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

**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU (UMMTO)**
**FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**

**MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE**

***Spécialité : Génie Civil***

***Option : Géotechnique***

## *Thème*

# Étude de comportement d'une fondation sur un groupe de pieux

Présenté par : M*elle*HAMDIDI Taous

Devant le jury composé de :

| | | |
|---|---|---|
| M$^{r}$ MELBOUCI Bachir | Professeur à l'UMMTO | Président. |
| M$^{me}$ MOBAREK Houria | Maitre assistante à l'UMMTO | Examinatrice. |
| M$^{me}$ BAIDI Fawzia | Maitre assistante à l'UMMTO | Promotrice. |

***Promotion : 2018/2019***

# ☙ *Dédicace* ❧

*Tout D'abord je remercie le dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de fin d'études Je dédie ce modeste travail :*

☙ *Pour la personne la plus chère, qui est toujours à l'intérieur du cœur, mon cher père.*

☙ *A la femme la plus chère au monde, à celle qui a sacrifié sa jeunesse pour me voir réussir et me voir concrétiser mes projets, à celle à qui je dois tout, Yemma.*

☙ *A tous mes frères et sœurs.*

☙ *A tous mes amies.*

☙ *A Toute la promotion Géotechnique2018/2019.*

# *Remerciements*

Avant tout, je tiens à remercier le dieu tout puissant qui ma donné la santé, le courage, la détermination, la volonté, et la patience à mener ce modeste travail à terme.

J'adresse mes vifs remerciements à :

*M^r Melbouci Bachir professeur à L'UMMTIO pour avoir accepté de présider le jury.*

*M^me Mobarek houria pour avoir accepté d'examiner ce* travail.

*Je veux également remercier infiniment notre promotrice Madame Baidi fawzia de ma avoir prodigué son temps, ses conseils et surtout sa patience tout au long de ce présent travail.*

*Enfin, je remercie énormément ma famille, mes proches, tous mes ami(es).*

# TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GÉNERALE ..... 1

## PARTIE1 : ETUDE BIBLIOGRAPHIE

## CHAPITRE 1: Généralités sur les fondations

I.1.Introduction ..... 2

I.2. Définition de fondation ..... 2

I.2.1.fondations superficielles ..... 2

A. Les semelles isolées ..... 2

B. Les semelles filantes (*ou continues*)… ..... 2

C. Les radiers (*ou dallage*)…… ..... ...2

I.2.1.1. Fonctionnement des fondations superficielles ..... 3

I.2.2.Fondations profondes ..... 3

I.2.2.1 Définition d'un pieu isolé ..... 4

I.2.2.2.Classification des pieux ..... 5

I.2.2.3.Les différents types de pieu ..... 6

I.2.2.3.1. Pieux battus ..... 6

I.2.2.3.2. Les pieux exécutés en place ..... 9

I.2.2.4. Choix du type de pieu ..... 9

I.2.2.5.Portance d'une fondation profonde ..... 10

I.2.2.5.1.Méthode de calcul de la capacité portante ..... 10

a. La formule statique ..... 10

b. Essais in-situ et essais géotechniques ..... 11

c. Formules dynamiques ..... 11

I.2.3. Comportement de groupes de pieux ..... 24

I.2.4. Effet de groupe de pieux ..... 25

I.2.4.1.Charge limite d'un groupe des pieux ..... 25

I.2.5. Dimensionnement des fondations profondes ..... 27

I.2.6.Le pré dimensionnement d'une fondation nécessite ..... 27
I.2.6.1.Détermination des efforts transmis aux pieux..... 27
I.2.6.2.Pré dimensionnement d'un pieu isolé ..... 28
I.2.6.3.Pré dimensionnement d'un groupe de pieux..... 28
I.3.les fondations mixtes..... 29
I.3.1.Présentation de la méthode de calcul ..... 30
I.3.2.Déplacement d'une fondation mixte..... 30
I.3.3. Conditions de liaison entre la semelle et les pieux ..... 30
I.3.4. Interaction entre la semelle et les pieux ..... 30
I.3.5.Comportement des fondations mixtes..... 30
I.3.6.Différence entre une fondation mixte et un groupe de pieux..... 31
Conclusion..... 31

## CHAPITRE II : Étude de comportement des fondations sur un groupe Des pieux

II. Tassements des pieux ..... 32
II.1.Introduction ..... 32
II.2. Définition..... 32
II.3. Les différents types de tassements..... 33
A. Les tassements uniformes..... 33
B. Les tassements différentiels..... 33
II.4. Amplitude des tassements ..... 34
II.5. Tassement d'un pieu isolé ..... 34
II.6. Méthodes de calcul de tassement ..... 35
- Méthode basée sur la théorie d'élasticité ..... 35
- Méthode des courbes de transfert de charges ..... 35
- Méthodes empiriques ..... 36

II.7. Tassement d'un groupe de pieux..... 37
A. Méthodes empirique pour un groupe de pieux dans le cas des sols granulaires ..... 37
B. méthode empirique pour un groupe de pieux dans le cas des sols cohérents..... 38

II.8.Méthodes de calcul du tassement ..... 39
II.8.1-Méthode direct..... 39
II.8.2.Méthode indirecte ..... 41
II.8.3.Méthode pressiometrique.....41
Conclusion..... 43

**PARTIE2 : MODILISATION NUMÉRIQUE**

## CHAPITRE III : Modélisation numérique d'un groupe de pieux Avec le logiciel plaxis3D

III.I. Présentation de code en élément fini plaxis 3D ..... 44
III.1.1. Introduction ..... 44
III.I.2.Le logiciel plaxis..... 44
III.I.3. Les modèle de comportements intégrés dans Plaxis..... 45
III.1.3.1. Modèle élastique linéaire..... 46
III.1.3.2.Le modèle de Mohr-Coulomb (M.C)…… .....……...46
III.1.3.3. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model (H.S.M)..... 47
III.1.3.4. Modèle pour sols mous (Soft Soil Model (S.S.M)… .....47
III.1.3.5. Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model (S.S.C.M))…… ..... 48
Conclusion..... 49
III.2. Modélisation numérique d'un groupe de pieux sous chargement Axial
III.2.1. Introduction ..... 50
III.2.2.Présentation d'ensemble de projet stade Pierre-Mauroy..... 51
III.2.3.Étude de cas ..... 52
III.2.1.Le 1er cas : étude du sol et le radier seuls sous différentes charges..... 55
III.2.2.Le 2er cas : étude du sol et le radier avec groupe de2x2 pieux sous Différentes charges..... 60
III.2.3.Le 3er cas : étude du sol et le radier avec groupe de 3x3 pieux sous Différentes charges..... 73
Conclusion générale .....77
Bibliographie .....78

# TABLE DES FIGURES

**Figure I.1 :** Semelle superficielles (a : isolée, b : filante et c : radier)……..3

**Figure .I.2 :** actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation.....4

**Figure I.3:**Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique $D_e$.....5

**Figure I.4** : Pieux en bois .....6

**Figure I.5:** Pieux battus (a : en profilé H ou I, b: palplanche et c: tubulaires)…….. ...7

**Figure I.6 :** Pieux en béton armé .....8

**Figure I.7 :** Pieux en béton précontraint .....8

**Figure I.8:** pieux exécute en place.....9

**Figure I.9 :** Force portante d'un pieu.....10

**Figure I.10 :** fiche efficace .....12

**Figure I.11:**Mécanismes du frottement latéral positif et négatif .....13

**Figure I.12 :** Mise en évidence du frottement latéral le long du fût.....13

**Figure I.13** : Cas d'un terrain stratifiés.....16

**Figