pieu). La mobilisation des charges totale  $Q$ , de frottement  $Q_s$  et en pointe  $Q_p$  en fonction du tassement des pieux est donnée sur la figure 1.32 -b où le poids propre du pieu est négligé. Dans la suite, on considère le frottement positif lorsque la contrainte de cisaillement est dirigée vers le haut (figure 1.32 - a).

On s'intéresse ici aux paramètres influençant le frottement axial  $Q_s$  et la résistance en pointe  $Q_p$ . Plus particulièrement, on discute de l'effet de la densité du massif, de la rugosité du pieu et de l'effet du temps en termes de fluage sur la mobilisation du frottement axial et la résistance en pointe au cours du chargement du pieu.

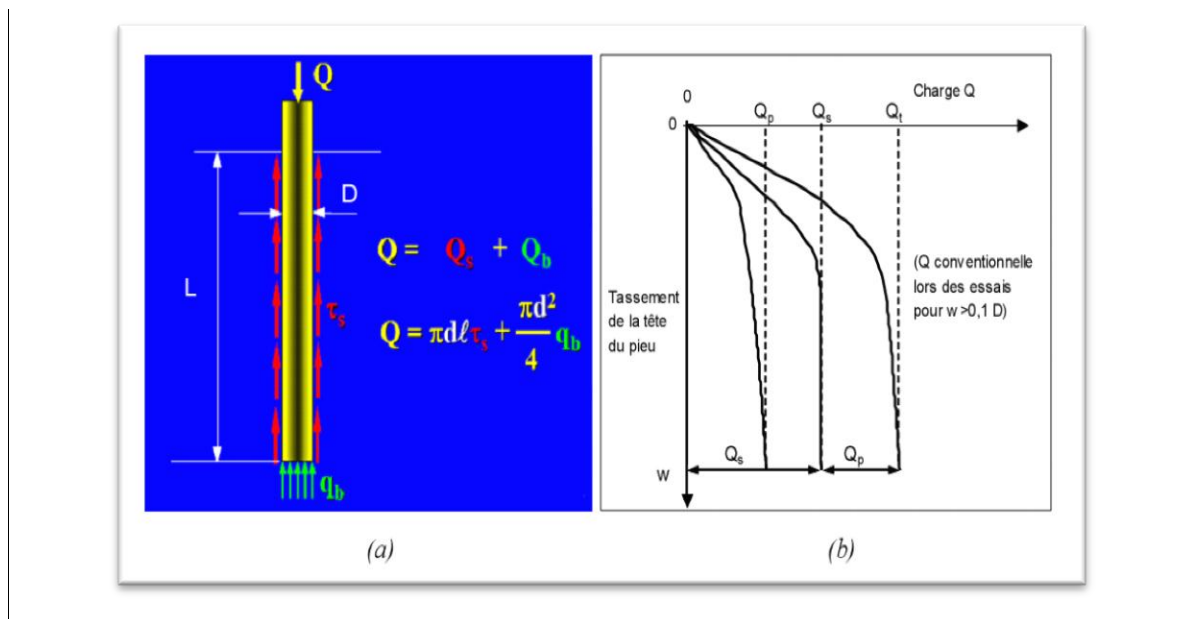


Figure - 1.32 - (a) Capacité portante d'un pieu en compression (b) Mobilisation des charges d'un pieu

#### I-6-4-1- Densité du massif :

La plupart des auteurs ont évalué l'influence de la densité initiale du sable par l'évolution du coefficient de poussée des terres  $K$  et donc des contraintes normales à l'interface Puech et al. 1979 ; Eissautier 1986). Le tableau suivant résume l'évolution de  $K$  en fonction de la densité. A noter que parfois certains auteurs donnent l'effet combiné entre la densité du sable, le mode d'installation et la rugosité du pieu.

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

Type de pieu		K (sable lâche)	K (sable dense)
FON (1972)	Pieu en acier	0.5	1
	Pieu d'interface rugueux	1	2
	Pieu d'interface lisse	0.5	1
	Pieu en bois de forme conique	1.5	4
Puech et al (1979)	Pieu modèle moulé	1.5	3.8
Eissautier (1986)	Pieu battu	2 à 3	3 à 5
	Pieu foré	0.75 à 1.5	1 à 2

Tableau (1.1) : Influence de la densité du massif sur le coefficient de pression des terres

### I-6-4-2- Etat de surface des pieux :

L'état de rugosité du pieu a un effet non négligeable sur le comportement en frottement. Une surface du pieu plus rugueuse (striée) conduit à en une courbe de cisaillement avec pic, supérieure à la courbe correspondante avec une surface lisse (Schlosser et Guilloux 1981) (figure1.33).

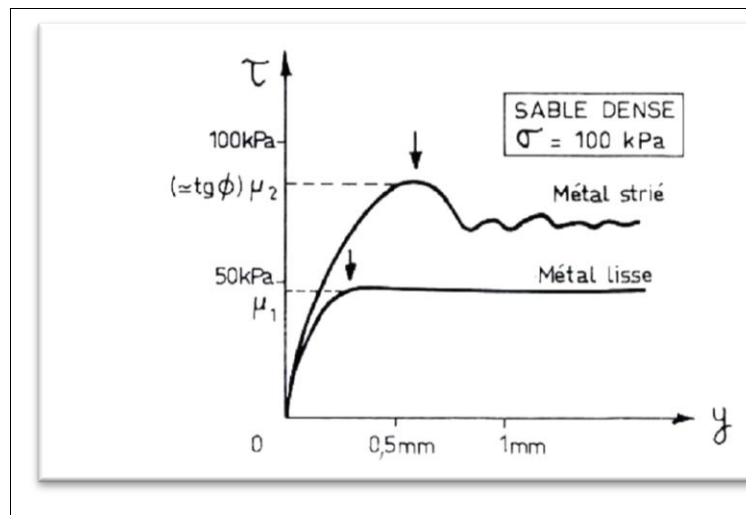


Figure -1.33 - Effet de la rugosité du pieu : Comparaison des courbes de mobilisation frottement- déplacement (Schlosser et Guilloux 1981)

### I-6-4-3- Effet du temps :

Jardine et al. (2006) ont montré des augmentations remarquables dans les capacités portantes des pieux dans les mois qui suivent l'installation. Les résultats obtenus dans les sables de Dunkerque montrent une augmentation de la capacité entre 70% et 90% sur 6 mois.

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

La résistance en pointe n'évolue pas, mais le frottement axial est très influencé.

### I-6-5-Mécanisme de rupture d'un pieu sous charges axiales :

Pour les pieux travaillant en compression ou en traction axiale, l'étude de stabilité est menée en écrivant l'équilibre vertical au moment de la rupture :

- la charge limite de compression (capacité portante)  $Q_{cu}$  s'écrit :

$$Q_{cu} = Q_{pu}^c + Q_{su} - w \quad (1.2)$$

Où  $Q_{pu}^c$  est la charge limite de pointe et  $Q_{su}$ , la charge limite de frottement latéral .

- la charge limite de traction  $Q_{tu}$  s'exprime par :

- $Q_{tu} = Q_{pu}^t + Q_{su} + w \quad (1.3)$

Classiquement, le calcul des charges limites de pointe et de frottement latéral est effectué séparément, soit à l'aide de résultats d'essais de laboratoire, soit à l'aide de résultats d'essais en place, soit à l'aide d'essais en vraie grandeur. La charge de pointe  $Q_{pu}$  (ou résistance de pointe) et la charge de frottement latéral  $Q_{su}$  sont données par les expressions suivantes :

$Q_{pu} = S q_p$  et  $Q_{su} = A q_s$  ; où  $S$  est la section de la pointe du pieu ;  $q_p$ , la pression limite sous la pointe du pieu,  $A$ , l'aire latérale du pieu et  $q_s$ , le frottement latéral unitaire limite le long du pieu. Dans un sol cohérent, la charge limite de frottement latéral est généralement prédominante, tandis que dans un sol non cohérent la charge limite totale est plus également répartie entre le fût et la pointe.

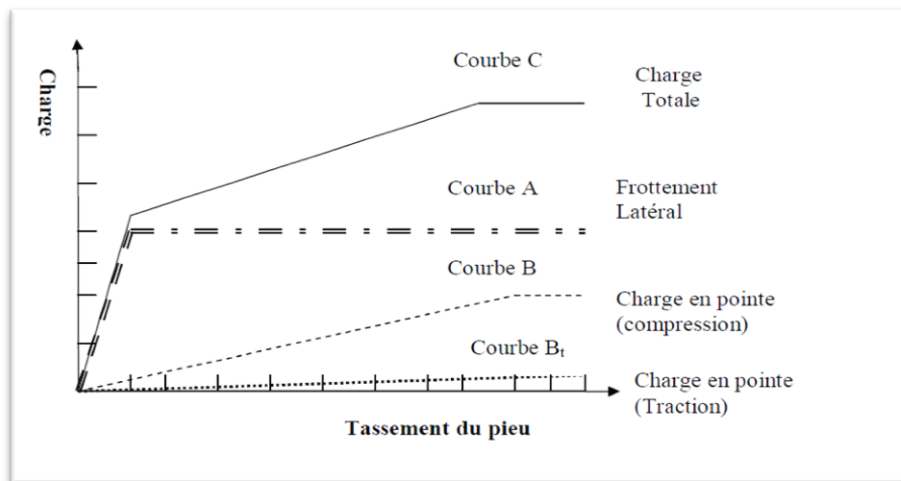
L'allure générale des courbes représentant les évolutions de la charge en pointe, de la charge de frottement latéral et de la charge totale en fonction du déplacement vertical du pieu, est décrite sur la (figure 1.34). Trois types d'évolution sont distingués :

- La charge de frottement latéral, courbe A, présente d'abord une partie linéaire correspond à un état où tous les points de l'interface entre le pieu et le sol restent collés. Puis, le frottement est peu à peu mobilisé ; la mobilisation est complète pour un déplacement vertical de l'ordre de 0,5 à 2 % du diamètre. Dans les argiles, le déplacement nécessaire est compris entre 5 à 10mm, et semble relativement indépendant du diamètre et de la longueur du pieu [ Coyle et Reese (1966) ; Bowles (1988)].

- La charge en pointe, courbe B, présente également une partie linéaire correspondant à un comportement élastique. Puis, la rupture se produit sous la pointe du pieu pour un déplacement vertical relativement important (palier d'écoulement plastique), de l'ordre de 5 à 10 % du diamètre du pieu. Des valeurs encore plus importantes ont été observées pour certains sables, de l'ordre de 10 % pour un pieu battu et jusqu'à environ 30% pour un pieu foré (Bowles (1988) ; Fleming et al. (1992)).

## Chapitre I : Généralités sur les fondations sur pieux

• La charge totale (courbe C) est la somme des deux charges précédentes (A et B). Cette courbe est trilineaire, avec un palier d'écoulement plastique. Ces courbes sont appelées courbes de mobilisation des charges en pointe et de frottement latéral. Elles sont ici idéalisées car, en fait, le passage d'une partie linéaire à un palier d'écoulement se fait progressivement ; le frottement latéral est mobilisé par le glissement successif des pointes le long de l'interface. De même, la charge limite en pointe n'est atteinte que lorsqu'un mécanisme plastique s'est nettement constitué. Ces courbes de mobilisation dépendent évidemment des facteurs liés au pieu (géométrie, propriétés mécaniques), au sol (propriétés physiques et mécaniques), à leur interface et au type de chargement (compression, traction, etc.).



**Figure -1.34- Allure de la charge de frottement latéral, de la charge en pointe et de la charge totale en fonction du tassement du pieu**

### I-6-6- Synthèse :

Le frottement latéral constitue donc une partie de la capacité portante des pieux en compression axiale et la totalité de la capacité en traction axiale (arrachement). Pour les calculs courants, il est admis qu'il n'y a pas de différence importante sur la valeur du frottement latéral mobilisé par un pieu chargé en traction ou en compression. Le mécanisme de rupture par arrachement peut être de l'un des types suivants :

- arrachement du pieu par rapport au massif de sol ;
- soulèvement d'un bloc de sol contenant le pieu.

## **Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés**

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

### II-1 Introduction

Les méthodes de calcul des pieux sont utilisées pour le dimensionnement des pieux ou pour faire des recherches. Ces méthodes consistent à évaluer la charge admissible d'un pieu isolé et à vérifier la stabilité (calcul de la charge limite) pour s'assurer que les tassements sont admissibles pour la structure supportée.

Généralement, les méthodes de dimensionnement des pieux isolées sous charge axiales s'appuient principalement sur :

- les méthodes statiques;
- les méthodes dynamiques pour les pieux battus;
- les méthodes pratiques à partir des essais in-situ et des essais de chargement statiques ;
- les méthodes numériques (la méthode des éléments finis).

### II-2 Méthodes statiques :[3]

Les formules dites statiques constituent une adaptation aux fondations sur pieux des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Ainsi, la charge ultime  $Q_u$  d'un pieu est la somme de la charge supportée par la pointe du pieu  $Q_p$  et la résistance du frottement totale de la surface latérale du pieu en contact avec le sol adjacent  $Q_s$  (figure 2.1 a et b) :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.1)$$

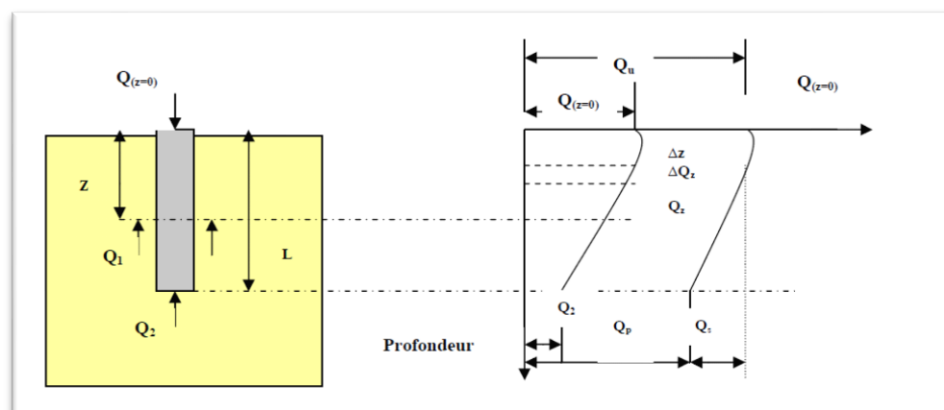
Avec :

$Q_u$  : capacité portante globale ultime du pieu ;

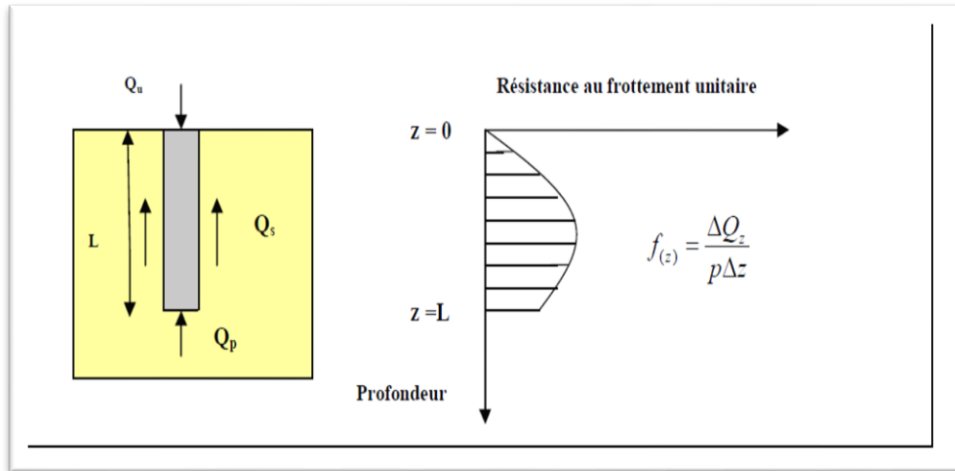
$Q_p$  : capacité portante globale de la pointe du pieu ;

$Q_s$  : résistance au frottement de la surface latérale du pieu.

Une infinité de méthodes ont été publiées pour l'évaluation de  $Q_p$  et  $Q_s$  par Braja, Das (1984).



( a )



(b)

Figure - 2.1 a et b - présente le Mécanisme de transfert de charge sur un pieu

### II-2-1 Capacité portante de pointe $Q_p$ :

La capacité portante ultime à la pointe peut s'exprimer par :

$$q_u = q_p = cNc^* + qNq^* + D\gamma N\gamma^* \quad (2.2)$$

Où  $Nc^*$ ,  $Nq^*$ ,  $N\gamma^*$ , sont les coefficients de capacité portante qui tiennent compte de la forme et la profondeur de la fondation. Comme le diamètre du pieu est relativement petit alors le terme  $D\gamma N\gamma^*$  devient nul et l'équation de la capacité portante devient :

$$q_p = cNc^* + q'Nq^*$$

Le terme  $q$  est remplacé par la contrainte effective  $q'$  pour prendre en compte l'effet d'une éventuelle nappe phréatique. D'où la charge sur la pointe du pieu est :

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot (cNc^* + q'Nq^*) \quad (2.3)$$

$A_p$  : surface transversale du pieu ;

$c$  : Cohésion du sol de fondation ;

$q_p$  : capacité portante unitaire à la pointe ;

$q'$  : contrainte effective au niveau de la pointe.

Plusieurs méthodes pour évaluer les coefficients de capacité portante ont été proposées dont : (a) la méthode de Meyerhof, (b) la méthode de Vesic, (c) la méthode de Coyle et Castello.

#### II-2-1-1- Méthode de Meyerhof (1976) :

##### a- les sols sableux :

La capacité portante unitaire d'un pieu dans le sable généralement augmente avec le ratio de la longueur d'ancrage dans la couche portante au diamètre du pieu  $Lb/D$  (figure 2.2).

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

Cette capacité portante atteint une valeur maximale à un rapport  $Lb/D = (Lb/D)_{cri}$ .

Au-delà de cette valeur critique, la capacité portante unitaire reste constante. Elle est dite limite :

$$q_p = q_l \quad (2.4)$$

Le ratio critique varie d'un sol à un autre comme le montre la figure ( 2.3) pour différentes valeurs de  $\varphi$  . Basé sur cette dernière, Meyerhof suggère la procédure suivante pour l'évaluation de la capacité portante de pointe d'un pieu dans un sol pulvérulent :

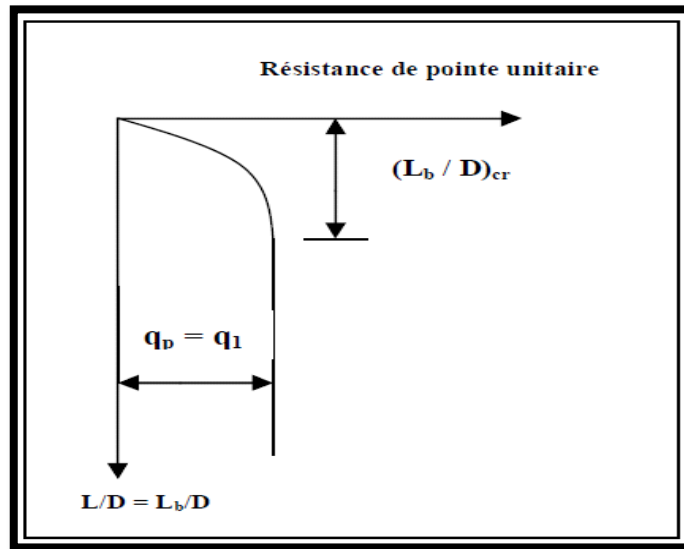


Figure - 2.2- variation de  $q_c$  avec  $L/D$  (sol homogène)

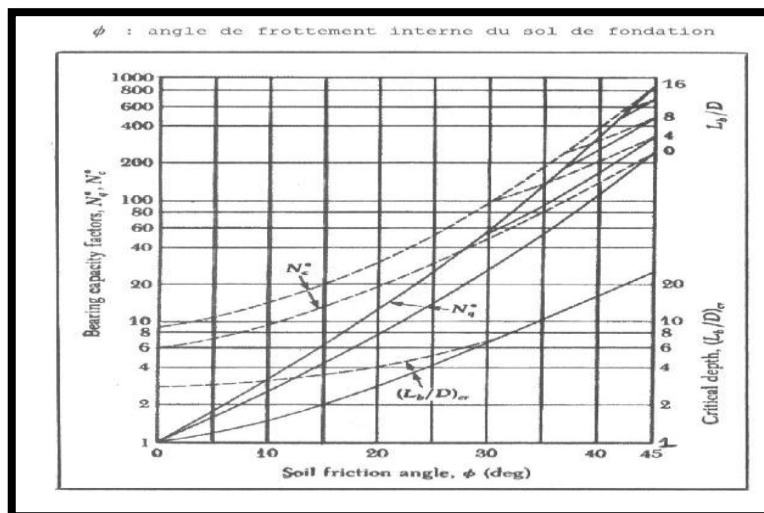


Figure - 2.3 -  $(Lb/D)_{cr}$  et coefficient de capacité portante pour différents angles de frottement  $\varphi$  (Meyerhof, 1976).

Suite à des observations pratiques, Meyerhof calcule la capacité portante de pointe dans un sol homogène ( $Lb = L$ ) avec l'équation suivante :  $q_p \text{ (KN/m}^2\text{)} = 40 N \cdot L/D \leq 400N$

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

$N$  : étant la résistance de pénétration standard moyenne près du pieu à environ  $10D$  au-dessus et  $4D$  au-dessous de la pointe du pieu.

Dans plusieurs situations, un pieu pénètre une couche de sable lâche puis une autre couche de sol pulvérulent dense (figure 2.4) pour un tel cas la capacité portante est :

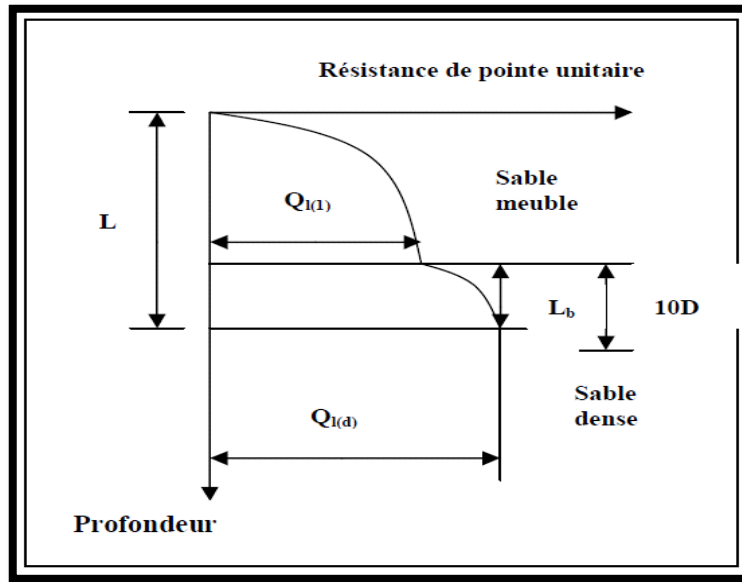


Figure -2.4- variation de  $q_c$  avec  $L/D$  (sol hétérogène).

$$q_p = q_{l(\ell)} \frac{(q_{l(d)} - q_{l(\ell)}) L_b}{10D} \leq q_l \quad (2.5)$$

$q_{l(\ell)}$ : Résistance de pointe limite dans le sable lâche calculée par  $(KN/m^2)$   $q_l = 50 N \check{q} \tan \varphi$  Ou  $\check{q}$  et  $\varphi$  sont les paramètres du sable lâche.

$q_{l(d)}$ : Résistance de pointe limite dans le sable dense calculée par  $(KN/m^2)$   $q_l = 50 N q^* \tan \varphi$  Ou  $q^*$  et  $\varphi$  sont les paramètres du sable dense.

$L_b$  : longueur d'encrage dans le sable dense.

### II-2-1-2 Méthode de Vesic (1977) :

Vesic (1977) propose une autre méthode de calcul en fonction des contraintes effectives, la capacité portante de pointe est donnée par l'équation :

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + \sigma'_0 N_{\sigma}^*) \quad (2.6)$$

Où  $\sigma'_0$  est la contrainte effective normale moyenne au niveau de la pointe du pieu) exprimée par la formule :

$$\sigma'_0 = \left( \frac{1+2K_0}{3} \right) q' \quad (2.7)$$

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

---

$K_0$  : coefficient des poussées des terres au repos de JAKY

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (2.8)$$

$N_c^*, N_\sigma^*$  : Coefficients de capacité portante

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \varphi \quad (2.9)$$

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1+2K_0)}$$

Selon la théorie de Vesic le coefficient est fonction de l'indice de rigidité réduit du sol  $I_{rr}$ , donné par :

$$I_{rr} = \frac{I_r}{(1+I_r\Delta)} \quad (2.10)$$

$I_r$  : indice de rigidité calculée par l'équation suivante :  $I_r = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)(c+q' \tan \varphi)} = \frac{G_s}{(c+q' \tan \varphi)}$

$E_s$  : module de Young du sol ;

$\nu_s$  : coefficient de poisson ;

$G_s$  : module de cisaillement du sol ;

$\Delta$  : déformation volumique moyenne dans la zone plastique sous la pointe du pieu.

Pour les conditions volumiques moyennes dans la zone plastique (argile saturée, sable dense), la valeur de  $\Delta$  est nulle d'où :

$$I_{rr} = I_r \quad (2.11)$$

Le tableau (2.1) donne les valeurs de et pour différentes valeurs de et  $I_{rr}$ . Pour , le coefficient est calculé par l'équation :

$$N_c^* = \frac{3}{4}(\log I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (2.12)$$

Le coefficient  $I_r$  est évalué au laboratoire lors d'un essai de consolidation à l'oedomètre ou au triaxial. Cependant, pour des études préliminaires les valeurs du tableau (2.2) peuvent être utilisées.

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

		$I_{rr}$								
$\varphi$	10	20	40	60	80	100	200	300	400	500
0	6,97	7,90	8,82	9,39	9,75	10,04	10,97	11,51	11,89	12,19
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
10	11,55	14,08	16,97	18,86	20,29	21,46	25,43	28,02	29,99	31,59
	3,04	3,84	3,99	4,32	4,58	4,78	5,48	5,94	6,29	6,57
20	18,83	24,56	31,81	36,92	40,99	44,43	56,97	65,79	72,82	78,78
	7,85	9,94	12,58	14,44	15,99	17,17	21,73	24,94	27,51	29,67
30	30,03	41,49	57,08	68,69	78,30	86,64	118,53	142,27	161,91	178,98
	18,24	24,95	33,95	40,66	46,21	51,02	69,43	83,14	94,48	104,33
40	47,03	68,04	98,21	121,62	141,51	159,13	228,97	283,19	329,24	370,04
	40,47	58,10	84,40	103,05	119,74	134,52	193,13	238,62	227,26	311,50
50	73,19	109,70	164,21	207,83	245,60	279,55	417,82	528,46	624,28	710,39
	88,23	131,73	196,70	248,68	293,70	334,15	498,94	630,80	744,99	847,61

Tableau (2.1) : coefficient de capacité portante pour fondations profondes (dessus) et (dessous)

<b>Type de sol</b>	$I_r$
<b>Sable</b>	70-50

Tableau (2.2) : valeurs de coefficient  $I_r$  pour le sable

### II-2-1-2-1- Résistance au frottement $Q_s$ :

La résistance au frottement d'un pieu donnée par l'équation :

$$Q_s = \sum p \cdot \Delta L \cdot f \quad (2.13)$$

Avec :

**P** : périmètre de la section transversale du pieu.

$\Delta L$ : longueur du pieu (figure 2.5).

**f** : résistance au frottement unitaire à la profondeur (z).

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

### II-2-1-2-1-1- Résistance au frottement des pieux dans le sable :

La résistance au frottement unitaire d'un pieu à une profondeur donnée (z) est :

$$f = K\sigma_v' \tan \delta \quad (2.14)$$

Avec :

**K** : coefficient des poussées des terres ;

$\sigma_v'$  : contrainte effective verticale à la profondeur en considération (z) ;

$\delta$  : Angle de frottement (interaction) sol-pieu.

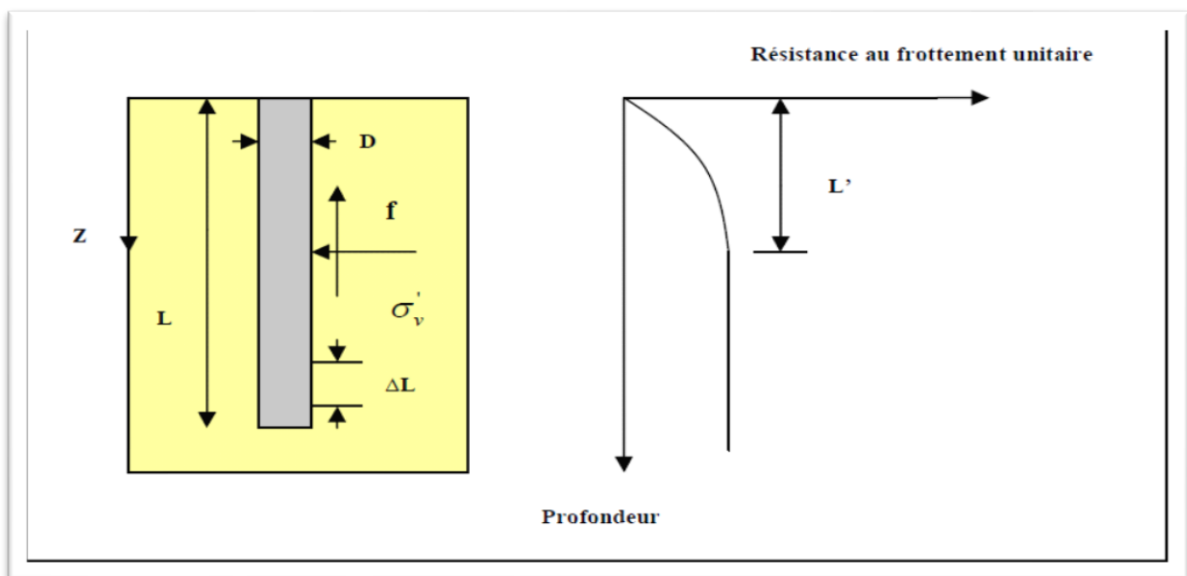


Figure - 2.5 - résistance de frottement unitaire pour un sol homogène

La valeur numérique du coefficient des poussées des terres  $K$  est fonction de la profondeur ( $z$ ). ce coefficient est égal au coefficient des poussées des terres passives ( $K = K_p$ ) au sommet du pieu et il est inférieur au coefficient des poussées des terres au repos ( $K \leq K_0$ ) à la base du pieu.  $K$  dépend aussi de la nature de l'installation du pieu. Basée sur les résultats disponibles de nos jours BRAJA (1984) recommande l'utilisation des coefficients suivants :

**a- pour les pieux forés :**

$$K = K_0 = 1 - \sin \phi$$

**b - pour les pieux battus à petits déplacements :**

$$K_0 \leq K \leq 1.4 K_0$$

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

c - pour les pieux battus à grands déplacements :

$$K_0 \leq K \leq 1.8 K_0$$

Comme déjà indiqué sur la figure (2.5) la résistance au frottement unitaire augmente jusqu'à une valeur maximale à une profondeur de 15-20D et reste constante.

La longueur critique  $L'$  dépend de plusieurs facteurs dont l'angle de frottement interne  $\varphi$  la densité relative RD et la compressibilité du sol. Lors des calculs la valeur de  $L' = 15D$  est prise comme valeur approximative. L'angle de frottement d'interaction sol-pieu est pris dans l'intervalle :

$$0.5\varphi \leq \delta \leq 0.8\varphi$$

Meyerhof (1976) indique la moyenne de résistance au frottement unitaire  $f_{av}$  peut être obtenue à partir de l'essai pénétrométrique (SPT).

a- pour les pieux battus à grands déplacements :

$$f_{av} (KN/m^2) = 2\bar{N}$$

b- pour les pieux battus à petits déplacements :

$$f_{av} (KN/m^2) = \bar{N}$$

Où  $\bar{N}$  est la valeur SPT moyenne. D'où la résistance au frottement est :

$$Q_s = p.L.f_{av}$$

### II-2-1-3- Méthode Coyle et Castello :[4]

Coyle et Castello (1981) ont fait beaucoup d'études expérimentales sur des pieux à échelles réelles sur chantiers, enfoncées dans des sols sableux. Dans cette méthode, la charge ultime d'un pieu peut être donnée par l'équation :

$$Q_u = Q_p + Q_s = q' Nq^* A_p + p.L.f_{av} \quad (2.15)$$

Avec :

$q'$  : contrainte effective verticale à la pointe du pieu ;

$f_{av}$  : Résistance au frottement moyenne sur la longueur (L) du pieu ;

$$f = k \overline{\sigma'_v} \tan \delta \quad (2.16)$$

$Nq^*$  : Coefficient de capacité portante donné par ( figure 2.6) ;

$K$  : coefficient des poussées des terres dont la valeur est fonction du rapport (L/D) et l'angle de frottement interne  $\varphi$  (figure 2.7) ;

$\overline{\sigma'_v}$  : Contrainte effective due au poids propre du sol sur toute la longueur (L).

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

$\delta$  : Angle de frottement sol-pieu pris égal à  $0.8 \varphi$ .

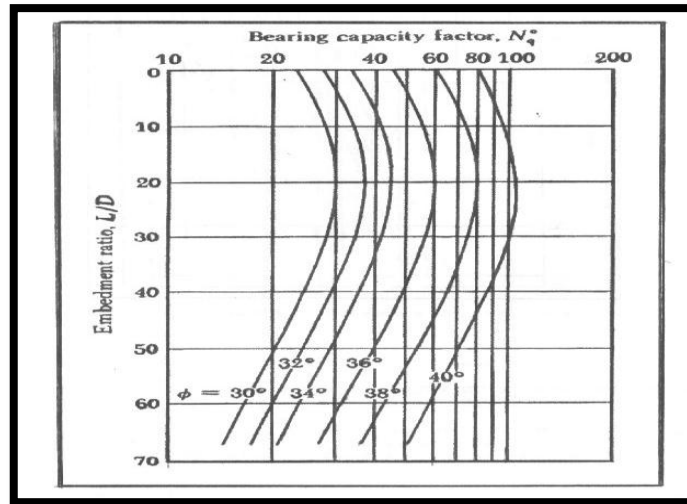


Figure - 2.6- variation de  $N_q^*$  avec  $L/D$  (Coyle et Castello, 1981)

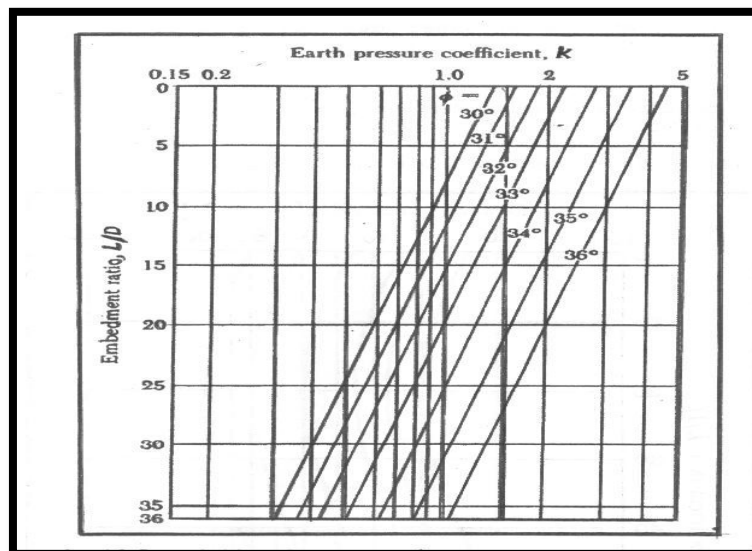


Figure - 2.7- variation de  $K$  avec  $L/D$  (Coyle et Castello, 1981)

### II-3- Méthodes dynamiques :

Un certain type de pieux sont enfoncés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton. Cette méthode permet d'apprécier la résistance opposée par le terrain. Elle englobe nécessairement la résistance sous la pointe et celle qui se manifeste le long du fût. Elle est appelée méthode globale ou méthode dynamique.

Beaucoup de formules ont été proposées. Elles sont toutes basées sur la superposition qu'il y a équivalence entre le travail du mouton et le travail de forces résistantes qui s'opposent à l'enfoncement du pieu. C'est sur cette base simple que Sanders (1950) donna l'équation :

$$Q_s = \frac{W_R \cdot h}{s} \quad (2.17)$$

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

Cette formule est inexacte en raison du fait qu'une partie de l'énergie de battage ne sert pas à l'enfoncement du pieu, mais perdue : chaleur, vibration du mouton et du pieu, déformation élastique du pieu et du terrain.

Si cette énergie perdue avait servi à l'enfoncement du pieu, celle-ci aurait augmenté d'une quantité  $c$ . c'est sur cette base de raisonnement qu'a été établie la formule de l'Engineering News Record qui est utilisée au Etats-Unis.

### II-3- 1- Méthode Engineering News Record (E.N.R) :

Cette méthode est basée sur le principe que l'énergie de travail fournie est égale au produit de la résistance du pieu par la pénétration par coups de mouton:

$$Q_u = \frac{W_R \cdot h}{S + C} \quad (2.18)$$

$W_R$  : poids du mouton ;

$h$  : hauteur de chute du mouton ;

$S$  : pénétration du pieu par coups de mouton ;

$S$  = moyenne arithmétique des derniers coups (cm)

$C$  : une constante (cm) ;

$C = 2.54$  cm → mouton en chute libre

$C = 0.254$  cm → mouton à vapeur

Pour le calcul de  $Q_{ad}$  un coefficient de sécurité ( $F_s = 6$ ) est recommandé. Il faut noter que pour un mouton à simple ou à double coup :

$$W_R = E \cdot H_E \quad (2.19)$$

$E$  : rendement (efficacité) du mouton

$H_E$  : taux d'énergie du mouton

$$Q_u = \frac{E \cdot H_E \cdot h}{S + C} \quad (2.20)$$

### II-3-2- Méthode des Hollandais :

La pratique a montré que le ratio P/M (poids du pieu / poids du mouton) a un rôle très important dans le battage des pieux. En effet un mouton avec poids très petit que celui du pieu ( $M \ll P$ ) ne provoque aucun déplacement et crée seulement des déformations élastiques, d'où l'amélioration de l'équation de Sanders en multipliant le deuxième terme par  $M / (M + P)$ .

Cette méthode est utilisée de préférence pour des refus moyens supérieur à 5 millimètres, son expression est :

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

$$Q_u = \frac{M^2.H}{e(M+P)} \quad (2.21)$$

**P** : masse frappée (pieu+casque+accessoires) ;

**H** : hauteur de chute du mouton ;

**e** : enfoncement permanent ou refus moyen sous une volée de 10 coups.

Pour le calcul de la capacité portante admissible, un coefficient de sécurité de 6 est recommandé.

### II-3-3- Méthode de Crandall :

Utilisée pour des refus inférieurs à 5 millimètres. Elle s'écrit :

$$Q_u = \frac{M^2.H}{\left(e + \frac{e_1}{2}\right)(M+P)} \quad (2.22)$$

**e<sub>1</sub>** : le refus élastique du pieu

Le refus est mesuré sur un enregistrement graphique du mouvement de la tête du pieu.

Cette formule n'est autre que celle des hollandais pour laquelle le refus élastique du pieu est pris en compte. La capacité portante admissible est calculée pour un coefficient de sécurité égal à 4.

### II-3-4- Méthode Engineering News Record (E.N.R) modifiée :

Des corrections ont été suggérées à la première méthode qui a abouti à l'équation:

$$Q_u = \frac{E.W_R.h}{S+C} \frac{W_R+n^2W_p}{W_R+W_p} \quad (2.23)$$

Avec :

**E** : efficacité du mouton ;

**C** : coefficient pris égal à 0.254 ;

**W<sub>p</sub>** : poids du pieu ;

**n** : coefficient de restitution entre le mouton et le pieu ;

Pour le calcul de la capacité portante admissible un coefficient de sécurité de 4 à 5 et recommandé.

Le facteur de sécurité recommandé Fs = 6.

### II-4- Méthodes pratiques :

Plusieurs méthodes pratiques peuvent être utilisées, tant pour une sollicitation en compression qu'en arrachement. Elles sont basées sur les essais ci-après.

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

- essais au pénétromètre statique (SPT). Ces essais sont très bien adaptés. Mais l'utilisation du pénétromètre est limitée aux pieux fichés dans les sols suffisamment meubles pour que les essais puissent être poursuivis au-delà de la pointe du pieu.

- essais au pressiomètre Ménard. Il s'agit de la méthode la plus utilisée, les essais pressiométrique présentant le grand avantage d'être réalisables dans tous les terrains. De plus, cette méthode a été validée par de nombreux essais de chargement de pieux réels.

- essais de chargement statique du pieu. Cette méthode, qui consiste à charger directement un pieu réalisé dans les conditions du chantier.

### II-4-1- La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai au pénétromètre statique :[5]

La similitude de sollicitation du sol entre un essai au pénétromètre statique et un pieu soumis à une charge verticale centrée laisse supposer que cet essai permet d'obtenir une bonne appréciation de la force portante des pieux. Il est cependant rappelé que l'utilisation du pénétromètre statique est limitée aux pieux fichés dans des terrains meubles.

La méthode exposée ci-après est celle qui est utilisée couramment en France : il s'agit d'une méthode empirique calée sur le dépouillement d'essais de chargement de pieux grandeur nature. Elle nécessite l'utilisation de coefficients numériques.

Les valeurs des coefficients, proposées par différents auteurs sur la base d'essais différents de chargement, peuvent varier sensiblement. Ces divergences montrent bien le caractère empirique de cette approche.

Selon le fascicule 62, la hauteur d'encastrement équivalente (figure 2.8)  $D_e$  est donnée par la formule :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) \cdot dz \quad (2.24)$$

Avec :

$q_{ce}$  : résistance de pointe équivalente ;

$q_c(z)$  : résistance de pointe lissée à la profondeur  $z$  ;

$d$  : pris général égal à zéro ;

$D$  : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

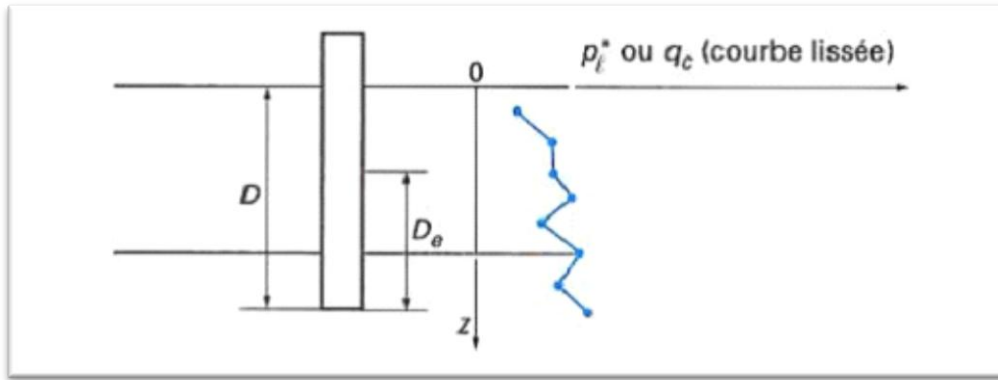


Figure - 2.8- définition de l'encastrement équivalent

### II-4-1-1- Contrainte limite de pointe :

La contrainte limite de pointe est donnée par la formule :

$$q_{pu} = K_C \cdot q_{ce} \quad (2.25)$$

Avec

$K_C$  : coefficient de portance ;

$q_{ce}$  : résistance de pointe équivalente.

Le coefficient de portance traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et celle du pénétromètre. Ce coefficient dépend de la nature du sol et mode de mise en œuvre du pieu (pieu foré ou battu). Les valeurs de données dans le fascicule 62 figurent dans le tableau (2.3).

Nature du sol et catégorie	Pieux mis en œuvre sans refoulement du sol	Pieux mis en œuvre avec refoulement du sol
Sables et graves	0,15	0,50
A- lâche	0,15	0,50
B- moyennement compacts		
C- compacts		

Tableau (2.3) valeur  $K_C$  de selon le fascicule 62

Lorsque des essais de pénétration statique sont réalisés avec des pénétromètres de diamètre variable, les diagrammes obtenus sont différents. Plus le diamètre est petit, plus les courbes font apparaître les variations locales de résistance. Autrement dit, il y a un effet de lissage des courbes de pénétration croissante avec le diamètre. D'où la nécessité de déterminer la résistance de pointe équivalente du pieu de diamètre B fiché à la profondeur D par lissage de la courbe de pénétration statique.

La résistance de pointe équivalente est obtenue par la formule :

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

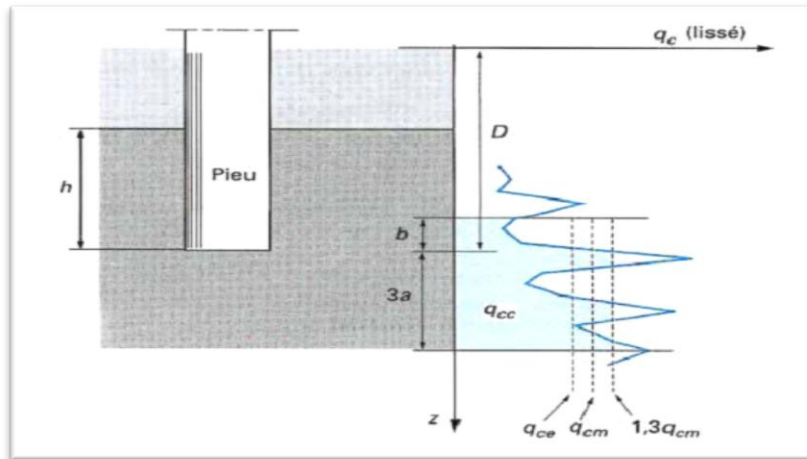
$$q_{ce} = \frac{1}{(b+3a)} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(Z) \cdot dZ \quad (2.26)$$

Selon le fascicule 62, les valeurs de a et b sont :

**a = max (B / 2 ; 0,50)**, B étant la largeur de la fondation et a étant exprimé en m ;

**b = min (a ; h)**, h étant l'ancrage de la fondation dans la couche porteuse ;

**q<sub>cc</sub>** : résistance de pointe corrigée (figure 2.9).



**Figure - 2.9- résistance de pointe équivalente**

**q<sub>ce</sub>** est obtenue comme suit :

- calcul de la contrainte moyenne **q<sub>cm</sub>** sur la hauteur b à a+ 3 a par rapport à la base du pieu.
- plafonnement à 1,3 **q<sub>cm</sub>** des résistances supérieures à cette valeur, soit (z) le diagramme écrêté.
- calcul de la nouvelle moyenne **q<sub>ce</sub>** avec prise en compte des valeurs plafonds.

### II-4-1-2- Frottement latéral unitaire limite :

Il est tentant de relier directement le frottement latéral unitaire **f<sub>s</sub>** mesuré sur le manchon du pénétromètre statique et le frottement latéral unitaire limite du pieu. Cependant à ce jour, cette approche n'a pas permis d'aboutir à une méthode pratique de détermination du frottement latéral mobilisable par les pieux. Les méthodes pratiques de dimensionnement s'appuient non pas directement sur la valeur de **f<sub>s</sub>** mais font référence à la résistance de pointe. L'interprétation statique des essais de pénétration statique a permis de corréler le rapport de frottement **R<sub>f</sub> = f<sub>s</sub>/q<sub>s</sub>** avec la nature du sol. Il s'ensuit qu'il est possible de relier le frottement latéral unitaire limite du pieu et la résistance à la pénétration statique **q<sub>c</sub>** par la formule :

$$q_s = \frac{q_c}{\beta} \quad (2.27)$$

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

Toutefois, comme précédemment (46), il convient de plafonner la valeur de donnée par cette formule, soit :

$$q_s = \min\left[\frac{q_c}{\beta} ; q_{s \max}\right] \quad (2.28)$$

Les valeurs de  $\beta$  et  $q_{s \max}$  sont données dans le tableau 2.4. Elles sont fonction du type de pieu et de la nature du sol. Comme pour le coefficient de portance, les valeurs de  $\beta$  et de  $q_{s \max}$  indiquées par le D.T.U.13.2 de 1992

		Sables – graves		
		A	B	C
<b>Foré</b>	$\beta$	200	200	200
	$q_{s \max}$ (kpa)	—	—	120
<b>Foré tubé (tube Récupéré)</b>	$\beta$	250	250	300
	$q_{s \max}$ (kpa)	—	40	120
<b>Métal battu fermé</b>	$\beta$	300	300	300
	$q_{s \max}$ (kpa)	—	—	120
<b>Battu à fût béton</b>	$\beta$	150	150	150
	$q_{s \max}$ (kpa)	—	—	120

Tableau (2.4) valeur de  $\beta$  et  $q_{s \max}$  selon le fascicule 62

### II-4-2- La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai pressiométrique :[6]

La propriété la plus remarquable de la méthode pressiométrique est qu'elle est applicable à tous les sols et à tous les types de pieux. Bien entendu, elle ne met pas à l'abri des évolutions de certains sites pour des causes naturelles ou artificielles (frottement négatif, efforts parasites divers, etc.).

Comme pour le pénétromètre statique, il s'agit d'une méthode essentiellement empirique mais qui a pu être calée sur un très grand nombre d'essais de chargement ou d'arrachement.

La hauteur d'encastrement équivalente est donnée par la formule :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D p_{l(z)}^* dz \quad (2.29)$$

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

Avec :

$P_{le}^*$  : pression limite nette équivalente ;

$p_{l(z)}^*$  : Pression limite obtenue à la profondeur  $z$  par interpolation linéaire entre les

$p_i^*$  : mesurées immédiatement de part et d'autre de cette profondeur ;

$d$  : pris en général égal à zéro ;

$D$  : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

### II-4-2-1-Contrainte limite de pointe :

La contrainte limite de pointe  $q_{pu}$  est donnée par la formule :

$$q_{pu} = K_p \cdot P_{le}^* \quad (2.30)$$

Avec :

$K_p$  : coefficient de portance ;

$P_{le}^*$  : Pression limite nette équivalente ;

Le coefficient de portance traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et la pression limite du sol sollicité horizontalement par la sonde pressiométrique. Ce coefficient dépend de la nature du sol et du mode de mise en œuvre du pieu (tableau 2.5).

Nature des terrains		Eléments mis En œuvre sans Refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
<b>Sables-graves</b>	<b>A- lâche</b>	<b>1,0</b>	<b>4,2</b>
	<b>B- moyennement compacts</b>	<b>1,1</b>	<b>3,7</b>
	<b>C- compacts</b>	<b>1,2</b>	<b>3,2</b>

Tableau (2.5) valeurs de  $K_p$  selon le fascicule 62.

Comme précédemment, les valeurs numériques peuvent varier sensiblement selon les hauteurs et les règlements. Dans l'attente d'une uniformisation, seules les valeurs extraites du fascicule 62 sont présentées. Elles doivent être assorties de certains commentaires.

La pression limite nette équivalente (figure 2.10) est donnée (selon le fascicule 62) par la formule :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_{l(z)}^* . dz \quad (2.31)$$

Avec  $a$  : max (B / 2 ; 0,50m) ;

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

**b** : min (a, h) ;

**h** : ancrage dans la couche ou se situe la pointe du pieu.

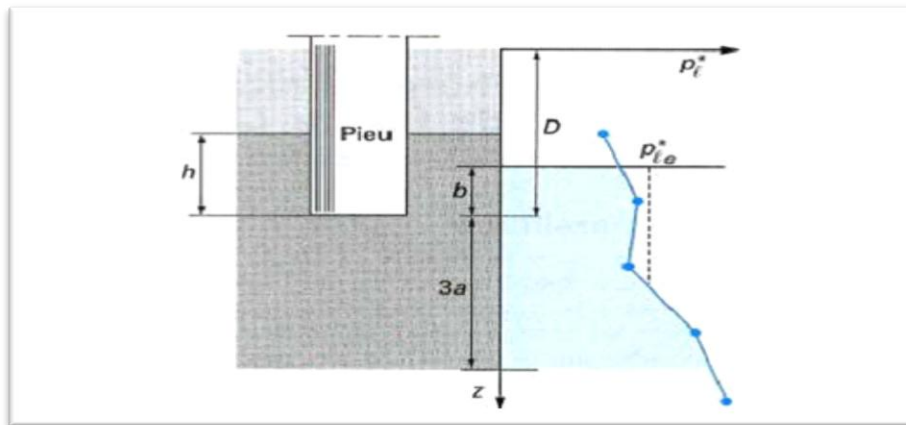
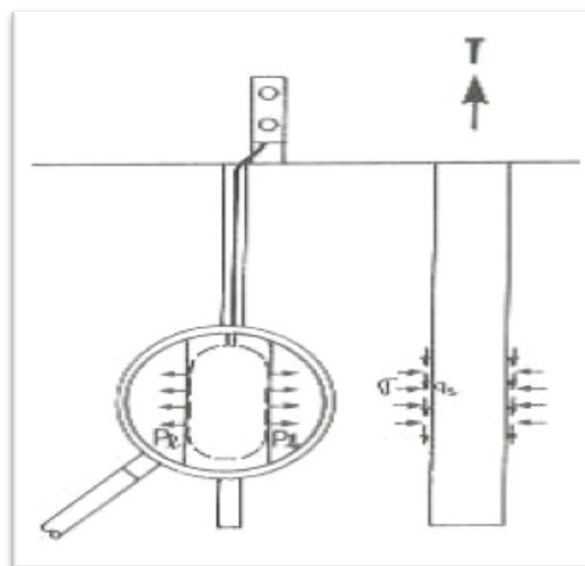


Figure - 2.10 - définition de la pression limite équivalente au pressiomètre Ménard

### II-4-2-2- Frottement latéral unitaire limite :

La similitude entre la sollicitation du sol par le pieu en frottement latéral et par le pressiomètre Ménard est loin d'être évidente (figure 2.11 a et b). Toutefois, des corrélations ont été établies entre le frottement latéral unitaire et la pression limite du sol  $p_l$ .



a) pressiomètre                      (b) pieu

Figure -2.11 - comparaison des sollicitations du sol.

Cependant, le frottement latéral, qui peut s'apparenter à un cisaillement rectiligne au contact du sol et du fût du pieu, est différent dans un sable et une argile possédant la même pression limite. Il a donc été nécessaire d'établir des lois  $q_s = f(p_l)$  différentes selon la nature du sol, son état et le type de pieu considéré.

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

La méthode générale consiste à choisir une courbe représentant une relation particulière entret, ceci en fonction de la nature du sol et du type de pieu. Là encore, il existe actuellement des divergences plus ou moins importantes selon les règlements considérés.

La valeur de  $q_s$  selon le fascicule 62 est donné par Les lois  $q_s = f(p_l)$  sont données par les courbes  $Q_1$  à  $Q_7$  de la figure (2.12) et le choix de la courbe à considérer est donné par le tableau(2.6).

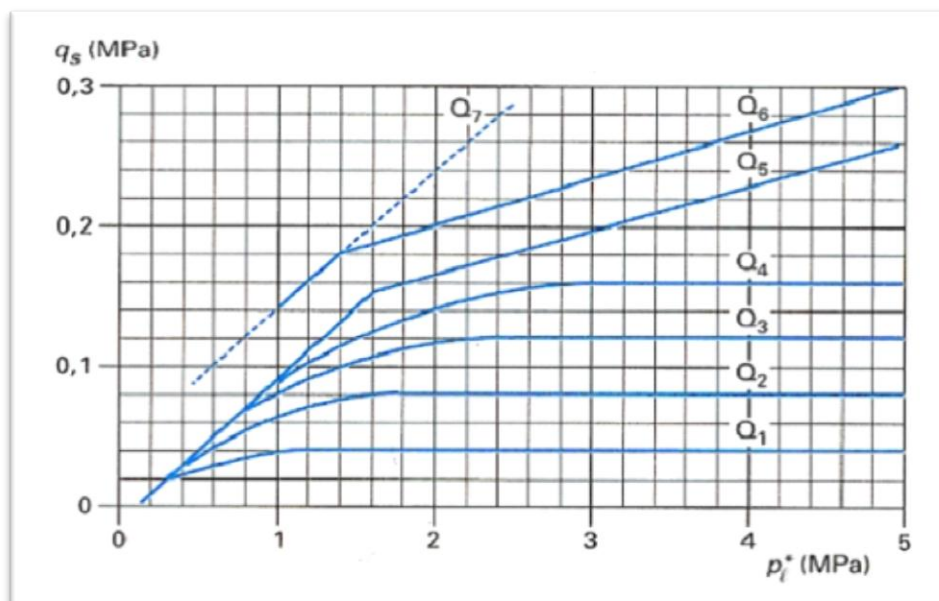


Figure - 2.12- courbes de frottement latéral

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

Type de pieu	Sables-graves		
	A	B	C
Foré simple			
Foré à la boue	Q1	Q2 ,Q1(2)	Q3,Q2(2)
Foré tubé (tube récupéré)	Q1	Q2 ,Q1(2)	Q3,Q2(2)
Foré tubé (tube perdu)	Q1		Q2
Métal battu fermé	Q2		Q3
Battu préfabriqué béton		Q3	
Battu moulé	Q2		Q3
Battu enrobé	Q3		Q4
Injecté basse pression		Q3	
Injecté haute pression (5)	Q5		Q6
(2) pieux de grande longueur (supérieure à 30m)			

Tableau (2.6) choix de la courbe de frottement latéral

### II-4-3- La capacité portante d'un pieu isolé à l'aide d'essai de chargement statique :

C'est un essai à charges contrôlées, essai par paliers de fluage, qui consiste à mettre le pieu en charge par incréments  $\Delta Q$  égaux à  $0,1Q_{max}$  jusqu'à  $Q_{max}$ . Il permet de déterminer la charge limite conventionnelle  $Q_{le}$  et la charge critique de fluage conventionnelle  $Q_{ce}$ . Pendant chaque palier de fluage, maintenu 60 minutes, on enregistre le déplacement de la tête du

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

pieu en maintenant la charge rigoureusement constante. Pour chaque palier  $Q_n$  on calcule la pente  $\alpha_n$  du segment de la courbe de déplacement en fonction du logarithme décimal du temps entre 30 et 60 minutes (Figure 2.13.a). La charge critique de fluage est déterminée par la construction effectuée sur la courbe de  $\alpha_n$  en fonction de la charge au palier  $Q_n$  (Figure 2.13.b).

Cette courbe permet de distinguer une première partie pour laquelle le fluage est faible et peut être supporté par la structure portée par la fondation profonde et une seconde partie où le fluage du sol entraînerait des déplacements incompatibles avec le bon fonctionnement de la structure.

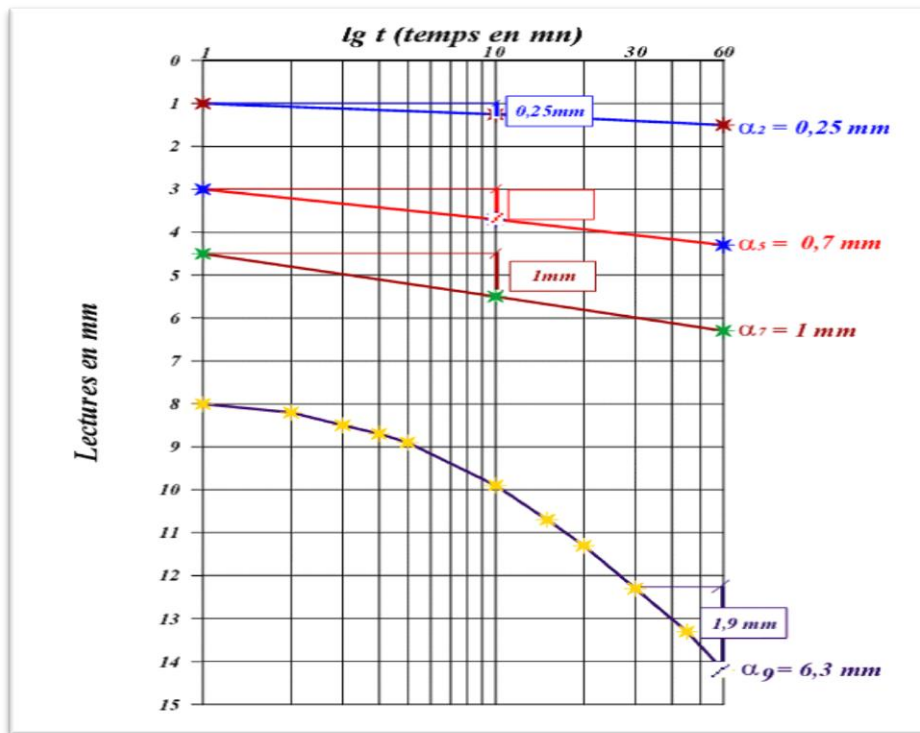


Figure -2.13.a- droite et courbes de fluage des 2<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, et 9<sup>ème</sup> palier

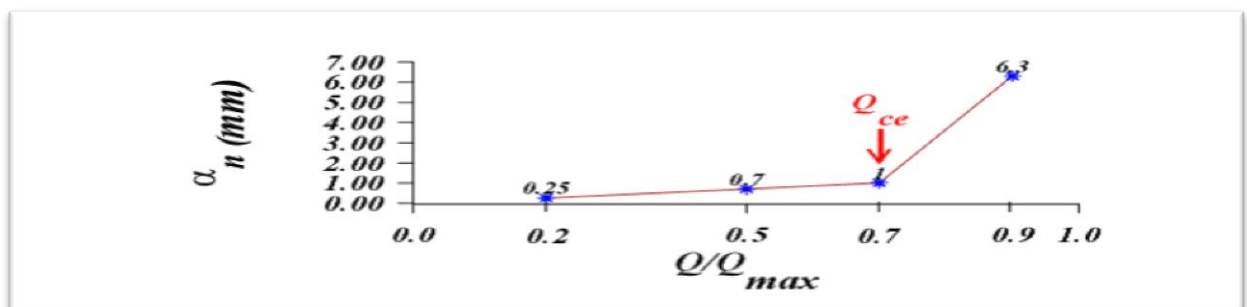
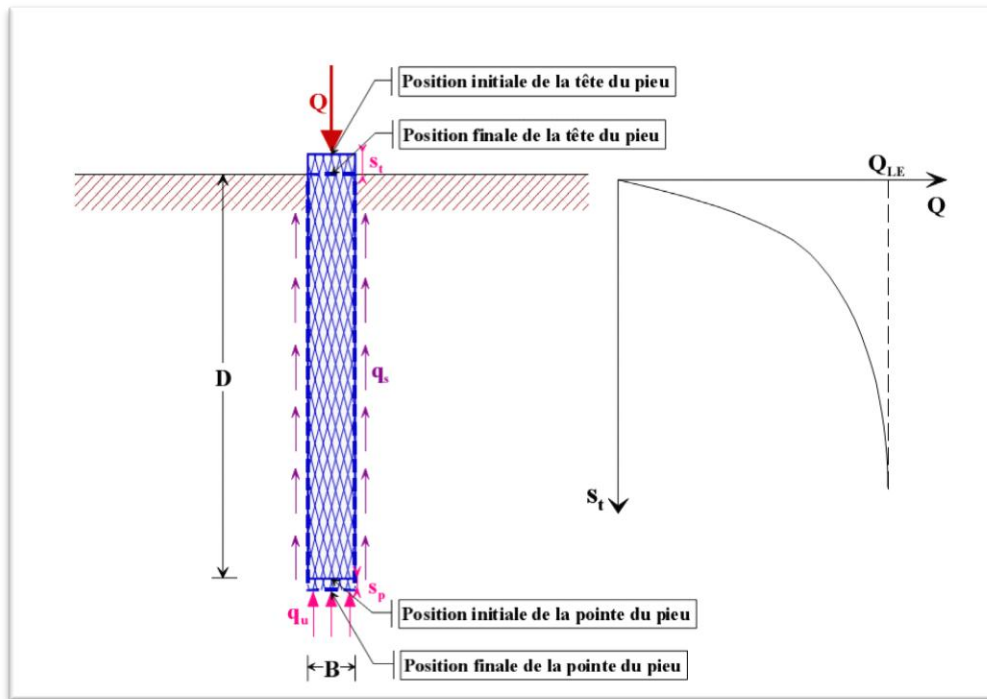


Figure -2.13.b- détermination de la charge critique de fluage  $Q_{ce}$  (vitesse de fluage  $\alpha_n$  et calcul de  $Q_{ce}$ )

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

Considérons, pour simplifier, un pieu de longueur  $D$ , dans un sol homogène, soumis à un chargement vertical de compression axiale. Si on enregistre pendant le chargement du pieu l'effort et le déplacement en tête on obtient la courbe effort-déplacement de la figure (2.14).



**Figure - 2.14- Courbe effort-déplacement en tête d'un essai de chargement de pieu**

Cette courbe donne la charge limite  $Q_{LE}$  ou  $Q_u$  qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement. Cette charge limite est équilibrée par deux réactions limites : la résistance de pointe  $q_u$  qui donne la charge limite de pointe  $Q_{pu} = A \cdot q_u$  ( $A$  : section droite de la pointe du pieu) et le frottement latéral  $q_s$  qui s'exerce sur la surface latérale du pieu qui donne la charge limite de frottement latéral  $Q_{su} = q_s \cdot \pi \cdot B \cdot D$

$$Q_{LE} = Q_{pu} + Q_{su} \quad (2.32)$$

Pour atteindre cette charge limite  $Q_{LE}$ , le pieu s'est déplacé en tête de  $S_t$  et en pointe de  $S_p$  ( $S_t > S_p$ ). Si on considère maintenant le chargement progressif du pieu de la charge 0 à la charge  $Q_{LE}$  on constate qu'on mobilise d'abord le frottement latéral puis l'effort de pointe.

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

Sous une charge  $Q$  la tête du pieu se déplace de  $s_t$  et la pointe de  $S_p$  ( $S_t > S_p$ ). et tout point du fût du pieu se déplace de  $s$  par rapport au sol. Toutes les mesures qui ont été faites sur chantier montrent qu'on mobilise beaucoup plus vite le frottement latéral  $q_s$  que la résistance de pointe  $q_u$  (Figure 2.15.a et b). On peut estimer en première approximation qu'il faut de l'ordre de 5mm pour atteindre le frottement latéral limite et de l'ordre de 5cm pour atteindre la résistance de pointe limite.

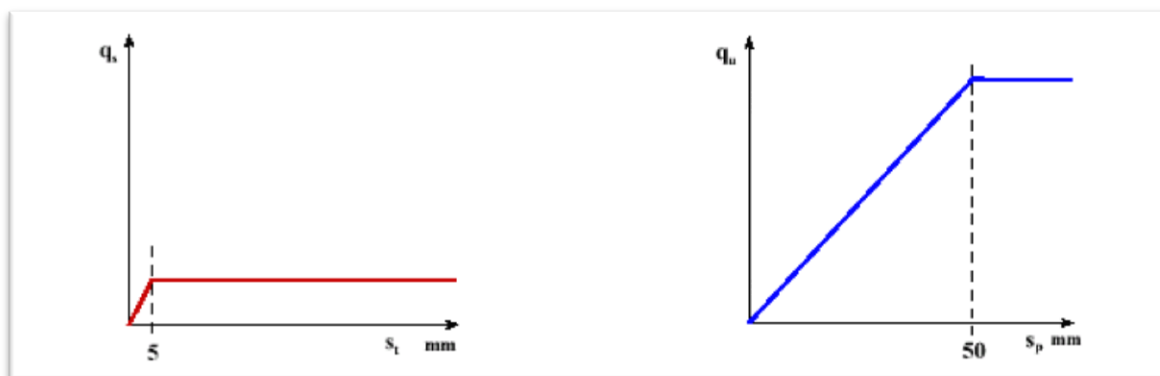


Figure -2.15.a- loi de mobilisation simplifiée du frottement latéral unitaire  $q_s$

Figure -2.15.b- loi de mobilisation simplifiée de la résistance de pointe  $q_u$

Le pieu se déplaçant plus vers la tête que vers la pointe et le frottement latéral se mobilisant beaucoup plus vite que la résistance de pointe, le pieu mobilisera d'abord sous les premières charges  $Q$  le frottement latéral. Quand le frottement latéral sera complètement mobilisé les charges supplémentaires seront transmises à la pointe. Enfin quand la résistance de pointe sera complètement mobilisée, on atteindra la rupture totale du sol.

En général, compte tenu des coefficients de sécurité appliqués aux résistances limites, le pieu sous les charges de service travaillera essentiellement au frottement latéral et peu en pointe.

### II-4-3-1- Evolution de la résistance de pointe $q_u$ en fonction de la profondeur :

Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un terrain homogène, la résistance de pointe augmente pratiquement linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée profondeur critique  $D_c$  et reste quasi-constante (Figure 2.16) ensuite la valeur de  $D_c$  varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de  $D_c$  préconisées par la norme DTU 13-2 / P 11-212 :

- pour une seule couche de sol  $D_c = 6B$  avec un minimum de 3m,

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

- pour un sol multicouche pour lequel la contrainte effective  $\sigma'_v$  due au poids des terrains au-dessus de la couche d'ancrage est au moins égale à 100kPa (environ 7 à 10m de terrain)  $D_c = 3B$  avec un minimum de 1.5m ; c'est la règle classique des 3 diamètres d'ancrage du pieu dans la couche résistante.

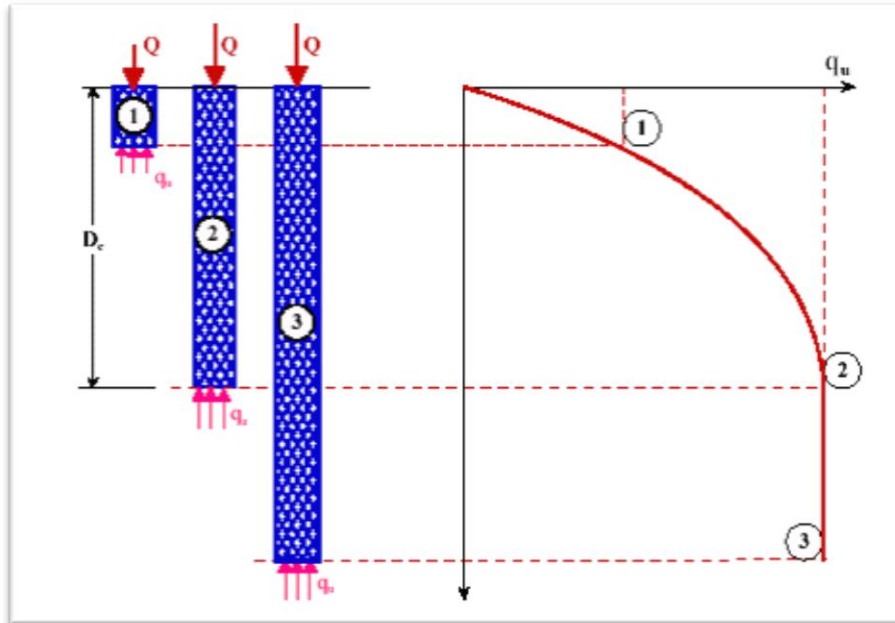


Figure - 2.16 - Evolution de la résistance de pointe  $q_u$  en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu

### II-5- Méthodes numériques (la Méthodes des éléments finis) :

Les applications de cette méthode pour le calcul des pieux sont relativement rares (si on les Compare aux autres méthodes). Cet outil permet, toutefois, de modéliser le chargement des pieux ainsi que leur mise en place dans le sol par forage ou par battage (Mestat, 1998). Ellison et al. (1971) ont été les premiers à utiliser une analyse axisymétrique par éléments finis pour étudier le comportement de pieux isolés sous charge axiale.

Frank, Guenot et Humbert (1980) utilisent la méthode des éléments finis pour modéliser des essais de chargement axial de pieux en vraie grandeur. Le sol est considéré comme élastique linéaire isotrope.

### II-6- Capacité portante admissible, $Q_{adm}$ :

La charge portante ultime d'un pieu est déterminée par la somme de la charge portante de pointe  $Q_p$  et la résistance au frottement  $Q_s$ . Un coefficient de sécurité raisonnable est choisi pour le calcul de la charge admissible que doit supporter chaque pieu :

$$Q_{ad} = \frac{Q_u}{F_s} \quad (2.33)$$

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

---

$Q_{ad}$ : Force admissible de chaque pieu ;

$F_s$  : Coefficient de sécurité pris égal à 2.5-4.

### II-7- Calcul des tassements :

Tassement élastique d'un pieu :

Le tassement élastique total d'un pieu sous une charge verticale  $Q_w$  est :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (2.34)$$

Avec :

$S$  : tassement élastique total du pieu

$S_1$ : tassement élastique du puit

$S_2$ : tassement élastique dû à la pointe du pieu

$S_3$ : tassement élastique dû à la transmission de la charge le long du puit

#### a-calcul de $S_1$ :

Le matériau constituant le pieu est supposé être élastique. Le tassement élastique du puit est

donné par le principe de la mécanique des matériaux : 
$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})}{A_p E_p} \quad (2.35)$$

Avec :

$Q_{wp}$ : Charge supporté par la pointe du pieu sous les conditions de travail ;

$Q_{ws}$  : Résistance au frottement du pieu sous les conditions de travail ;

$A_p$ : section transversale du pieu ;

$L$  : longueur du pieu ;

$E_p$  : module de Young du matériau du pieu ;

La valeur de  $\xi$  dépend de la distribution de la résistance au frottement dans le puit du pieu (figure 2. 17).

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

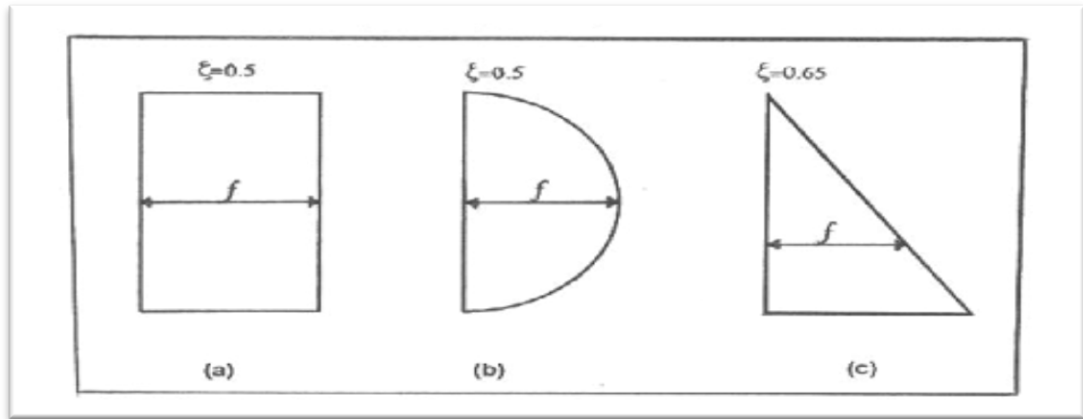


Figure - 2. 17- distribution de frottement unitaire le long du puit du pieu

### b- calcul de S2 :

Le tassement élastique dû à la pointe du pieu est :

$$S_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \nu_s) I_{wp} \quad (2.36)$$

Avec :

**D** : diamètre ou largeur du pieu ;

**q<sub>wp</sub>**: Charge de pointe par unité de surface ;

**E<sub>s</sub>**: module de Young du sol ;

**ν<sub>s</sub>**: coefficient de poisson du sol ;

**I<sub>wp</sub>** : coefficient d'influence donné par l'abaque de Harr ;

Ce tassement élastique peut aussi être calculé par une méthode empirique proposée par Vesic

(1977) :

$$S_2 = \frac{Q_{wp} c_p}{D q_p} \quad (2.37)$$

Ou :

**q<sub>p</sub>**: capacité portante de pointe ultime du pieu ;

**C<sub>p</sub>**: coefficient empirique ( tableau 2.7) .

Type de sol	Pieu battu	Pieu foré
Sable (dense à lâche)	0.02-0.04	0.09-0.18

Tableau (2.7) types de Cp

### b- calcul de S3 :

De même le tassement dû à la transmission de charge le long du puit est donné :

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

$$S_3 = \left( \frac{Q_{ws}}{P L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \nu_s^2) I_{ws} \quad (2.38)$$

Avec :

**P** : périmètre du pieu ;

**L** : longueur d'ancrage du pieu ;

$I_{ws}$ : coefficient d'influence donné par l'expression :  $I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}}$

$f_{av} = \frac{Q_{ws}}{P L}$  est la valeur moyenne le long du pieu. Le tassement  $S_3$  a été donné aussi par une formule empirique par Versais (1977) :

$$S_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} \quad (2.39)$$

$C_s$ : est le coefficient empirique donné par :

$$C_s = \left( 0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{D}} \right) C_p \quad (2.40)$$

### II-8- Évaluation du frottement négatif maximal :

#### II-8-1 Principe de l'évaluation du frottement négatif maximal :

On calcule la valeur maximale, à long terme, par la méthode suivante (figure 2.18). A niveau donné z, la valeur du frottement négatif unitaire limite est donnée par :

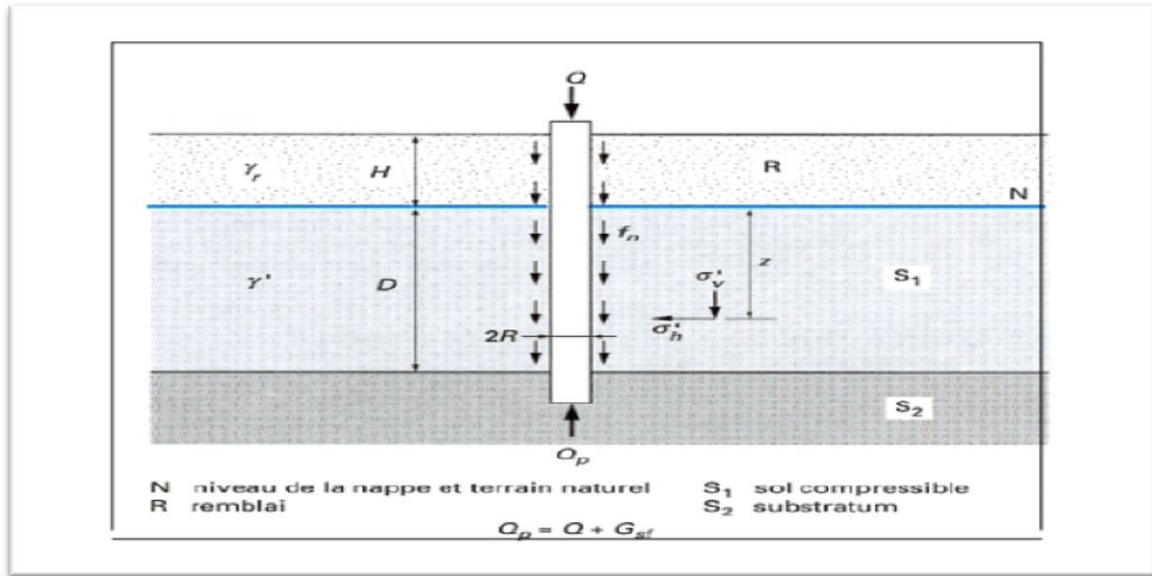
$$f_n = \sigma'_h \tan \delta = \sigma'_v K \tan \delta \quad (2.42)$$

Avec

$\sigma'_h, \sigma'_v$ : contrainte effective à long terme horizontale et verticale, à l'interface sol-pieu ;

**K** : rapport  $\sigma'_h / \sigma'_v$  ;

$\delta$  : angle de frottement du contact sol-pieu .



**Figure - 2.18- évaluation du frottement négatif sur un pieu isolé**

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

$$G_{sf} = p \int_{-H}^h K \tan \delta \cdot \sigma'_v dz \quad (2.43)$$

Avec

**P** : périmètre du pieu ( $2 \pi R$  pour un pieu circulaire,  $R$  rayon du pieu) ;

**H** : hauteur du remblai ;

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

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

### II-8-2- 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.

#### a- En sol suffisamment compressible :

$h_1$  : profondeur où  $\sigma'_v$  la contrainte 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.

#### b- En sol très peu compressible :

$h_2$  : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra, après mise en place du pieu,  $0,01B$  (ou  $B = 2R$  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).

### II-8-3- Valeur du terme $K \tan \delta$ :

On pourra adopter les valeurs de  $K \tan \delta$  données au tableau 2. 8, dépendant de la nature du sol et du type de pieu.

Type de pieu		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
Sables-graves	Très lâches		0,35	
	Lâches		0,45	
	Autres		1,00	

Tableau ( 2.8) valeurs du terme  $K \tan \delta$  pour l'évaluation du frottement négatif

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.

### II-8-4- Contrainte verticale effective $\sigma'_v$ , 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  $d\sigma'_v(z)/dz$  est constant :

$$\sigma'_v(z) = \frac{1}{m} \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} + e^{-mz} \left[ \sigma'_v(0) - \frac{1}{m} \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} \right] \quad (2.44)$$

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

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

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

$$\lambda = 0 \quad \text{si } K \tan \delta \geq 0,385$$

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

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

$$\sigma'_v(z) = \sigma'_v(0) + z \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} = \sigma'_1(z) \quad (2.45)$$

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

$$\sigma'_v(z) = 0 \quad (\text{Pas de frottement négatif}).$$

• dans le cas simple d'un sol homogène de poids volumique déjaugé  $\gamma'$  situé sous un remblai apportant une surcharge  $\Delta\sigma'$  (z) (figure 2.19) :

$$\sigma'_1 = \gamma' z + \Delta\sigma'(z) \quad (2.46)$$

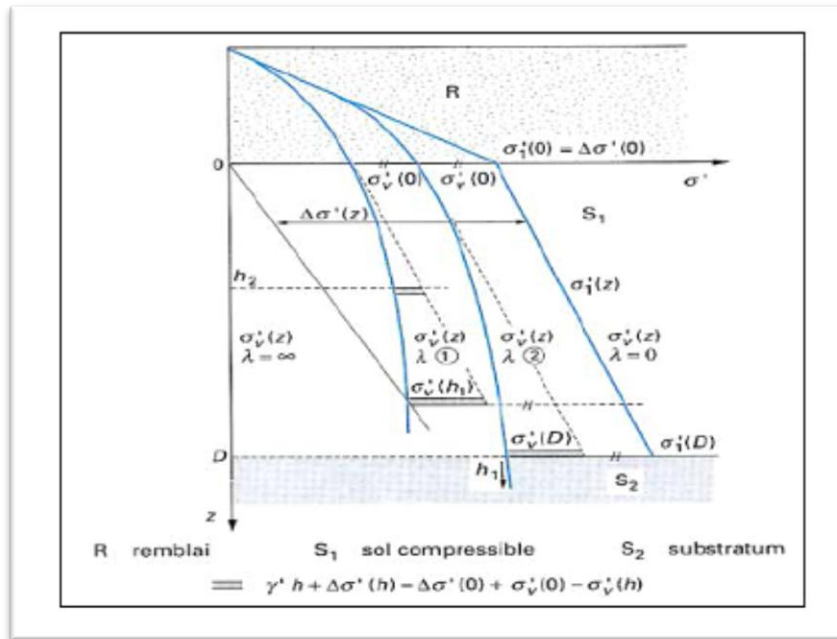
L'expression de  $\sigma'_v(z)$  à prendre en compte pour le calcul du frottement négatif devient :

$$\sigma'_v(z) = \frac{1}{m} \left[ \gamma' + \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} \right] + e^{-mz} \left[ \sigma'_v(0) - \frac{1}{m} \left( \gamma' + \frac{d\sigma'_1(z)}{dz} \right) \right] \quad (2.47)$$

Le frottement négatif total, dans la couche compressible, jusqu'à la cote z, est donné par :

$$G_{sf} = \frac{2\pi R K \tan \delta}{m} \left[ \gamma' z + \Delta\sigma'(z) - \Delta\sigma'(0) + \sigma'_v(0) - \sigma'_v(z) \right] \quad (2.48)$$

• dans le cas général où  $\lambda \neq 0$  (ou  $m \neq 0$ ),  $\sigma'_v(z)$  est inférieur à  $\sigma'_1(z)$  et atteint la valeur  $\gamma' z$  à une certaine profondeur. Cette profondeur  $h_1$  détermine un point neutre au-dessous duquel il n'y a plus de frottement négatif.



**Figure - 2.19 - calcul du frottement négatif pour un pieu isolé dans un sol homogène chargé par un remblai**

On obtient alors :

- si  $h_1$  (calculé)  $< D$  :

$$G_{sf} = \frac{2\pi R K \tan \delta}{m} [\Delta \sigma' (h_1) - \Delta \sigma' (0) + \sigma'_v(0)] \quad (2.49)$$

- si  $h_1$  (calculé)  $> D$  :

$$G_{sf} = \frac{2\pi R K \tan \delta}{m} [\gamma' D + \Delta \sigma' (D) - \Delta \sigma' (0) + \sigma'_v(0) - \sigma'_v(D)] \quad (2.50)$$

• Dans le cas où l'on peut considérer la surcharge comme uniforme et indéfinie ( $\Delta \sigma'(z) = q_0$ )

et l'accrochage considéré comme maximal dans le remblai  $\sigma'_v(0) = \sigma'_1 = q_0$ , ces expressions deviennent :

- si  $h_1$  (calculé)  $< D$  :

$$G_{sf} = \frac{2\pi R K \tan \delta}{m} q_0 \quad (\text{Proportionnalité entre } G_{sf} \text{ et } q_0) \quad (2.53)$$

- si  $h_1$  (calculé)  $> D$  :

$$G_{sf} = \frac{2\pi R K \tan \delta}{m} [\gamma' D + q_0 - \sigma'_v(D)] \quad (2.51)$$

Il y a lieu, évidemment, d'ajouter le frottement négatif dans le remblai sus-jacent.

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

- si  $h_2$  est largement inférieur à  $h_1$  ou à  $D$  (sol très peu compressible), on utilise les mêmes analyses jusqu'à  $z = h_2$  uniquement.

• dans un but de simplification, on peut parfois se contenter d'estimer une borne supérieure du frottement négatif en supposant que l'accrochage est maximal, soit  $\lambda = 0$  ( ou  $m=0$ ), conduisant à :

$$\sigma'_v(z) = q_0 + \gamma' z \quad (2.52)$$

L'application de cette relation au cas courant de la figure 2.20, conduit à la force totale de frottement négatif limite :

$$G_{sf} = P \left[ (K \tan \delta)_r \gamma_r \frac{H^2}{2} (K \tan \gamma)_{s1} \left( \gamma_r H D + \gamma' \frac{D^2}{2} \right) \right] \quad (2.53)$$

Ce type d'expression, fréquemment employé, donne donc une borne supérieure du frottement négatif limite, l'accrochage étant maximal ( $\lambda=0$ ) et la prise en compte du frottement négatif se faisant dans toute la couche du sol compressible  $h = D$ , ce qui peut être justifié dans le cas d'une surcharge  $q_0$  importante sur un sol suffisamment compressible.

### II-9- Résistance à l'arrachement d'un pieu :

Les fondations de certaines structures tel que les plates de formes offshore, sont soumises à des efforts de soulèvement. Dans ces conditions les pieux sont utilisés pour résister aux efforts d'arrachement. La résistance ultime globale d'un pieu soumis à un effort d'arrachement est (figure 2.20) :

$$T_{ug} = T_{un} + W \quad (2.54)$$

$T_{ug}$ : Capacité portante ultime globale

$T_{un}$ : Capacité portante résiduelle à l'arrachement

$W$  : poids effectif du pieu

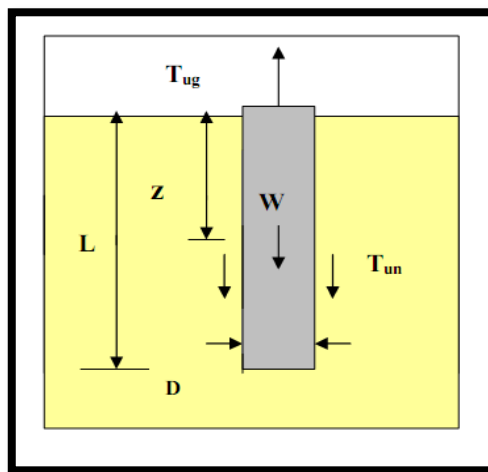


Figure - 2.20 - capacité portante à l'arrachement d'un pieu

#### a- Cas des sols sableux :

Pour le cas des pieux enfoncés dans des sols sableux la capacité portante à l'arrachement

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

est donnée par l'équation :

$$T_{un} = \int_0^L f_u p dz \quad (2.55)$$

$f_u$  : Résistance au frottement unitaire lors de l'arrachement du pieu

$p$  : périmètre de la section transversale du pieu

La résistance au frottement unitaire varie avec la profondeur ( $z$ ) (figure 2.21)

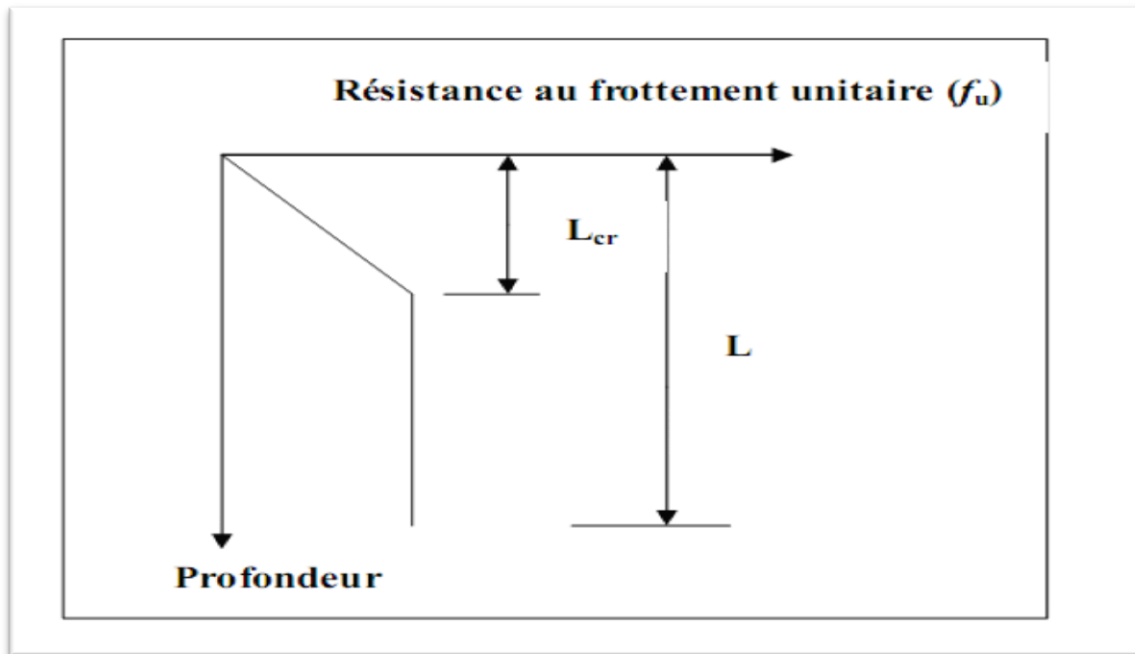


Figure - 2.21 - variation de  $f_u$  avec la profondeur ( $z$ )

$$\text{Pour } z \leq L_{cr} \rightarrow f_u = K_u \sigma'_v \tan \delta \quad (2.56)$$

$K_u$  : Coefficient à l'arrachement

$\sigma'_v$  : Contrainte effective à la profondeur ( $z$ )

$\delta$  : Angle de frottement sol-pieu

Le coefficient  $K_u$  est fonction de l'angle de frottement du sol. Il est donné par la figure (2.22).

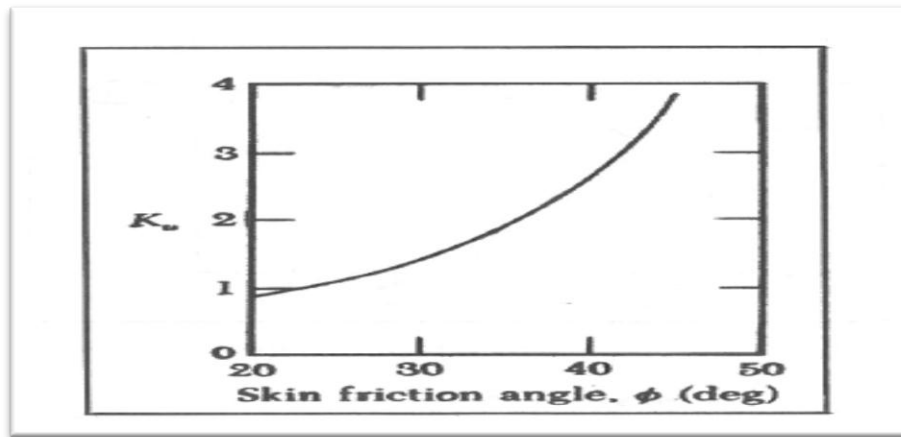


Figure - 2.22 - variation de  $aK_u$  avec l'angle de frottement interne

$L_{cr}$  Et  $\delta$  sont des paramètres qui dépendent de la densité relative du sol et sont donnés par la figure 2.23 . Les étapes à suivre pour calculer  $T_{un}$  sont :

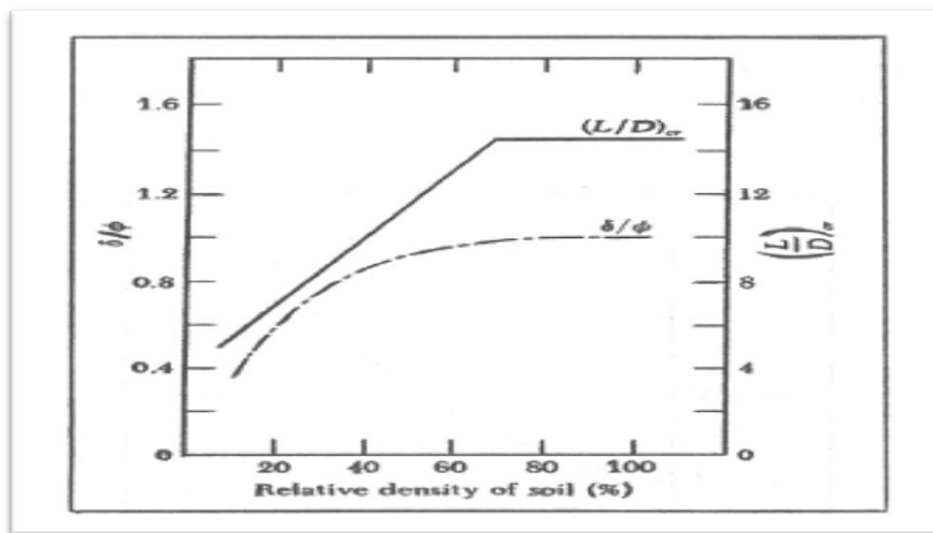


Figure - 2.23 - variation de  $\delta/\phi$  avec l'indice de densité RD

### II-10- Évaluation du flambement d'un pieu :

Si les pieux de section courante sont pratiquement insensibles au flambement, parfois sollicités par des contraintes axiales élevées, dès qu'ils traversent des sols très mous. Le D.T.U.13.2. Recommande de vérifier au flambement ce type de fondation figure(2.24).

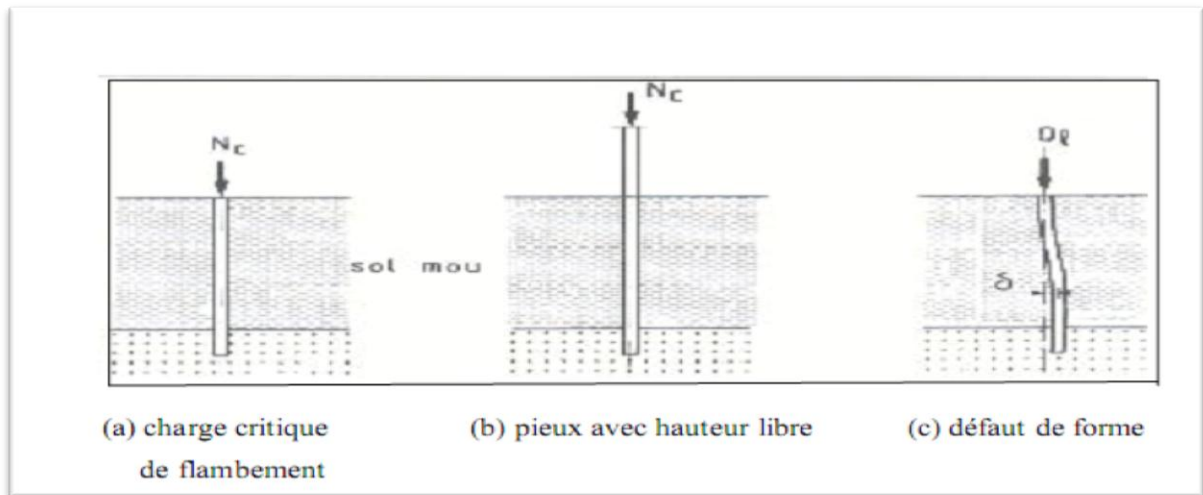


Figure - 2.24 - flambement d'un pieu

### II-10-1- Méthode de M. Mandel :

Elle permet de calculer la charge critique d'un pieu fiché au sein d'un milieu caractérisé par son coefficient de réaction surfacique horizontal  $K_p$ .

La charge critique de flambement  $N_c$  est déterminée comme décrit ci-après :

- calcul de la demi-longueur réduite  $\lambda$  (sans dimension) ;
- lecture de la force réduite  $\phi$  sur la figure (2.25);

Les différentes courbes correspondent aux conditions aux limites suivantes :

Courbe 1 : pieu dont les deux extrémités ne peuvent subir aucun déplacement transversal ;

Courbe 2 : pieu encastré aux deux extrémités ;

Courbe 3 : pieu libre ;

Courbe 4 : pieu ayant une extrémité encastrée et une extrémité libre ;

Détermination de  $N_c$  en fonction de  $\phi$ .

## Chapitre II : Méthodes de calcul des pieux isolés

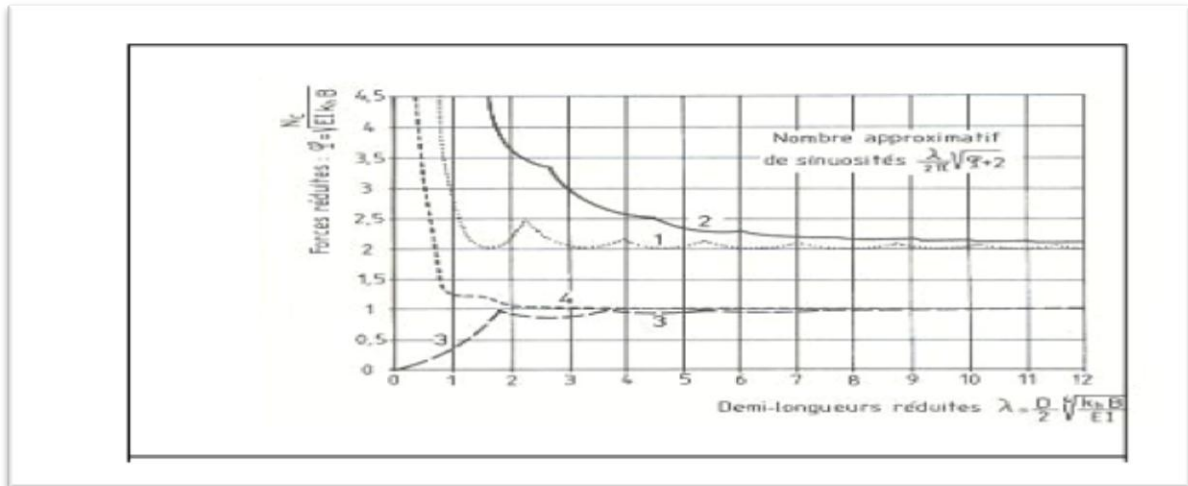


Figure - 2.25- force réduite d'un pieu dans un sol à raideur constante

Les expressions de  $\lambda$  et  $\varphi$  sont données sur la figure (2.25). Les notations utilisées sont les suivantes :

- D** : longueur du pieu dans la couche molle ;
- $K_h$**  : module de réaction horizontale surfacique ;
- EI** : rigidité du pieu ;
- B** : diamètre du forage.

En général, un coefficient de sécurité minimal de 2,5 est adopté entre la charge sous état limite de service et la charge critique  $N_c$ .

# **Chapitre III : Présentation du code éléments finis PLAXIS**

## Chapitre III : Présentation du code éléments finis PLAXIS

---

### III-1- Introduction :[7]

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis (EX : PLAXIS, le code éléments finis utilisé dans notre étude). L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le code éléments finis est parfois rebutant il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien.

### III-2- Le logiciel Plaxis :

Le code PLAXIS est un logiciel de calcul par éléments finis des ouvrages géotechniques (fondations, tunnels et autres ouvrages souterrains, remblais, soutènements, etc.) dans lequel est implémenté, entre autres, le modèle HSM (modèle de Schanz et al. 1999).

Ce logiciel exécutable sous Windows, comporte une interface graphique permettant, pour un modèle géométrique donné, de générer un maillage d'éléments finis (triangles à 6 nœuds ou à 15 nœuds selon la précision recherchée), d'effectuer les calculs plans ou axisymétriques pour le modèle de comportement considéré et d'éditer les résultats obtenus sous forme graphique (courbes) ou numérique (tableaux) en vue de leur analyse.

Le système d'options du code plaxis commencent par :

**a- Le Maillage :** l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent de 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, avec contrôle permanent à l'écran.

**b- Les conditions aux limites en déplacement :** si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (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.

**c- Les 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

## Chapitre III : Présentation du code éléments finis PLAXIS

---

particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

**d- 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, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

**e- Le coefficient de sécurité :** est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliquent, ce qui ne constitue pas un état 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.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : 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.

### III-3- Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis :

#### III-3-1- Introduction :

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. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis.

La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte 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 demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation (colloque de Villard de l'an (1984), colloque de Cheveland (1987)...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels.

Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important. La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément

## Chapitre III : Présentation du code éléments finis PLAXIS

---

finis, permettant de traiter des problèmes géotechnique 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 de calcul » de l'ingénieur géotechnicien. Les modèles de comportement utilisés dans plaxis sont :

### III-3-1-1- Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de poisson  $\nu$ , 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.

$G$  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.

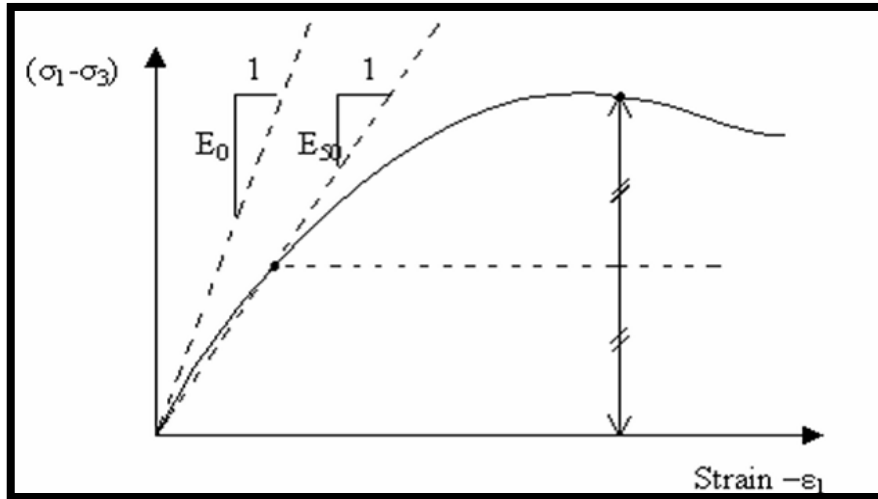
### III-3-1-1-1- Le modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de paramètres. Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autre sont  $c$  et  $\phi$  respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires.

#### a- le module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant. 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 3.1).



**Figure 3.1- Définition du module à 50 % de la rupture.**

**b- Le coefficient de poisson :**

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

**c- L'angle de frottement :**

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement « de pic » soit l'angle de frottement de palier.

**d- La cohésion :**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0.2 à 1kpa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $\phi_u=0$ , Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre C-depth.

**e- L'angle de dilatance :**

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

$$\begin{aligned} \Psi &= \phi - 30^\circ && \text{pour } \phi > 30^\circ \\ \Psi &= 0 && \text{pour } \phi < 30^\circ \end{aligned}$$

Les cas où  $\Psi < 0$  correspondent à des sables très lâches.

## Chapitre III : Présentation du code éléments finis PLAXIS

- La valeur  $\Psi = 0$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

### III-3-1-1-2- Modèle de sol avec écrouissage (Hardening soil Model (H.S.M)) :

Le modèle de sol avec écrouissage (H.S.M) 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 contraintes-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module de déformation lorsque le cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang Car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

#### a-Courbes effort-déformation :

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

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

#### b-Les modules :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m \text{ Avec } p^{ref} = 100 \text{ (kpa)}$$

Le paramètre  $R_f$  est analogue à celui introduit par Duncan.

$$\text{Pour la décharge on prend : } E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cot \varphi - \sigma'_3}{c \cot \varphi + p^{ref}} \right)^m$$

La figure( 3.2) redonne ces définitions :

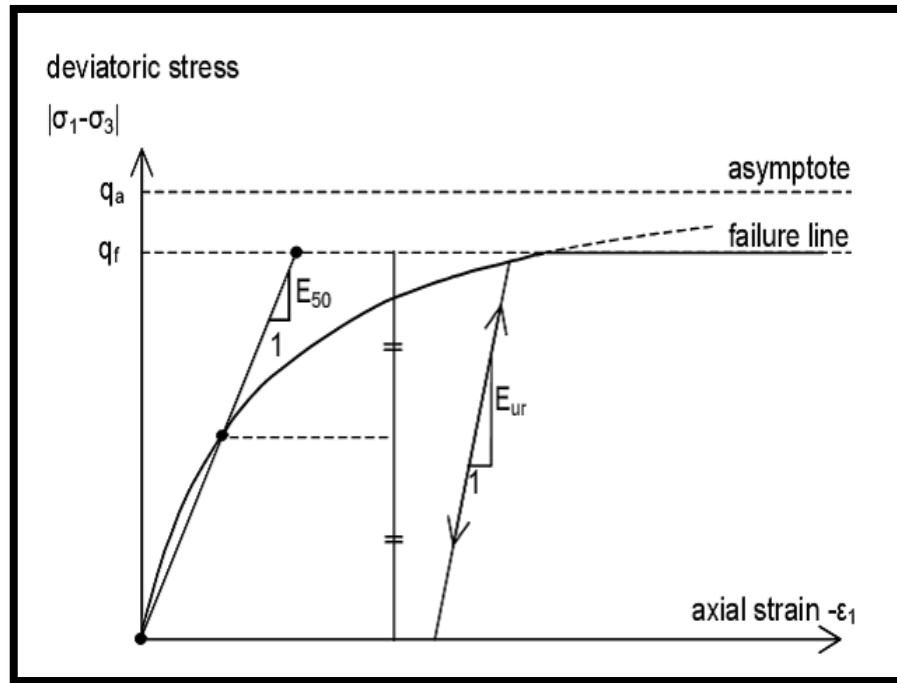


Figure -3.2- représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte-déformation

### c- La surface de charge :

En fonction du paramètre d'écrouissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (figure 3.3).

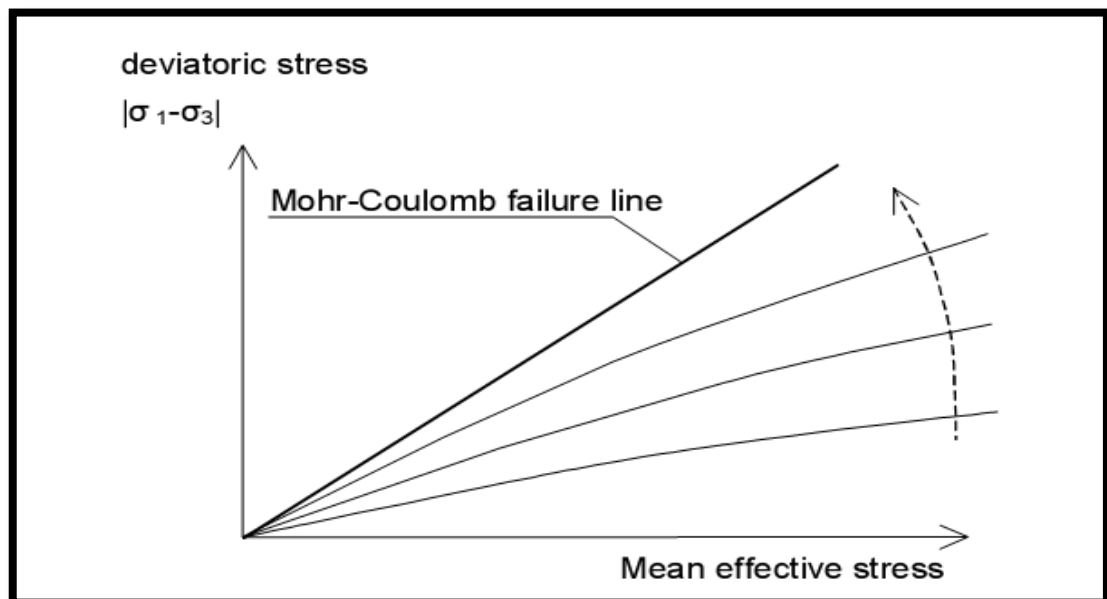
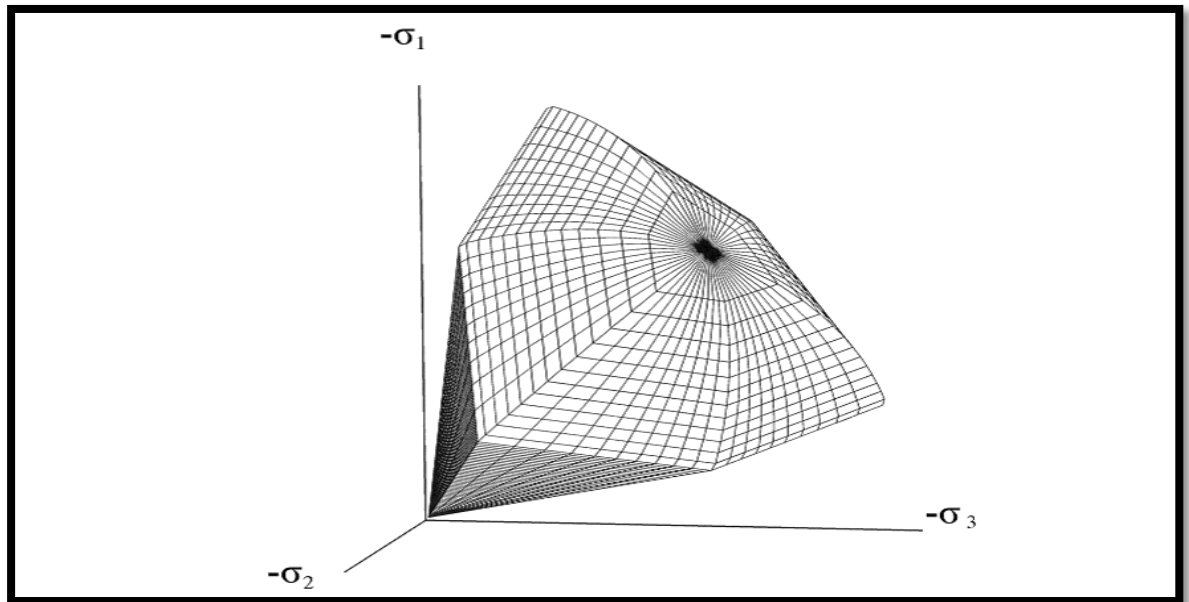


Figure - 3. 3- Forme de surfaces de charge H.S.M



**Figure - 3.4- Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent**

**d-Paramètres de Mohr-Coulomb :**

**C** : Cohésion (effective) [KN/ m<sup>2</sup>]

**φ** : Angle de frottement effectif [ ° ]

**Ψ** : Angle of dilatance [ ° ]

**E<sub>50</sub><sup>ref</sup>** : Module sécant dans un essai triaxial KN/ m<sup>2</sup> []

**E<sub>oed</sub><sup>ref</sup>** : Module sécant dans un essai oedométrique [KN/ m<sup>2</sup>]

**m** : puissance (environ 0.58 pour les sables) [-]

**e-Paramètres avancés :**

**E<sub>ur</sub><sup>ref</sup>** : Module en décharge (par défaut  $E_{ur}^{ref} = 4E_{50}^{ref}$ ) : [KN/ m<sup>2</sup>]

**ν<sub>ur</sub>** : Coefficient de poisson en décharge recharge [-]

(Par défaut  $\nu_{ur} = 0.2$ )

**p<sup>ref</sup>** : Contraintes de références (par défaut = 100) [KN/ m<sup>2</sup>]

**K<sub>0</sub><sup>NC</sup>** : K<sub>0</sub>-consolidation (par défaut  $K_0^{NC} = 1 - \sin\phi$ ) [-]

**R<sub>f</sub>** : Coefficient à la rupture q<sub>f</sub>/q<sub>a</sub> (par défaut R<sub>f</sub> = 0.9) [-]

**σ<sub>tension</sub>** : Résistance à la traction (par défaut  $\sigma_{tension} = 0$ ) [KN/ m<sup>2</sup>]

**C<sub>incrément</sub>** : Par défaut  $C_{incrément} = 0$  [KN/ m<sup>2</sup>]

## Chapitre III : Présentation du code éléments finis PLAXIS

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la (figure 3.5) et celle de la dilatance (éventuellement) sur la (figure 3.6).

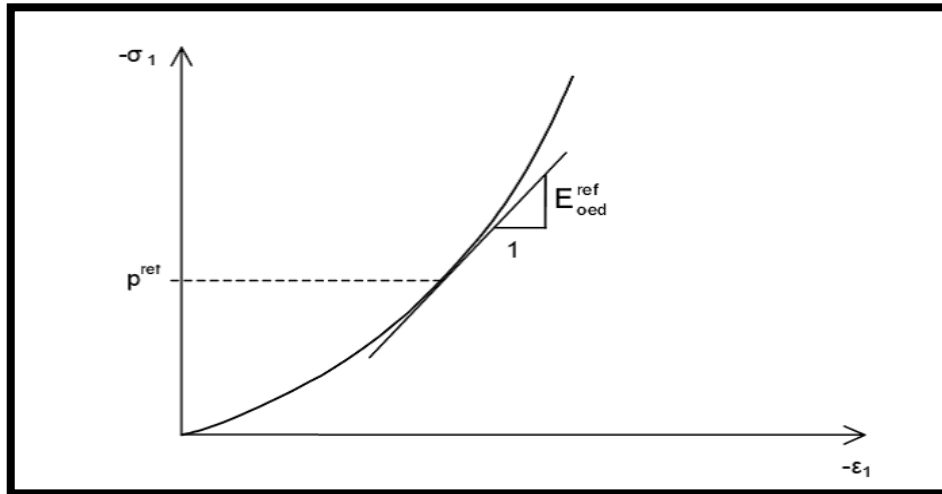


Figure - 3.5- définition du module oedométrique tangent.

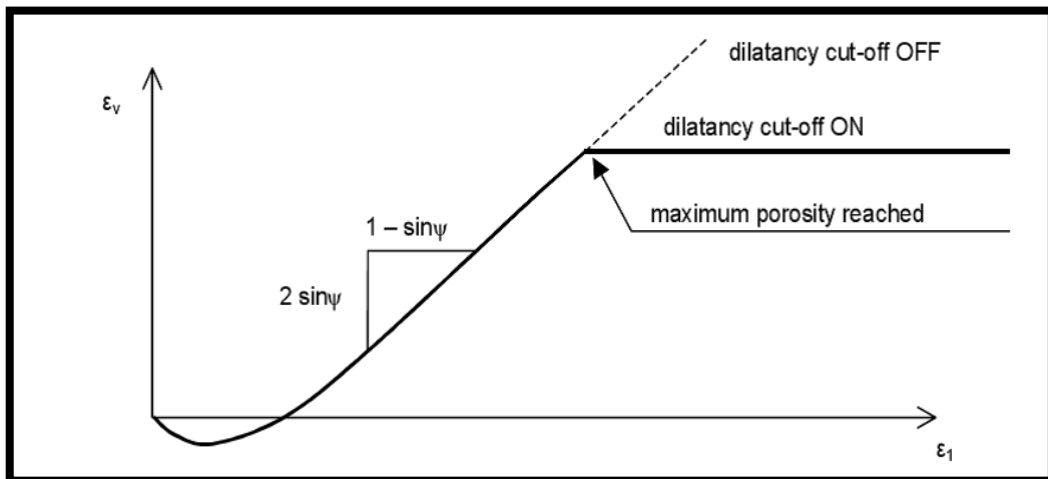


Figure -3.6- Définition de l'angle de dilatance

### III-3-1-1-3 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model (S.S.M)) :

Ce modèle est un modèle dérivé du modèle de Cam-Clay. Historiquement le modèle de Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al.

L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles. 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.

## Chapitre III : Présentation du code éléments finis PLAXIS

### a- Les paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres  $C_c$  et  $C_s$  décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de  $C_c$  et  $C_s$  en  $\lambda^*$  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).

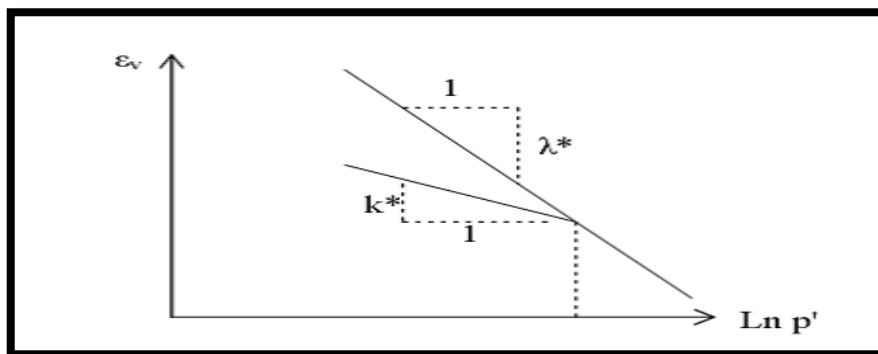
On utilise alors  $\lambda^*$  et  $K^*$ . Dans ce cas, l'indice des vides variable apparaît dans les expressions du tableau (3.1). Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées dans le tableau(3.1).

<b>Relation avec l'indice des vides.</b>	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $K^* = \frac{K}{1+e}$
<b>Relation avec les paramètres « Hollondais »</b>	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $K^* = \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$
<b>Relation avec les indices des compressibilités et de gonflement.</b>	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $K^* = 1,3 \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{C_c}{1+e}$

**Tableau (3.1) : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement et K**

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



**Figure - 3.7- Différentes représentations lors d'un essai oedométrique**

### b- La cohésion :

Une cohésion effective peut être introduire dans le S.S.M. Elle peut être nulle.

## Chapitre III : Présentation du code éléments finis PLAXIS

### c- Paramètre de frottement :

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

### d- 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 n'est proposée par défaut.

### e- Paramètre de contrainte $K_0$ :

Le paramètre  $M$  est calculé à partir de  $K_0$  par la formule ci-dessous :

$$M=3 \sqrt{\frac{(1-K_0^{NC})^2}{(1+2K_0^{NC})} + \frac{(1-K_0^{NC})(1-2\nu_{ur})(\lambda^*/K^*-1)}{(1+K_0^{NC})(1-2\nu_{ur})\lambda^*/K^*-(1-K_0^{NC})(1+\nu_{ur})}}$$

$$M = 3,0 - 2,8 K_0^{NC}$$

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

### f- Coefficient de poisson :

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

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

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

Dans Plaxis la valeur de est prise de 0,15.

### g- Prise en compte de la surconsolidation :

Plaxis calcule la pression de préconsolidation  $p_c$  à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP) (Pre Overbuden Pressure).

### h- Les paramètres nécessaires au SSM :

$\lambda^*$ : Indice de compression	[-]
$K^*$ : Indice de gonflement	[-]
$C$ : Cohésion	[KN/ m <sup>2</sup> ]
$\varphi$ : Angle de frottement	[°]
$\Psi$ : Angle de dilatance	[°]

### I- les paramètres avancés :

$\nu_{ur}$ : Coefficient de poisson en charge décharge	[-]
$K_0^{NC}$ : Paramètre de contrainte	[-]
M : Paramètre lié à $K_0^{NC}$	[-]

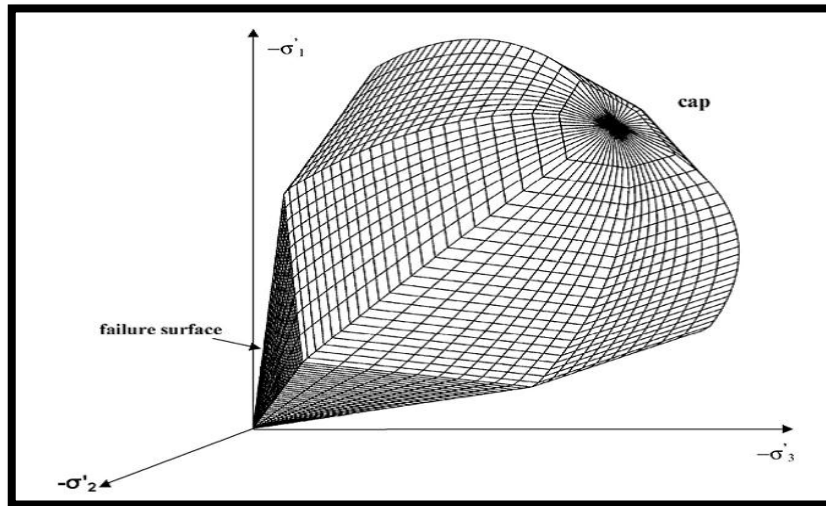


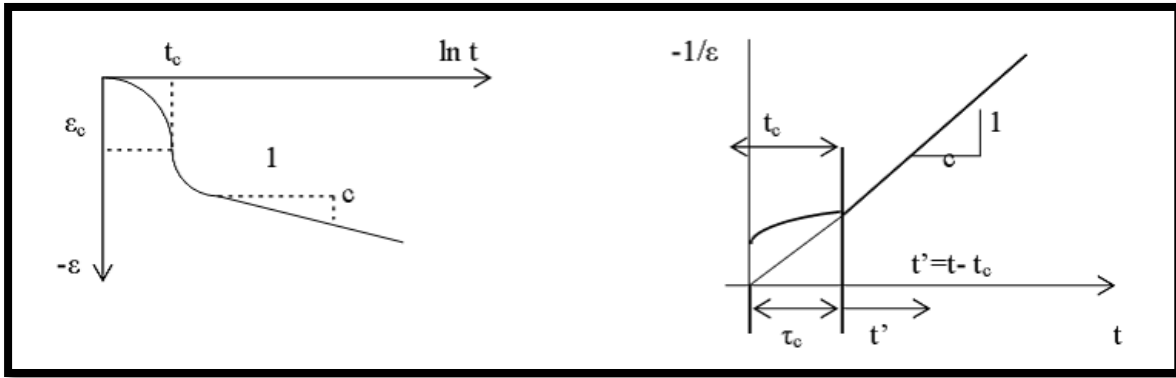
Figure - 3.8- Surface de rupture pour un soft soil model SSM

### III-3-1-1-4- Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model (S.S.C.M)) :

Le SSCM, permet de prendre en compte l'écroûissage 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. Elle est caractérisée par le paramètre  $C_\alpha$ .

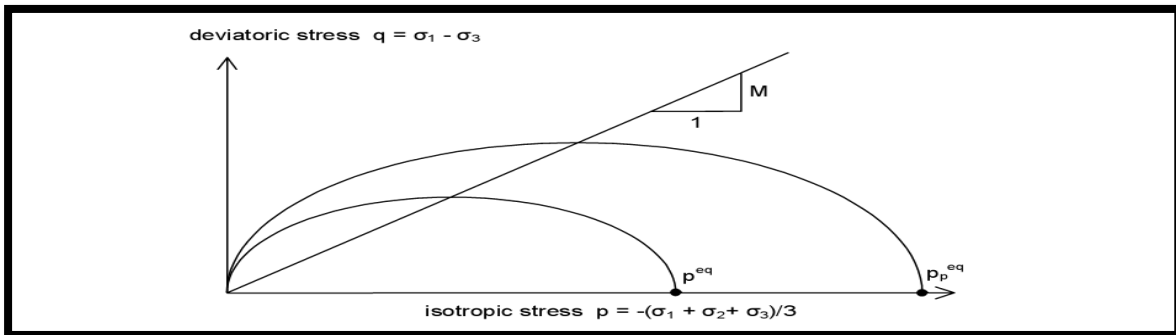
Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure 3.9 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.



**Figure -3.9- effet du temps sur les essais oedométriques**

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan p-q en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.



**Figure - 3.10- Diagramme de dans le plan p,q**

Avec les définitions suivantes des paramètres :

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

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

**a- Les paramètres du SSCM :**

Le paramètre de fluage est u\* défini par :

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

**b- Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :**

C : cohésion [KN/m<sup>2</sup>]

φ : Angle de frottement [°]

Ψ : Angle de dilatance [°]

## Chapitre III : Présentation du code éléments finis PLAXIS

---

### c- Paramètre de consolidation :

$K^*$  : Indice de gonflement [-]

$\lambda^*$  : Indice de compression [-]

$u^*$  : Indice de fluage [-]

### d- Les paramètres avancés :

$\nu_{ur}$  : Coefficient de poisson en charge-décharge (par défaut 0,15) [-]

$K_0^{NC}$  :  $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$  coefficient des terres au repos pour un sol normalement Consolidé [-]

$M$  : Pente de la ligne de l'état critique

### III-3-2- Synthèse :

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

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans Plaxis n'est pas différente d'un choix de paramètre de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indisponible 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 choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé.

## **Chapitre IV: Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales**

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

### IV-1-Introduction

On s'intéresse ici au comportement d'un pieu isolé sous charges verticales. Il s'agit d'un pieu vertical de 1.5m de diamètre et de 11.5m de longueur fiché dans du sable lâche. L'essai de chargement du pieu est fait par phases au moyen d'un vérin hydraulique Supporté par deux ancrages de réaction qui n'ont pas d'influence sur le déplacement du pieu.

La définition géométrique retenue pour l'ouvrage est présentée sur la figure (4.1).

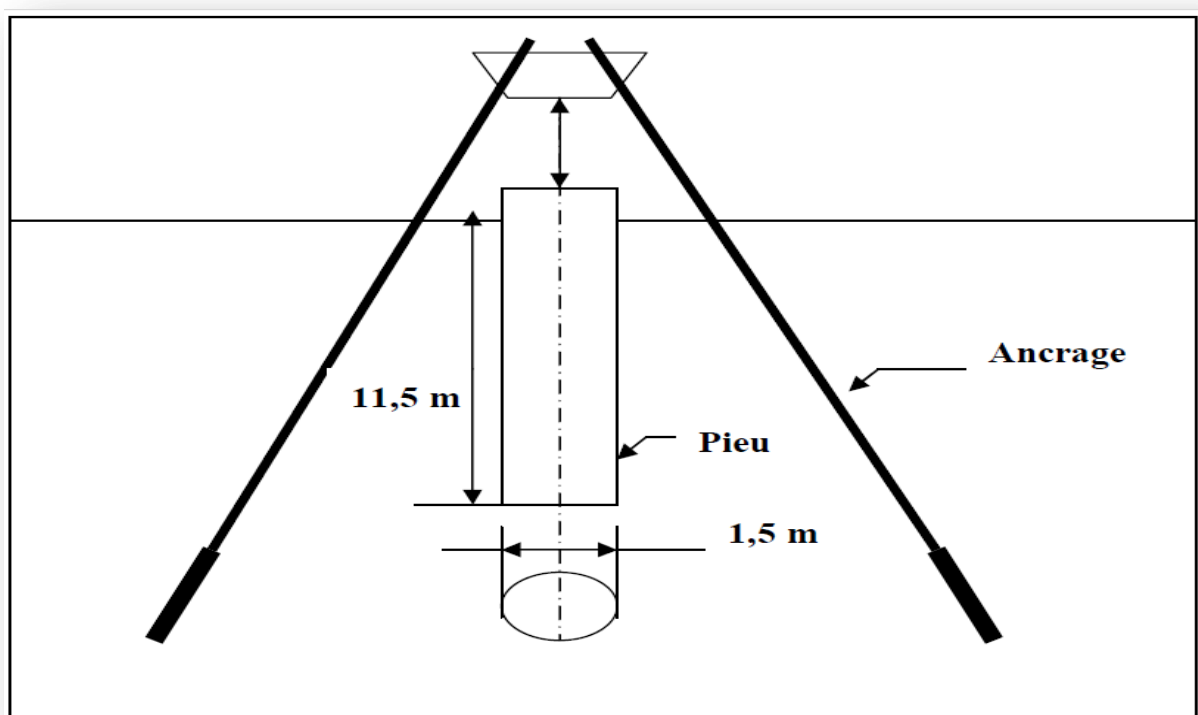


Figure -4.1 - schéma présente la géométrie du pieu

### IV-2- Saisie des données :

Le modèle de référence est limité à un demi-espace. Il présente une extension latérale de 12 m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 20 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « general setting »

- Axysymetrie;
- 15 Nœuds;
- Maillage de 12\*20 m.

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

On peut alors rentrer les différents points :

- La coordonnée x;
- La coordonnée y.

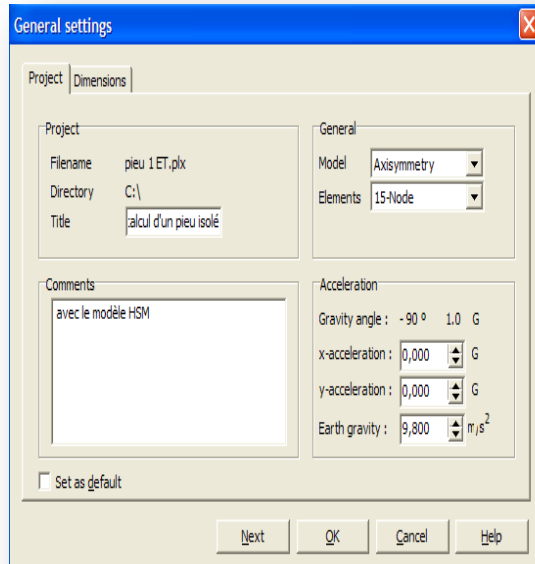


Figure - 4.2- caractéristiques générales du modèle

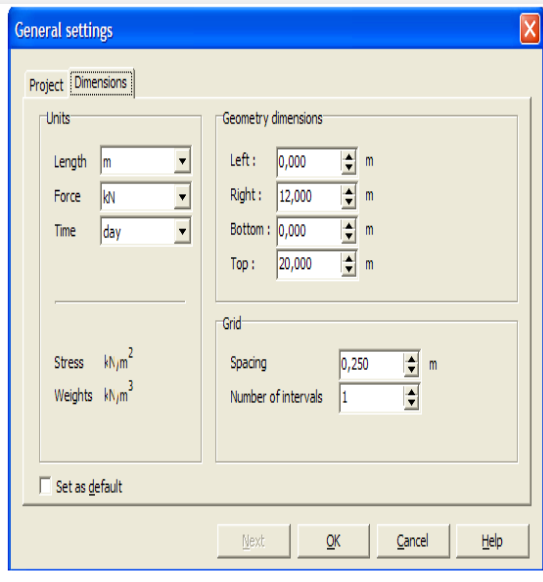


Figure - 4.3- taille du maillage 3

Coordinate table

Point	X [m]	Y [m]
0	0,000	0,000
1	12,000	0,000
2	12,000	20,000
3	0,000	20,000
4	0,750	20,000
5	0,750	8,500
6	0,000	8,500
7	0,000	5,000

Figure -4.4 – coordonnées

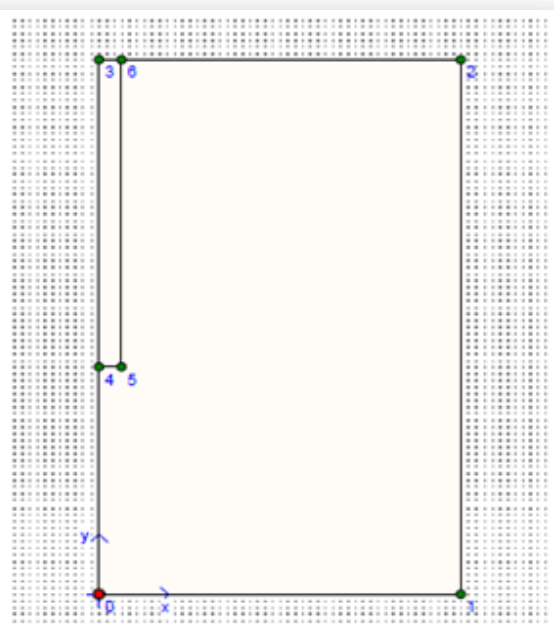


Figure - 4.5- première vue

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

Pour pouvoir raffiner le maillage au tour du pieu, on crée un nouveau « cluster » ( $y=5$ ,  $x=4$ ).

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 A répartie sur le pieu. On placera aussi une charge B à l'extérieur pour tester l'effet du frottement négatif (figure 4.6).

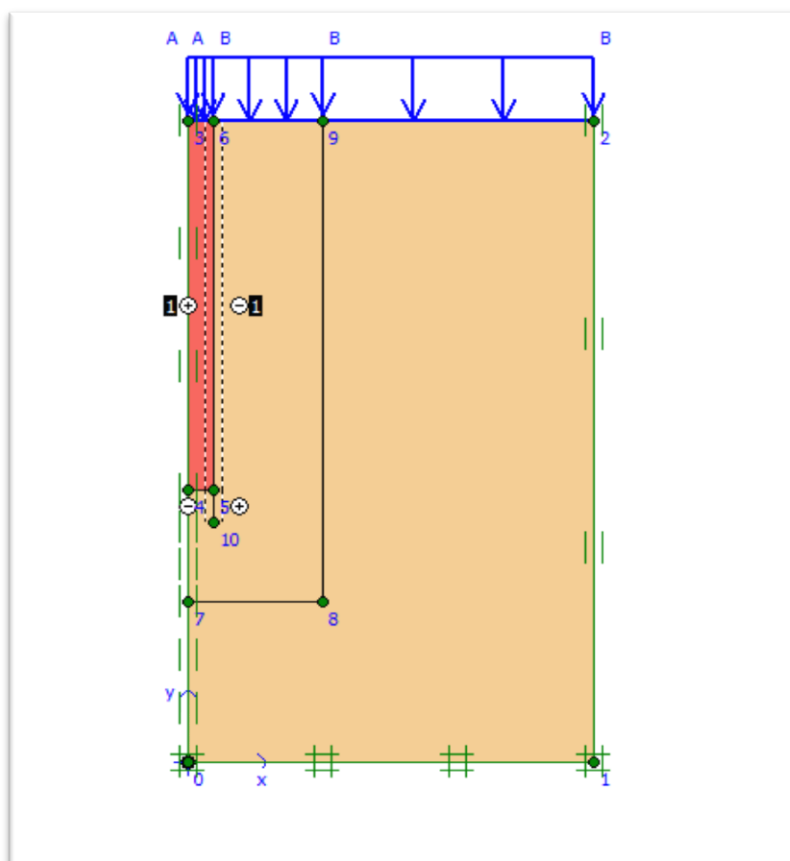


Figure -4.6 - Modèle de référence utilisée pour le calcul d'un pieu isolé sous charges Verticales

### IV-3- Paramètres des matériaux :

#### IV-3-1- Matériaux étudié :

Les essais ont été réalisés avec le sable de Bou-Saadâ, c'est un sable de dune d'origine éolienne (Photo I-3).

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

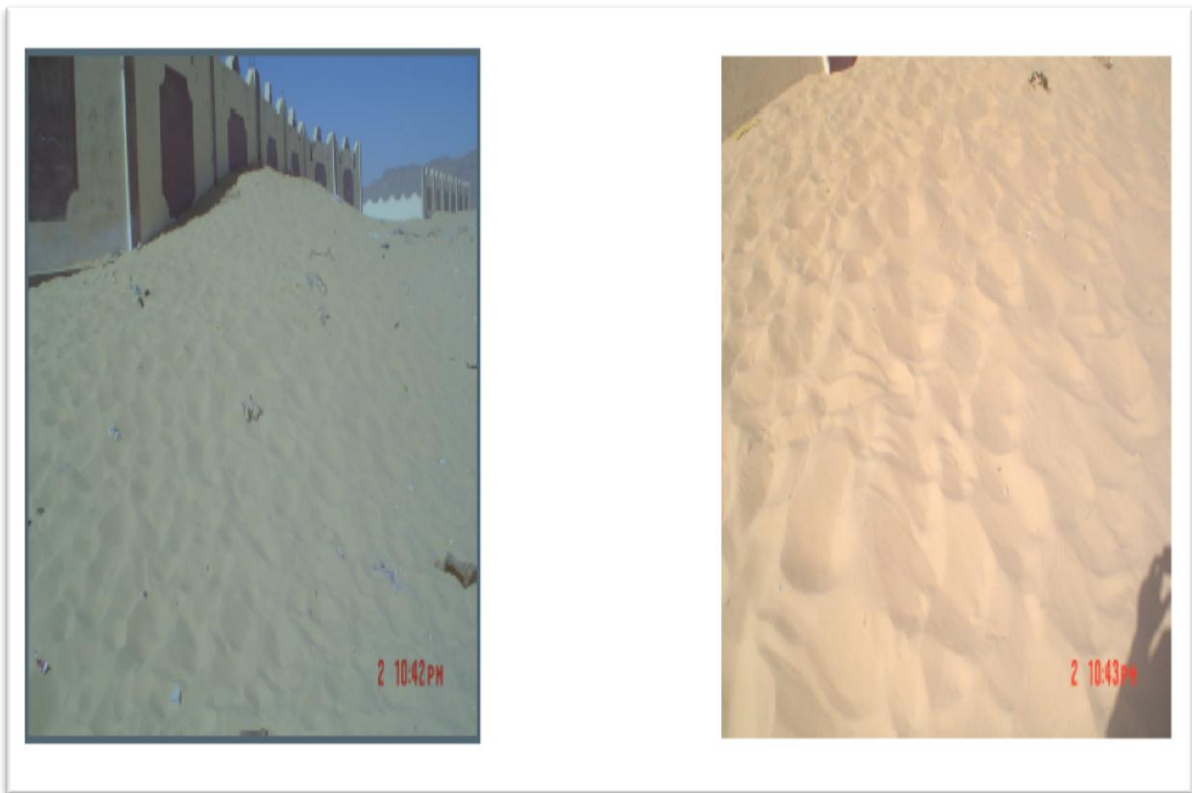


Photo 4-1 Vues de sable

### a- Caractéristiques physiques :

Les résultats d'essais en laboratoire, suivant les normes Française (AFNOR) ont données les caractéristiques suivantes:

- **Poids volumique** ( $\gamma_\sigma$ ) des grains solides : 26.50 KN/ m<sup>3</sup>
- **Poids volumique** ( $\gamma d_{\min}$ ) sec à l'état lâche : 14.99 KN/ m<sup>3</sup>
- **Poids volumique** ( $\gamma d_{\max}$ ) sec à l'état dense : 17.26 KN/ m<sup>3</sup>
- **Equivalent de sable** E.S=75.89 %

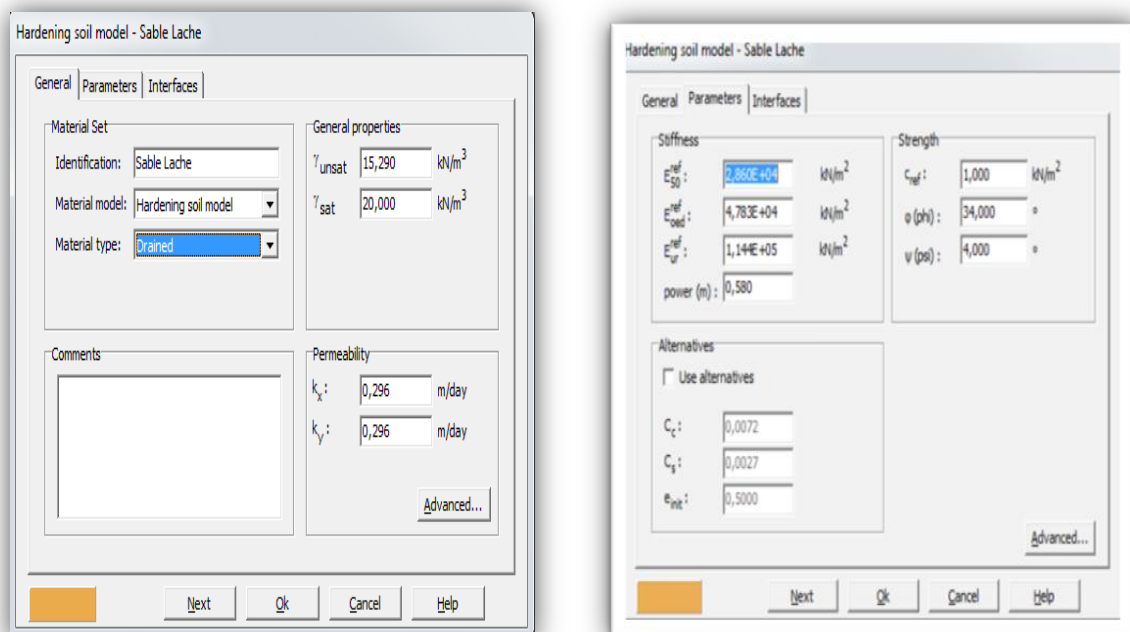
Les propriétés des matériaux sont :

- pour le pieu élastique,  $E= 3.10^7$  KN/ m<sup>2</sup>,  $\nu=0.2$ ,  $\gamma= 25$ . KN/ m<sup>3</sup>
  - Pour le sol, on utilisera un modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model (H.S.M)), et on précisera que le sol est (drainé). Les paramètres du sol sont donnés dans le tableau .
- On utilisera le cas du sable lâche avec l'indice de densité  $I_d=15\%$ .

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

paramètres	valeurs
$\gamma$	15,29 KN/ m <sup>3</sup>
$C'$	1.0 KN/ m <sup>2</sup>
$\phi'$	34°
$\Psi'$	4°
$K_0^{NC}$	0.296
$U_{ur}$	0.2
$E_{50}^{ref}$	2,860E+04 KN/ m <sup>2</sup>
$E_{oed}^{ref}$	4,783E+04 KN/ m <sup>2</sup>
$E_{ur}^{ref}$	1,144E+05 KN/ m <sup>2</sup>
$m$	0.58
$P^{ref}$	100 KN/ m <sup>2</sup>
$R_{inter}$	0.53

**Tableau (4.1) : valeurs des différents paramètres du sol.**



**Figure - 4.7.a- fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de sol.**

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

La loi retenue pour le contact entre sol- pieu, est de l'adhérence parfaite. Les calculs ont été menés en élasto-plasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire

**(Linear elastic)** pour le pieu. Dans l'onglet « interface » on choisira un coefficient réducteur de 0,53

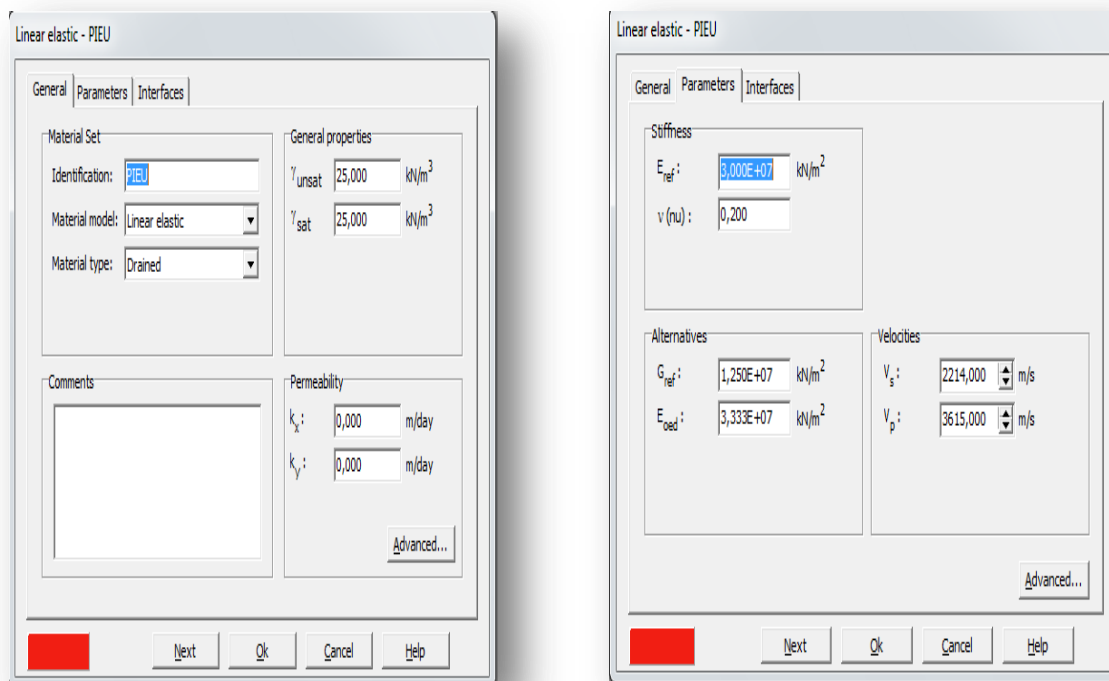


Figure - 4.7.b- fenêtre des caractéristiques générales relative au pieu isolé.

### IV-4- Le Maillage

On peut alors lancer la génération automatique du maillage (Figure 4.8) : on raffinerà le maillage une fois dans le cluster voisin du pieu et ensuite deux fois dans le pieu.

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

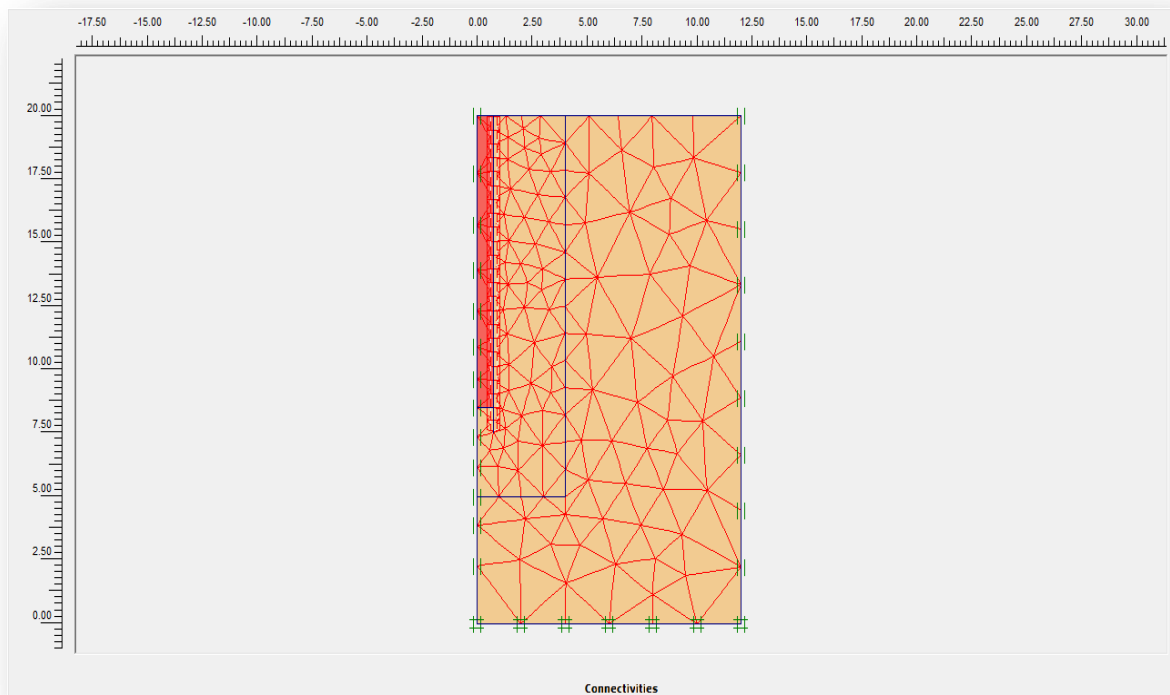


Figure - 4.8- Maillage du problème.

### IV-5-Conditions initiales

Validez le poids volumique de l'eau. L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions  $K_0$ . Plaxis propose par défaut un  $K_0$  selon la formule de Jaky ( $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ ) 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 4.9).

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

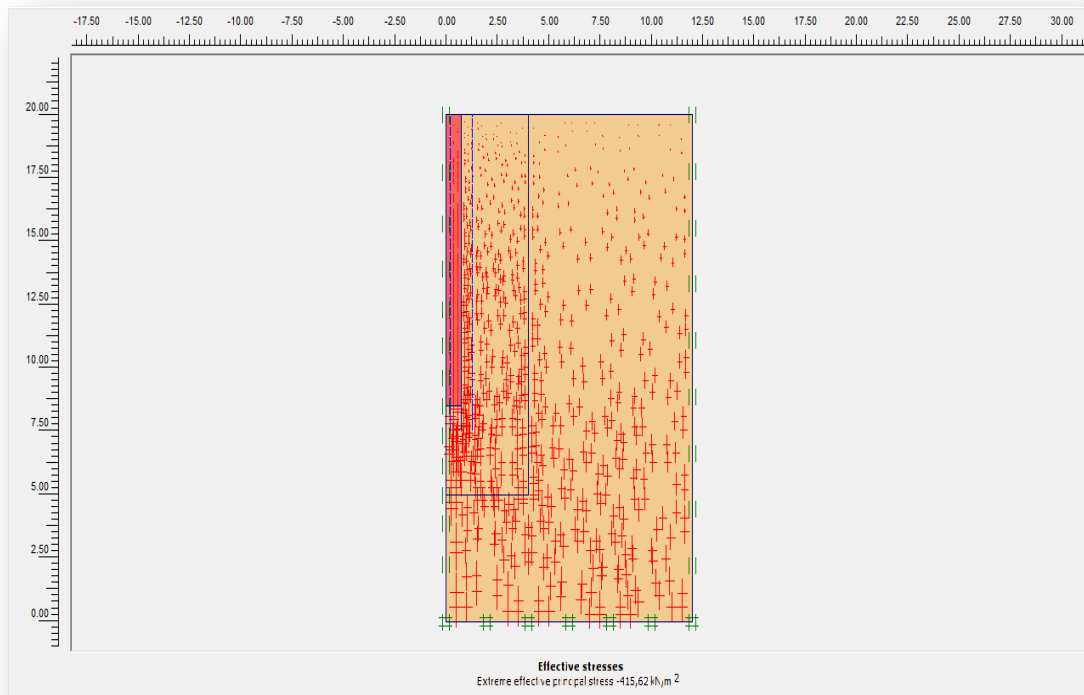


Figure - 4.9- contraintes initiales

### IV-6- Première phase de calcul

Dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et dans l'onglet Paramètres, on prend l'option « construction par étapes » puis 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 4.10) 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 unitaire de -1 KPa (figure 4.11).

Le pieu peut alors être chargé. On choisit d'effectuer différents paliers de chargement.

- 1000 KPa ;
- 2000 KPa;
- 3000 KPa;

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

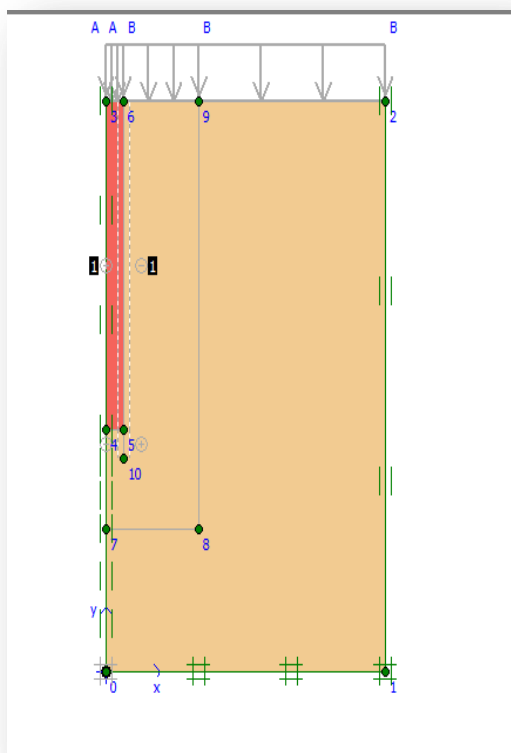


Figure - 4.10 - Mise en place du pieu

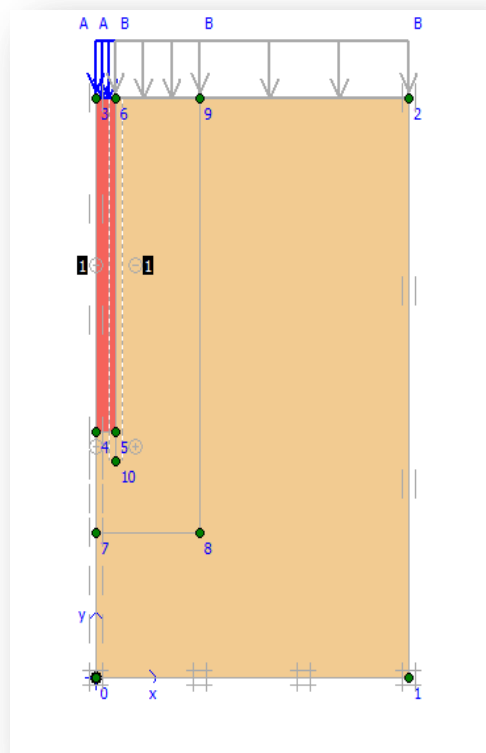


Figure - 4.11- chargement unitaire du pieu

Il est nécessaire de choisir les points où l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (des nœuds) qu'en contraintes (des points de gauss). On propose de suivre un point en surface sur la tête de pieu A (0.00, 20.00), un point sur la base B (0.00, 8.50) pour les déplacements. Pour les contraintes, il est intéressant de suivre les contraintes sous la base du pieu. On pourra placer alors 4 à 5 points de suivi de contrainte dans le sol juste sous la base du pieu (ex :E(0.03,8.46),F(0.16,8.47), G(0.32,8.47), H(0.67,8.47)) : ceci est intéressant car on obtiendra ainsi une estimation de la charge transmise en pointe, et par différence avec la charge totale, on obtient le frottement latéral global. On peut alors lancer le calcul des différentes étapes de chargement (figure 4.12).

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

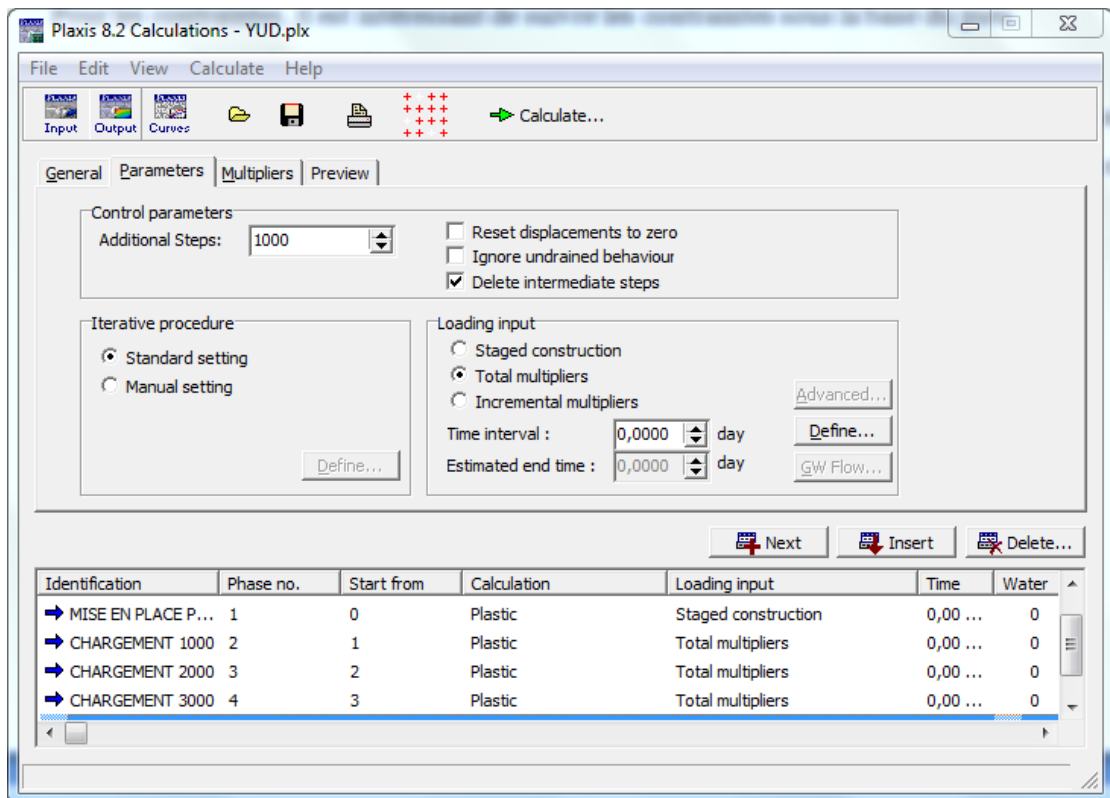


Figure -4.12 - les différentes étapes de chargement

### IV-7- Premiers résultats :

On peut obtenir le maillage déformé sous un chargement de 3000 KPa (figure 4.13): le tassement du pieu est de 68,92 mm, l'état limite ultime est sûrement atteint.

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

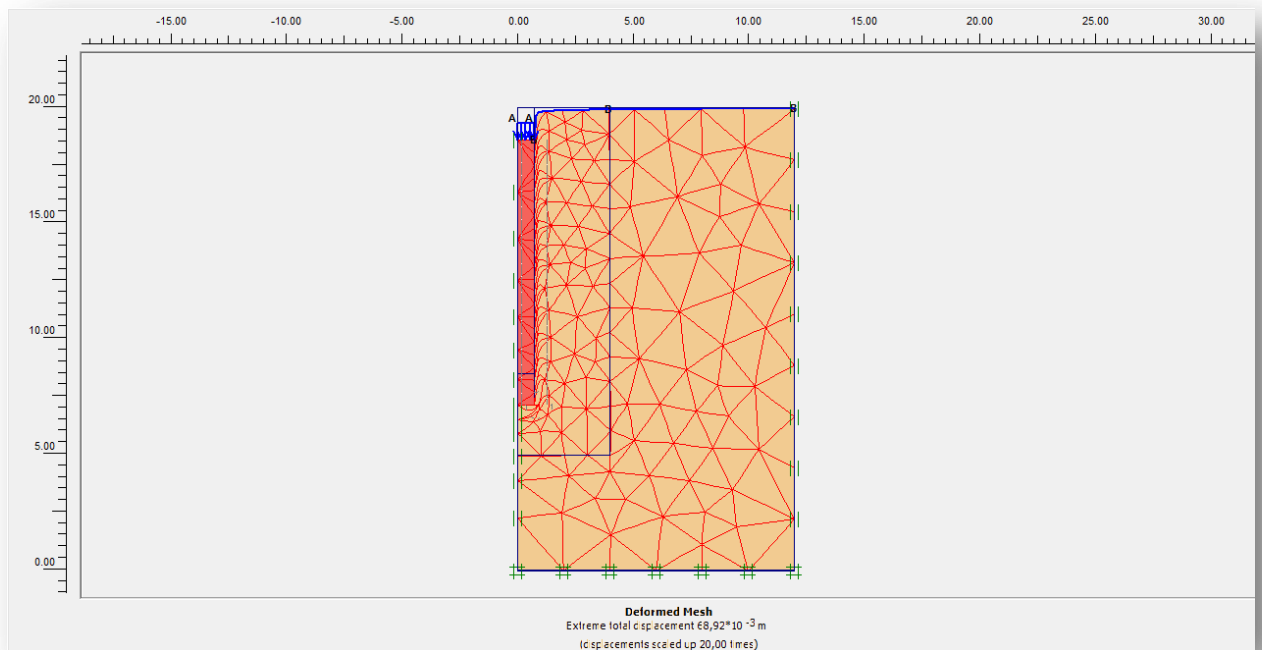


Figure -4.13 - représentation du maillage déformé sous 3000 KPa

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(0.00/20.00) et en ordonnée le multiplicateur de chargement  $\Sigma$ load A : on obtient la figure(4.14).

Les courbes 1 et 2 correspondent ici au point A (0.00, 20.00) à la tête du pieu et au point B(0.00/8.50) à la base. A l'échelle de la courbe, le raccourcissement élastique du pieu n'est pas visible.

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

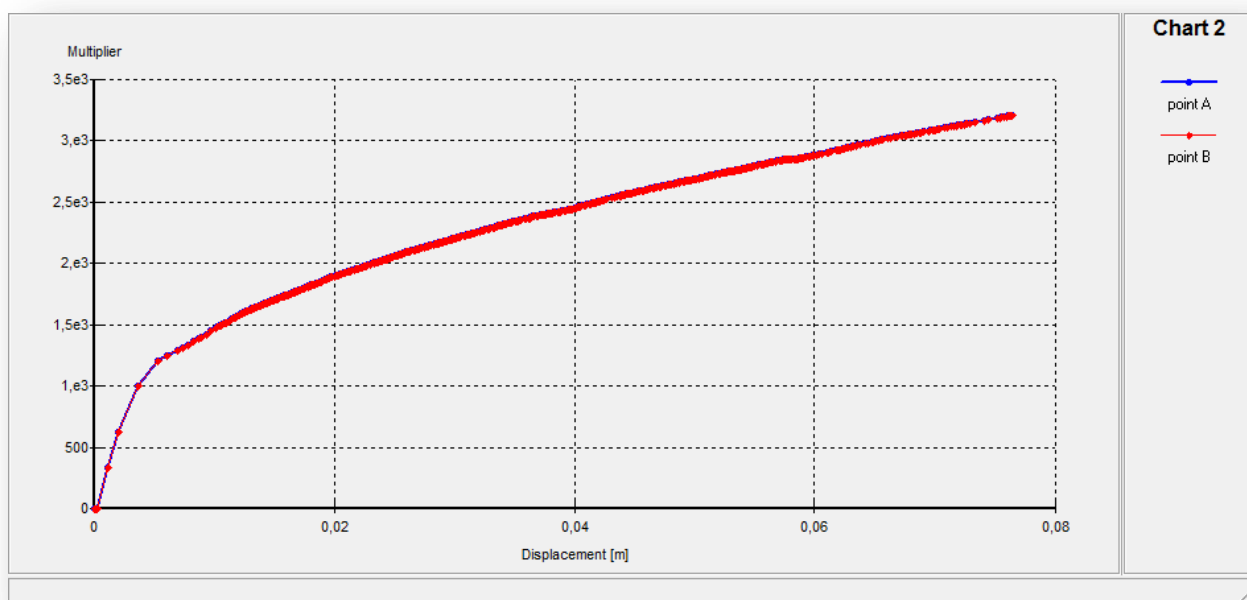


Figure - 4.14 - courbe charge-tassement du pieu

Pour évaluer la charge transmise en base du pieu, on se place dans le menu output/Stresses. On peut tracer les contraintes totales, avec une coupe sous la base du pieu : on obtient figure (4.15).

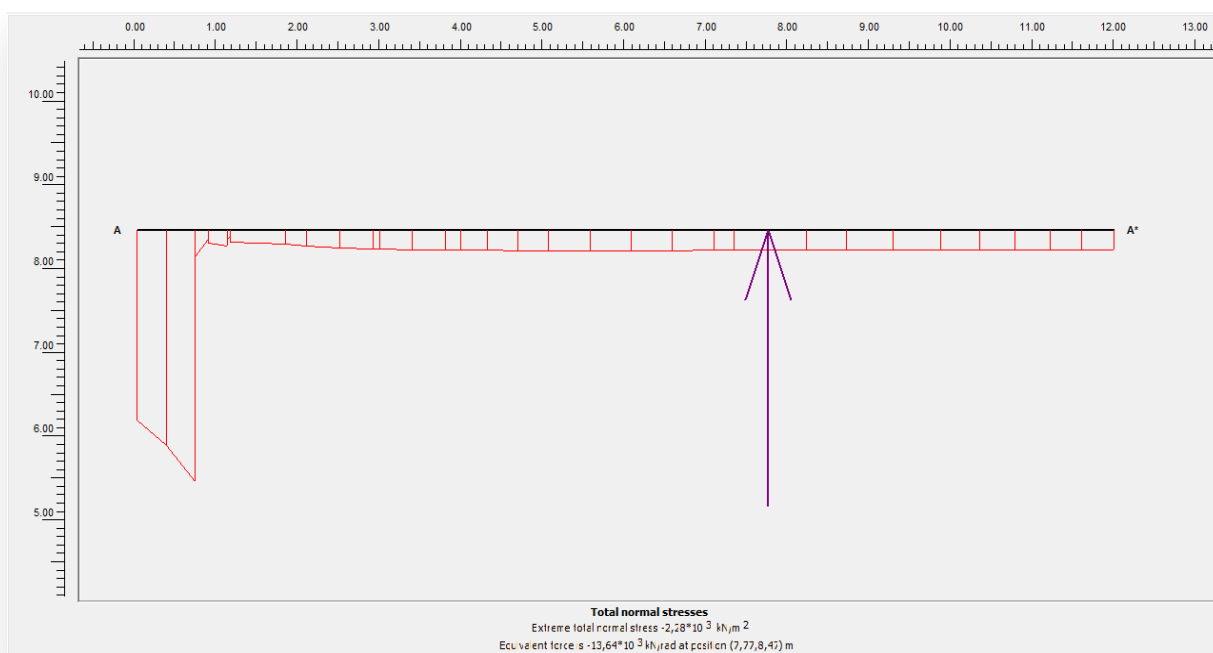


Figure - 4.15 - coupe sous la pointe du pieu (phase 04)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

En répétant cette opération pour les différents niveaux de chargement, on peut ainsi obtenir le tracer de la charge en pointe du pieu, en fonction de la charge en tête : c'est le résultat de la figure 4.16 : on a rajouté sur cette figure la droite à 1/1 partant du poids propre du pieu.

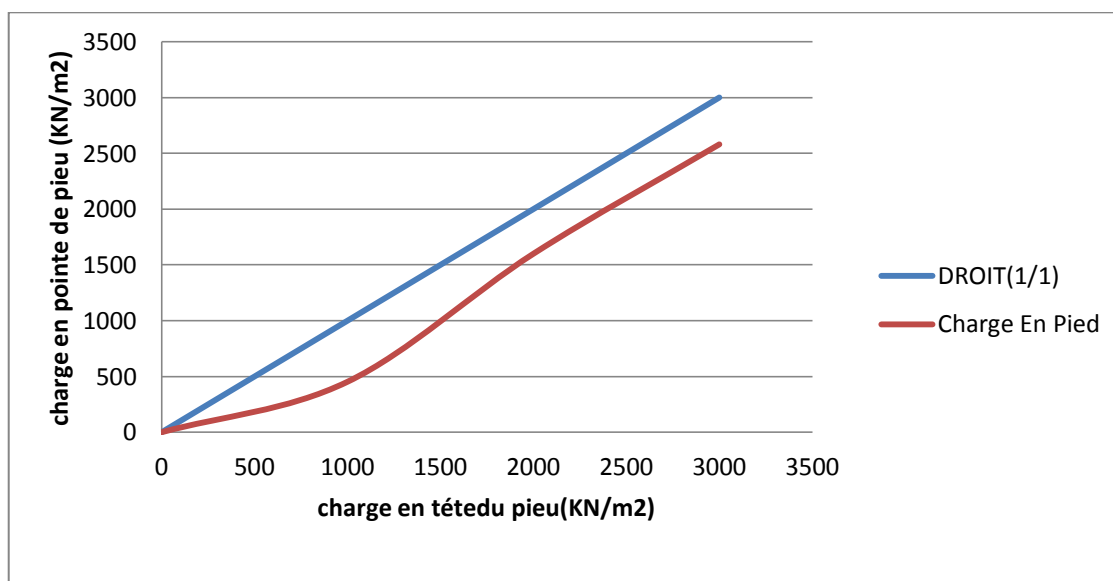


Figure - 4.16- courbe de charge en pointe en fonction de la charge en tête (mobilisation du frottement latéral du pieu)

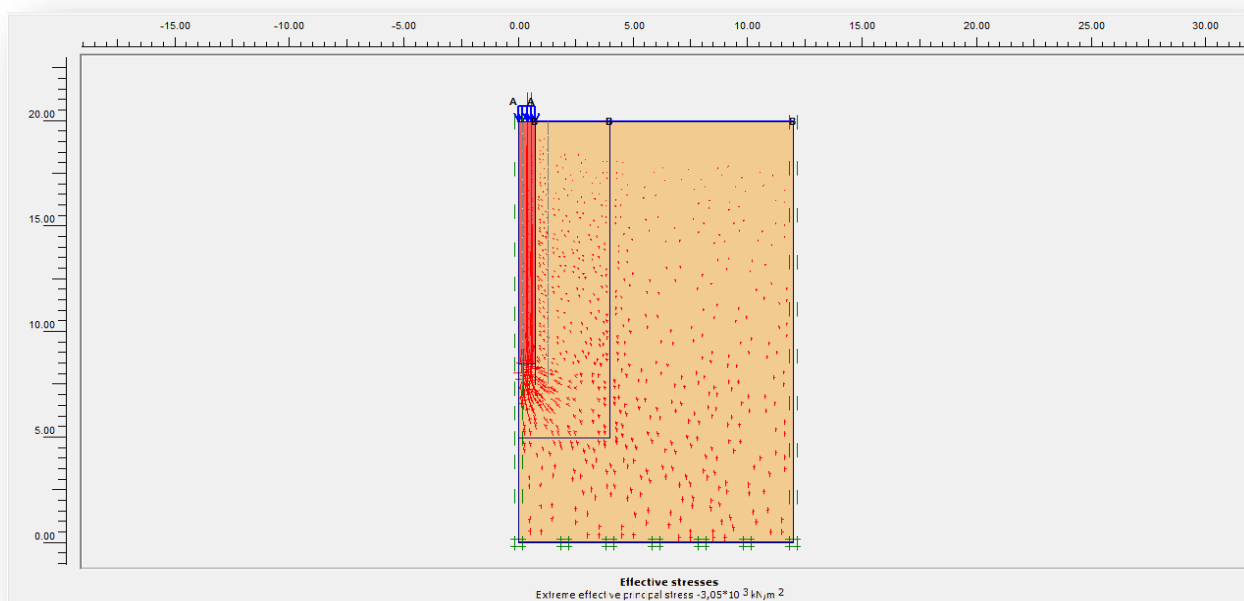


Figure - 4.17 - contraintes effectives (phase 04)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

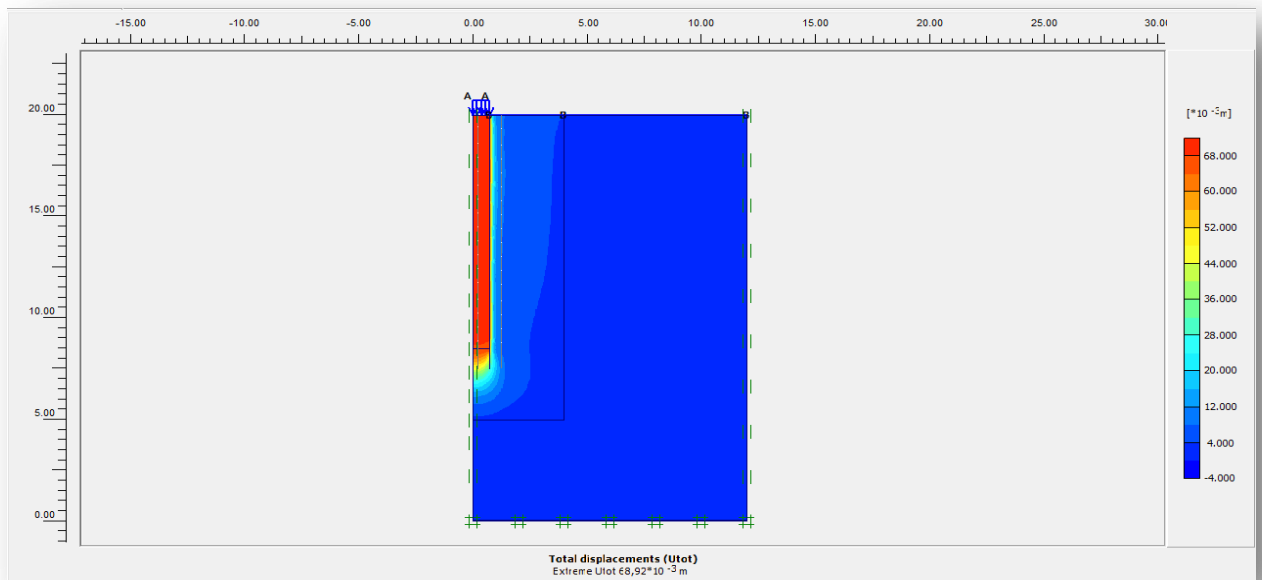


Figure - 4.18 - Déplacements totaux (phase 04)

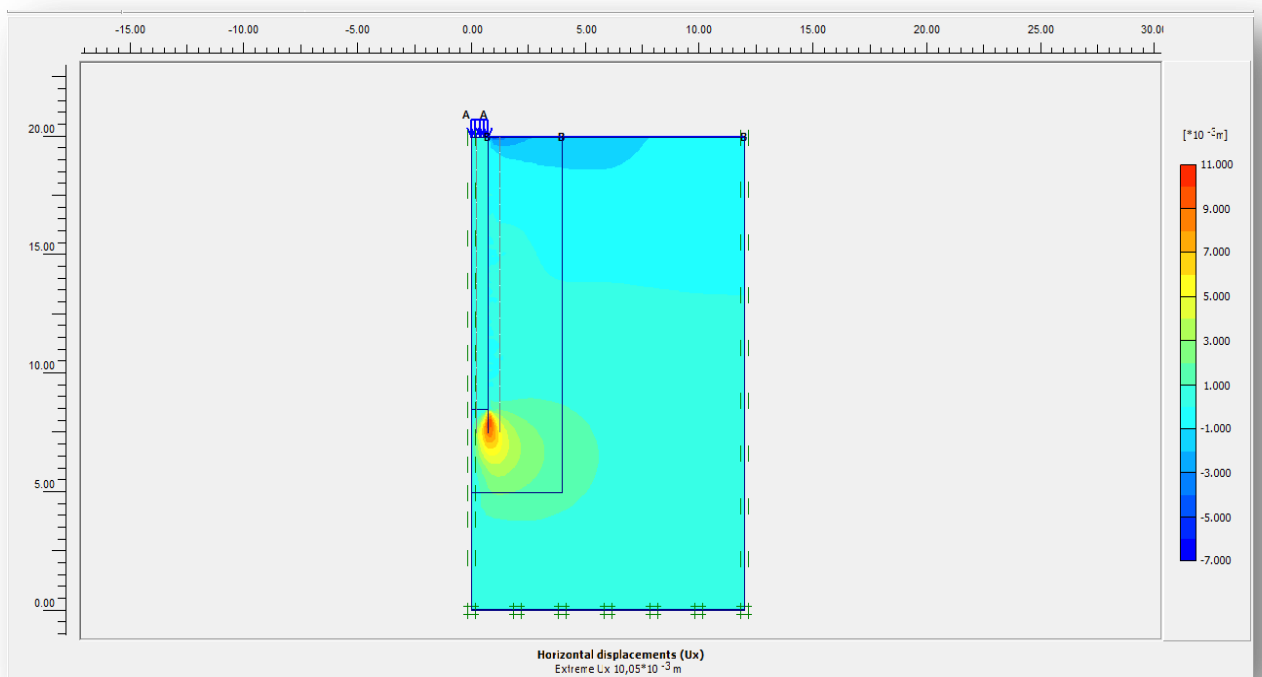


Figure - 4.19- Déplacements horizontaux (phase 04)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

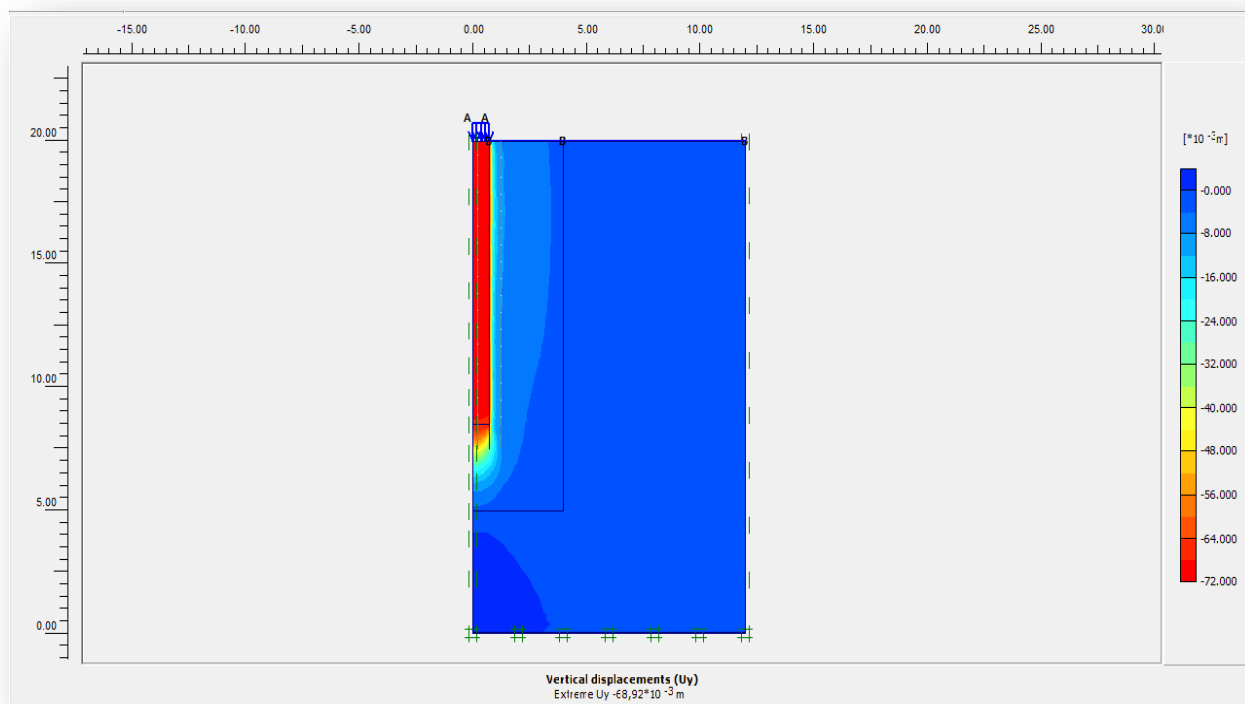


Figure -4.20- Déplacements verticaux (phase 04)

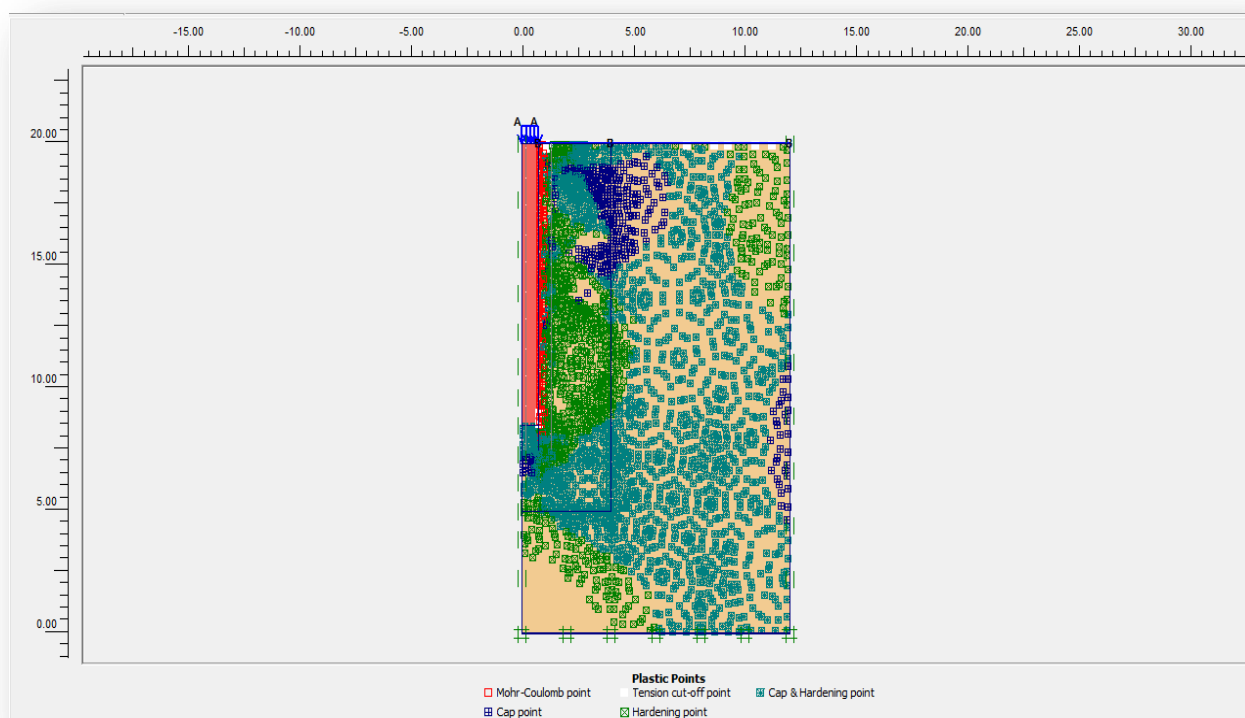


Figure - 4.21 - représentation de la zone en plasticité (phase 04)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

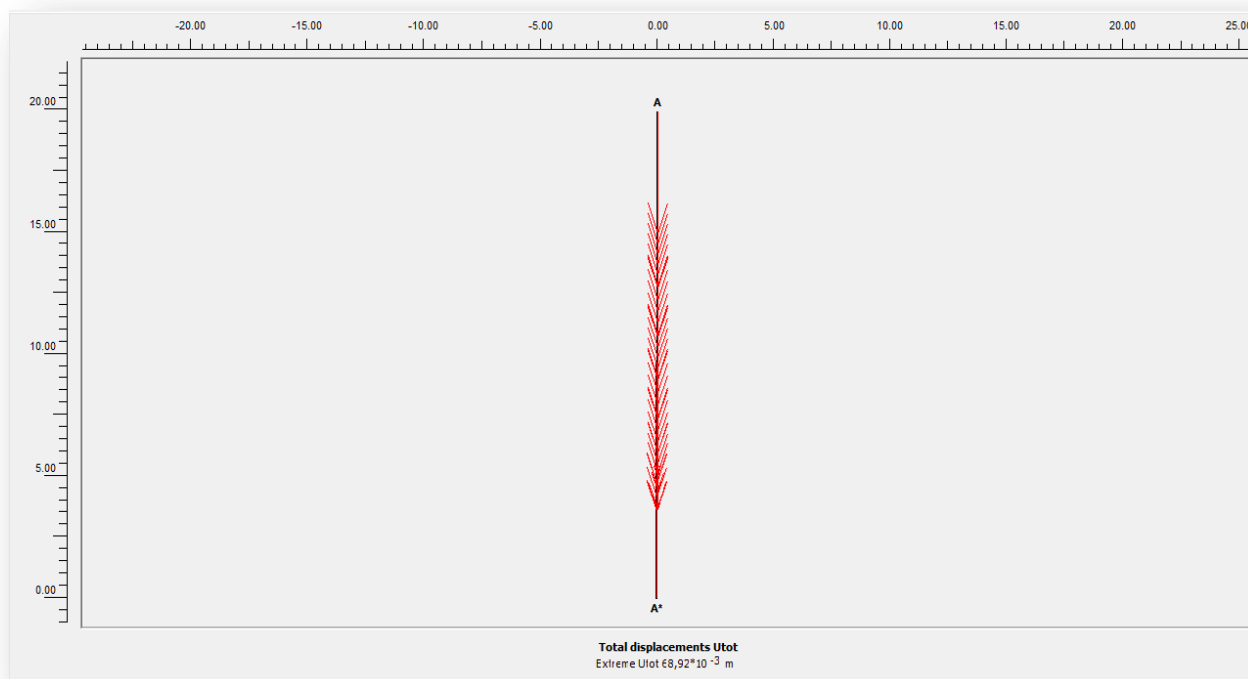


Figure - 4.22 - Déplacements totaux du pieu (phase 04)

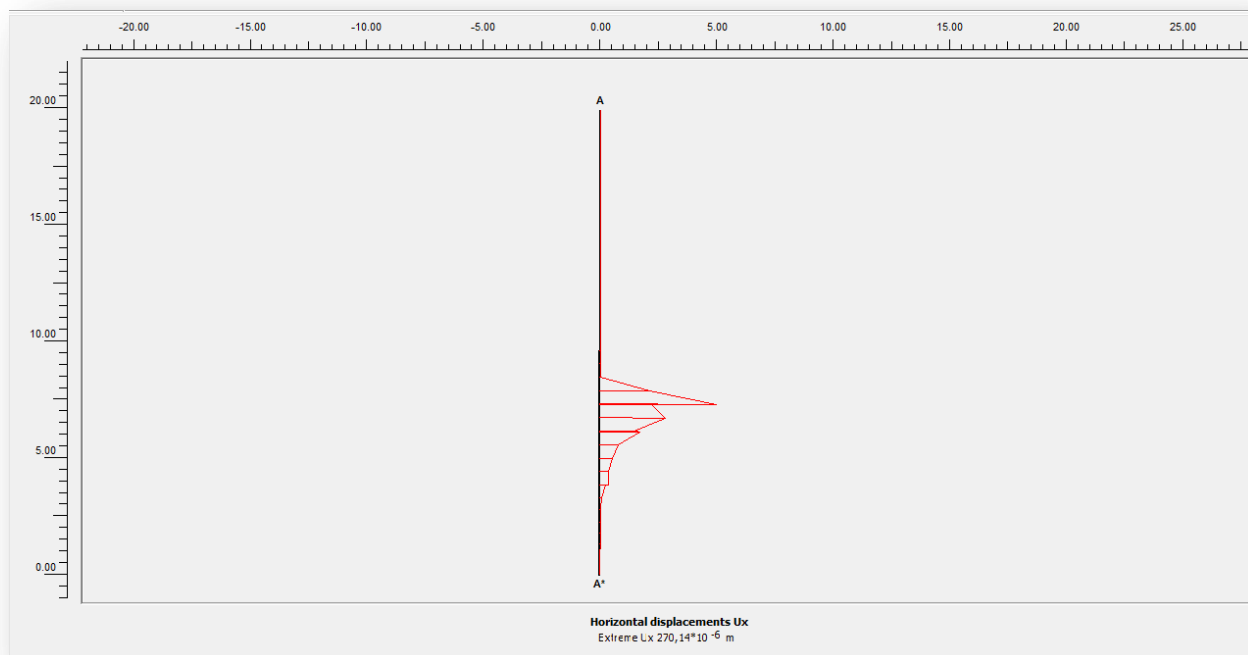


Figure - 4.23 - Déplacements horizontaux du pieu (phase 04)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

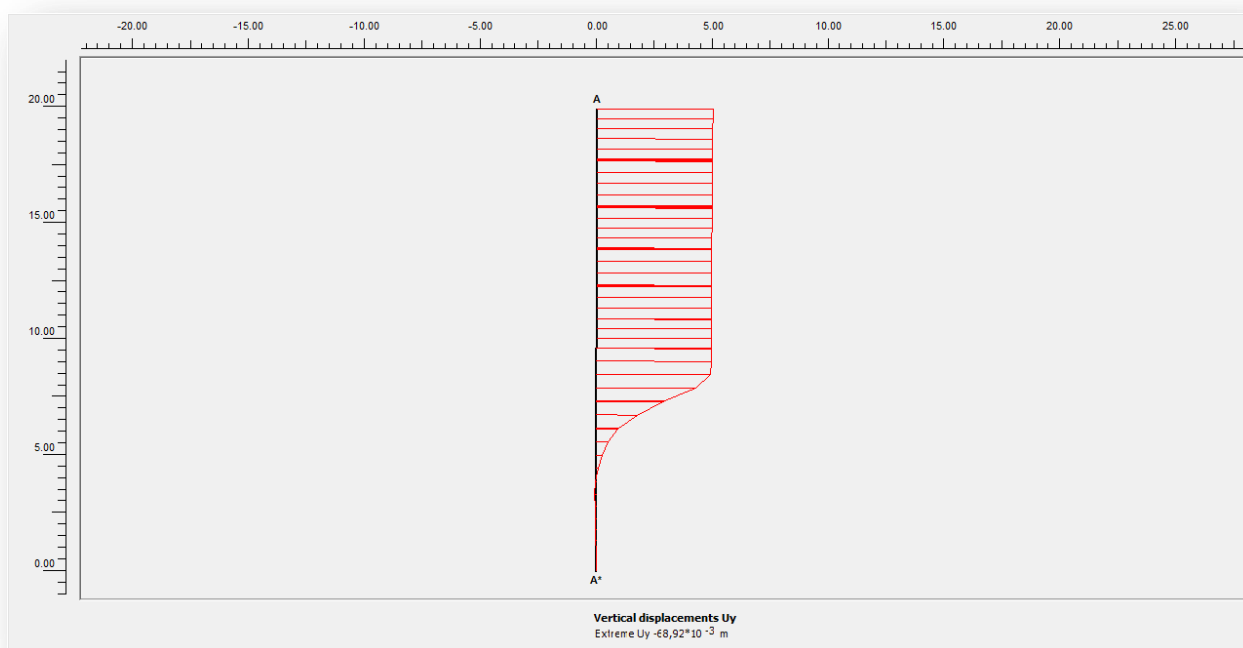


Figure - 4.24 - Déplacements verticaux de l'interface sol-pieu (phase 04)

### IV-8- Second chargement :

Dans ce second chargement, on va appliquer la charge B en la plaçant à 40 KPa : cela correspond à la mise en place d'environ 2m de remblai à côté du pieu. On fera ce chargement après la phase de calcul n°3 correspond au chargement sous 2000 KPa.

On effectuera cela en une phase de calcul, en choisissant, dans le menu « Calculation » (figure 4.30).

- Remise à zéro des déplacements, pour voir l'effet du frottement négatif;
- Construction par étape et valider la charge B à 40 KPa (dans les deux zones) ;
- On peut alors relancer le calcul.

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

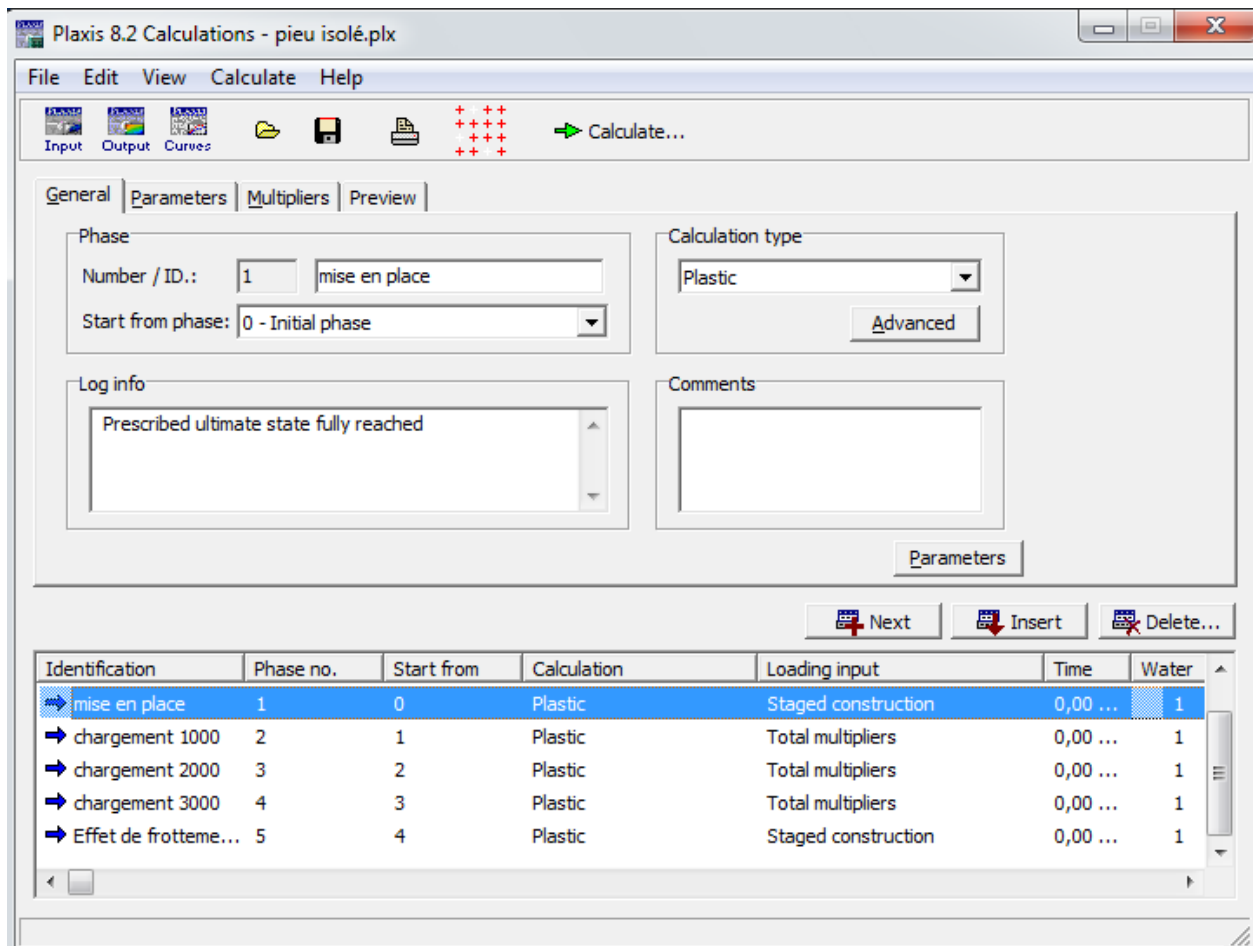


Figure - 4.25- second chargement

### IV-9- Effet du frottement négatif :

Le déplacement de la base du pieu, qui était de 67,99 mm sous 3000 KPa (figure 5.26) a subit un accroissement de 8,80 mm que l'on peut obtenir soit en allant dans les tableaux de résultats en repérant les numéros des nœuds concernés, soit en faisant une coupe sous la pointe du pieu (figure 4.26.b).

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

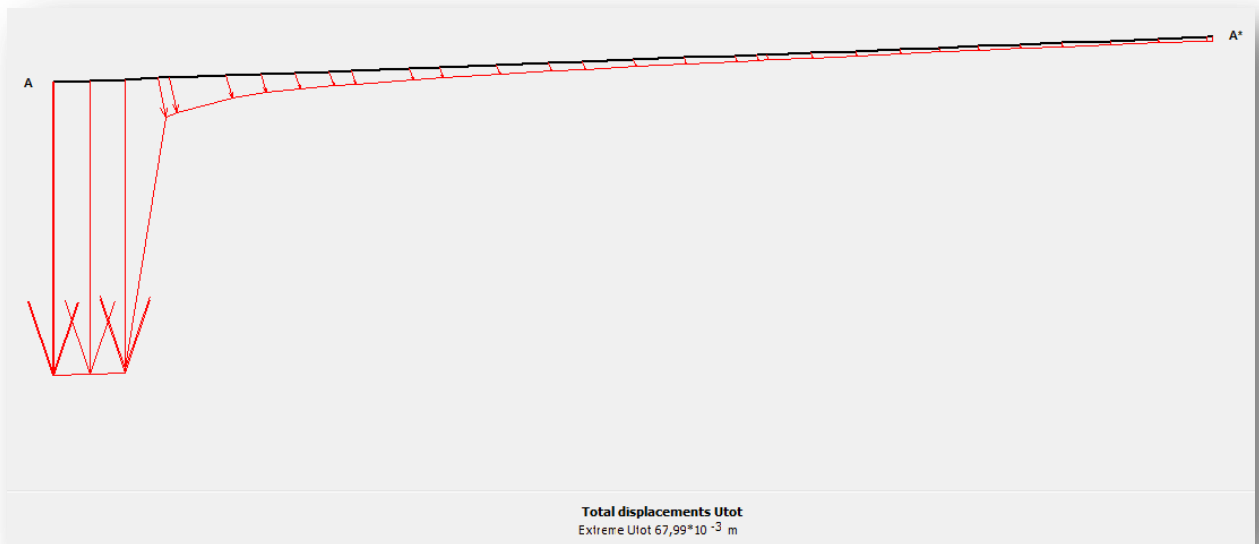


Figure - 4.26.a- Déplacement de la base du pieu sous « 3000 KPa » (phase 04)

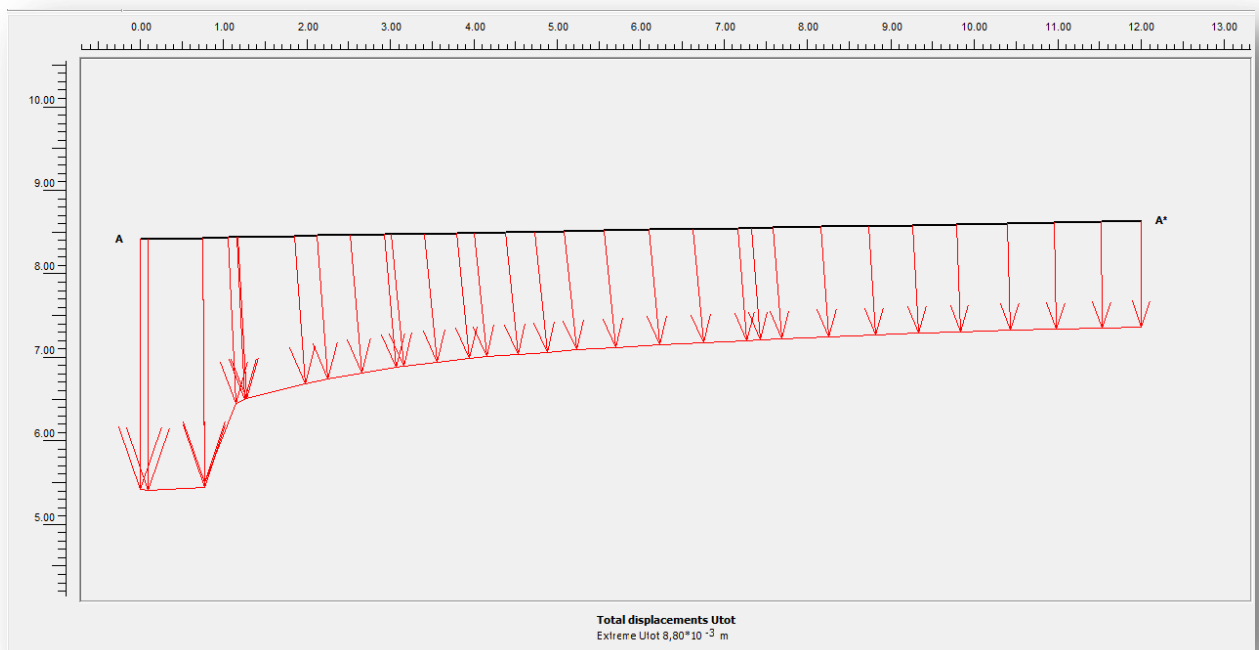


Figure - 4.27.b- Déplacement de la base du pieu sous l'effet du frottement négatif (phase 05)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

### IV-10-Résultats de la phase finale (sous l'effet du chargement B (phase 05) :

On peut obtenir le maillage déformé sous l'effet du chargement B : le tassement du pieu est de 15,19 mm.

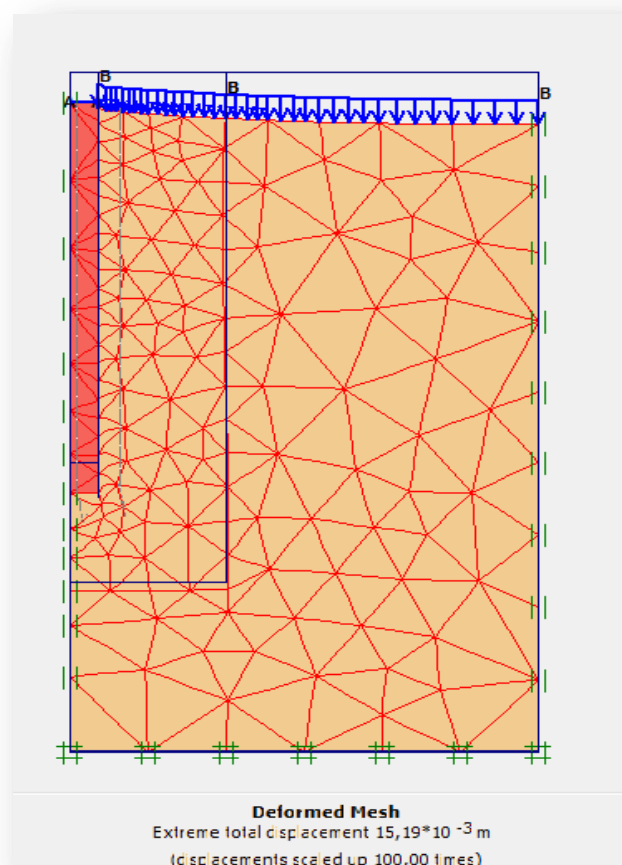


Figure - 4.28 - représentation du maillage déformé (phase 05)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

---

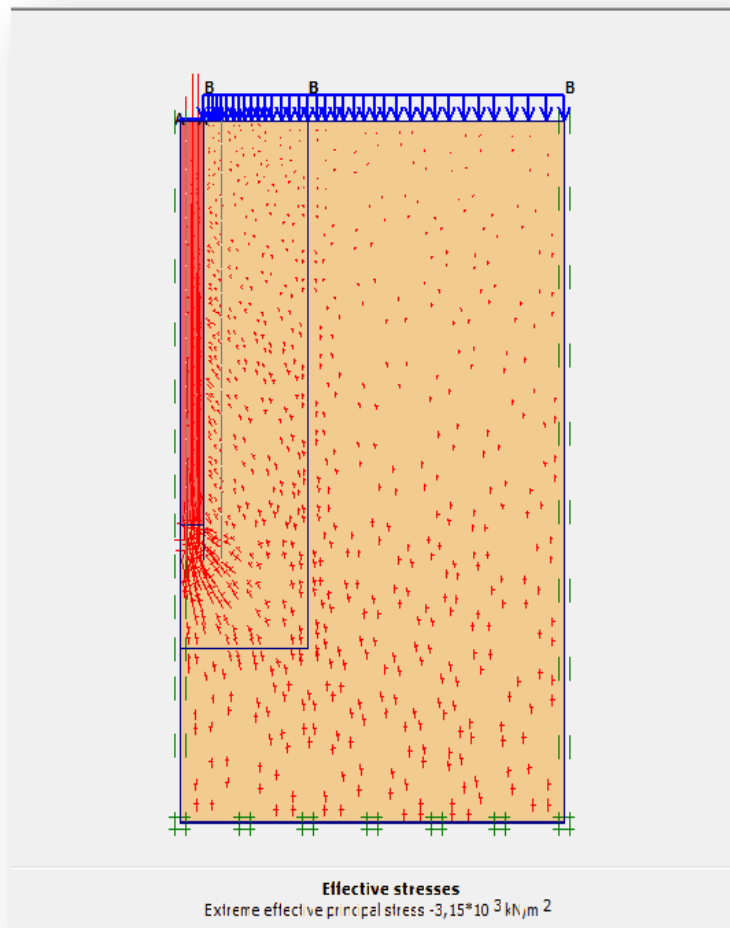


Figure - 4.29 - contraintes effectives (phase 05)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

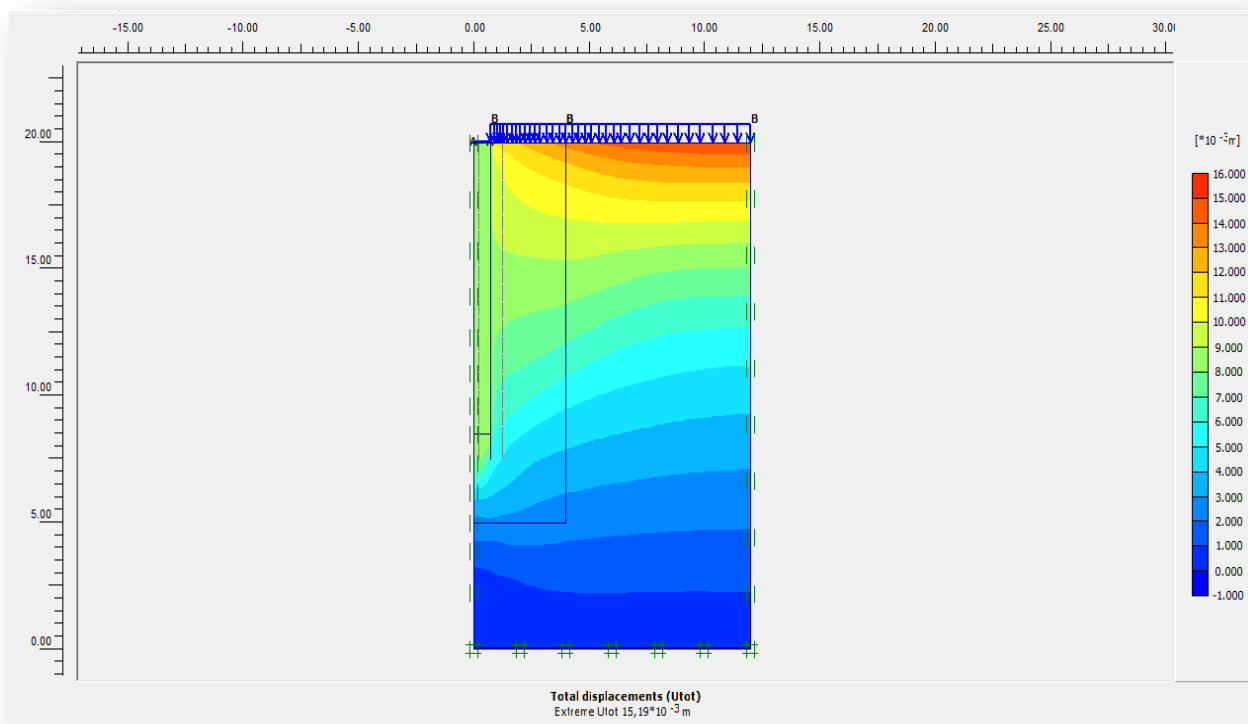


Figure - 4.30 - Déplacements totaux (phase 05)

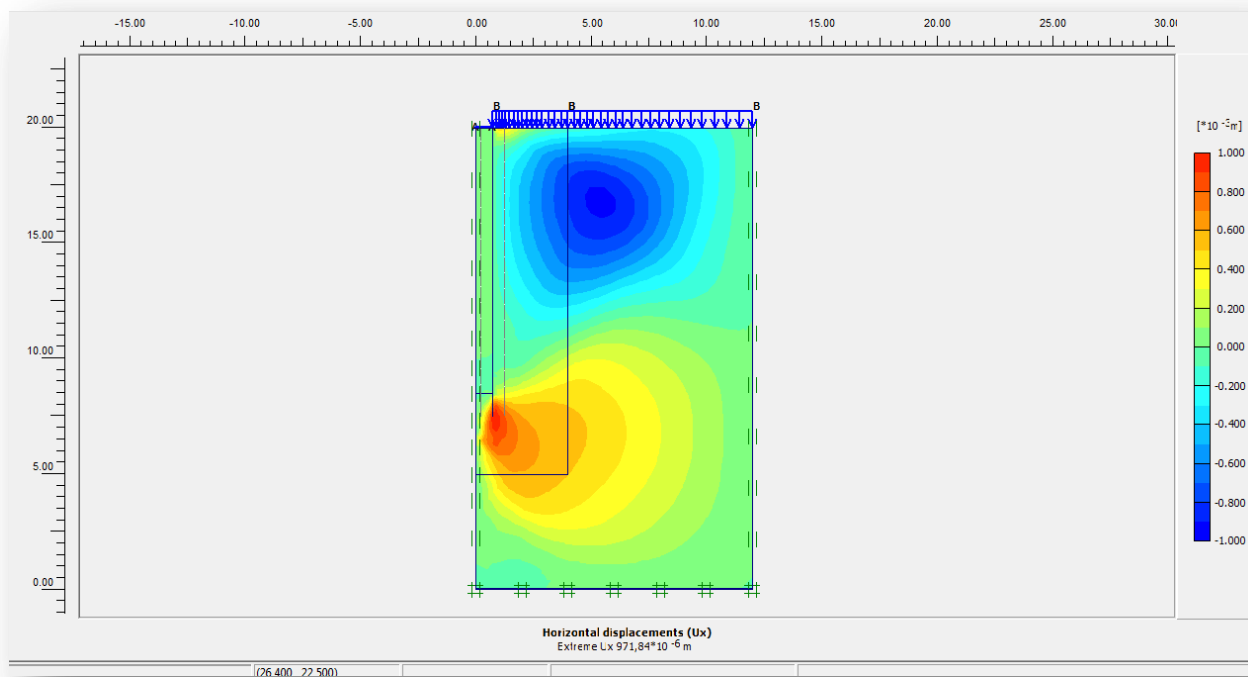


Figure - 4.31 - Déplacements horizontaux (phase 05)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

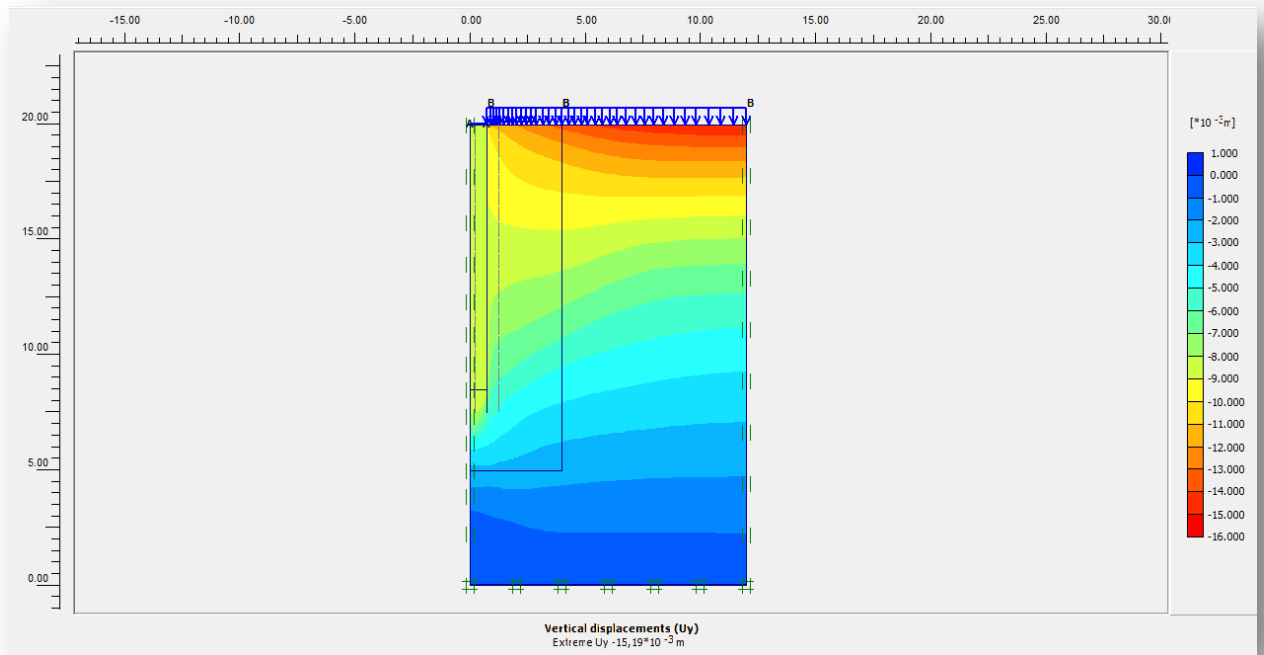


Figure - 4.32 - Déplacements verticaux (phase 05)

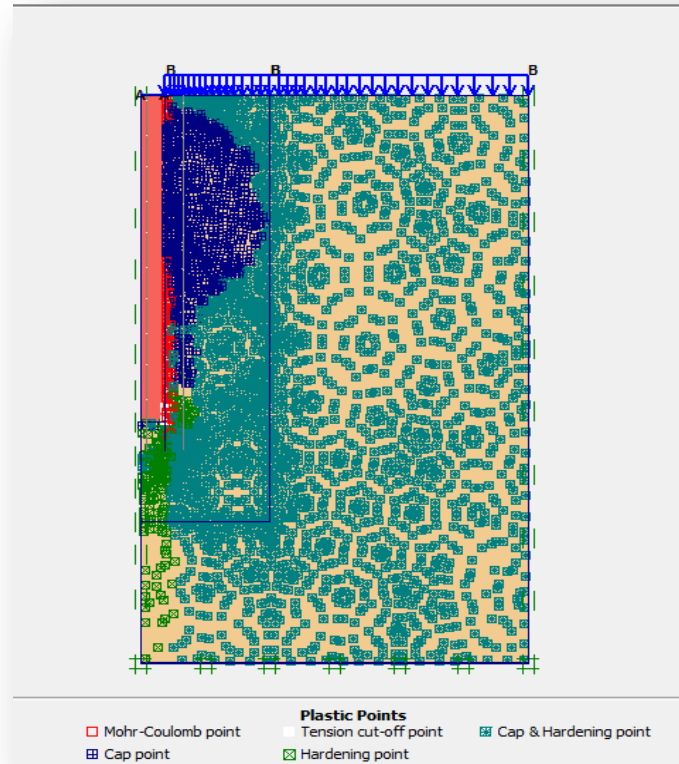


Figure - 4.33 - Représentation de la zone en plasticité (phase 05)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

---

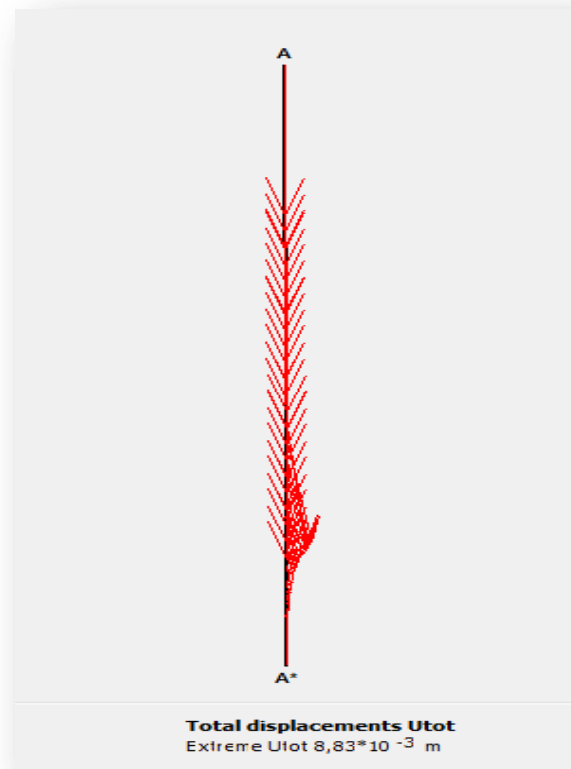


Figure - 4.34 - Déplacements totaux du pieu (phase 05)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

---

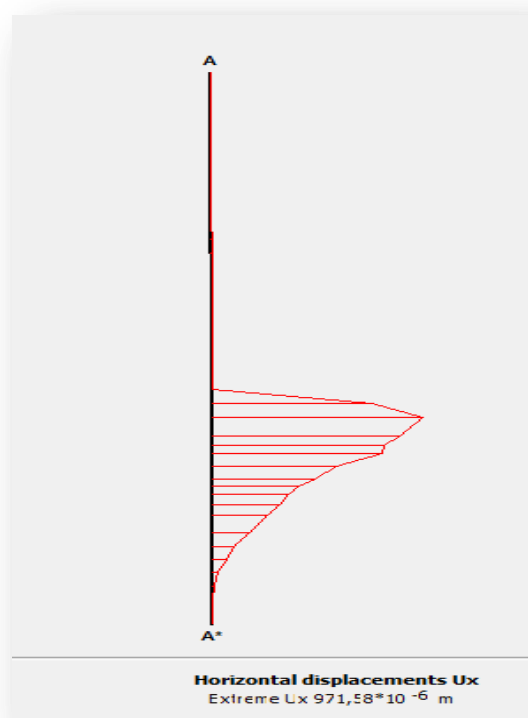


Figure - 4.35 - Déplacements horizontaux du pieu (phase 05)

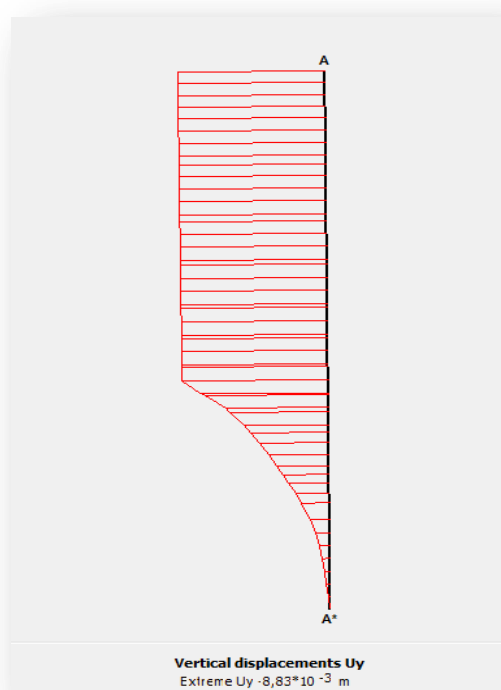


Figure - 4.36 - Déplacements verticaux de l'interface sol-pieu (phase 05)

## Chapitre IV : Établissement d'un modèle de référence pour le calcul d'un pieu isolé sous charges verticales

---

### IV-11- Synthèse :

Dans ce chapitre:

- Le logiciel Plaxis, comme tout autre, n'est qu'un outil. Cet outil, pour les services que l'on attend de lui, nécessite d'une part un "mode d'emploi" mais aussi d'être alimenté par des paramètres décrivant le comportement du sol.
- Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel...
- La détermination des "bons" paramètres à rentrer dans ce logiciel est capitale. Les essais de laboratoire sont toujours trop peu nombreux, on doute de leur représentativité, on doute aussi des essais in situ, etc. ...
- on a essayé d'étudier :
  - Le tassement admissible d'un pieu isolé sous charges verticales.
  - Le rôle du frottement négatif qui se traduit sur les résultats par : un accroissement important du tassement du pieu (égal à 15.19mm).

## **Conclusion générale**

## **Conclusion générale :**

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement d'un pieu isolé sous charges verticales dans un sol sableux. A ce sujet, on a appliqué un modèle de calcul (Plaxis8 .2) pour estimer le tassement admissible du pieu. Une identification de l'effet du frottement négatif due à la mise en place d'un remblai de 2 m à côté du pieu a été faite. Elle favorise l'augmentation de la charge verticale dans le pieu et d'accroître le tassement du pieu. Ce phénomène peut causer de graves désordres dans la structure supportée par les pieux entraînant la rupture du sol sous la pointe, voire la rupture du pieu par écrasement. Ces effets sont plus importants pour les pieux chargés en pointe que pour les pieux flottants.

## **Recommandations et Perspectives :**

A partir de ce travail nous recommandons ce qui suit :

- ✓ L'étude paramétrique pour voir l'effet des paramètres sur le comportement du pieu et du sol
- ✓ L'étude présentée s'est limitée à une étude en deux dimensions.
- ✓ Le calcul numérique présenté dans ce mémoire comporte certaines insuffisances caractérisées par l'absence de l'effet du frottement négatif sur l'augmentation de la charge verticale dans le pieu qu'on doit prendre en considération dans le calcul des pieux pour éviter la rupture du pieu par écrasement.
- ✓ les capacités de prévision du modèle proposé restent limitées aux cas des chargements monotones. 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.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

[1]-**Maouche Henia** . ANALYSE NUMERIQUE DE LA REPONSE NON LINEAIRE D'UN PIEU SOUS SOLLICITATIONS LATERALES , Mémoire de magister, UNIVERSITE MENTOURI CONSTANTINE (Algérie),

[2]-**Melle Moussaoui Moufida**. Modélisation du comportement d'un pieu isolé sous charges verticales, Mémoire de magister, Université 20 Août 1955 - Skikda (Algérie),

[4]-**Coyle, H.M. and Castello, P.R (1981)** New design correlations for piles in sand, Journal of the Geotechnical Engineers, Vol. 107, pp. 965-986.

[5]-**Bouafia, A (2006)** Les essais in-situ dans les projets de fondations, Université de Blida, Office des Publications Universitaires, Algérie.

[6]-**Chelghoum, N. et Hamami, M (2005)** Prévion de capacité portante d'un pieu foré, Symposium International pour le 50ème anniversaire du pressiomètre, ENPC-LCPC, Paris.

[7]-**Brinkgreve, R. B. J., P. A. Vermer (2002)** Plaxis: Finite Element Code For Soil and Rock Analysis, Version 8. Balkema.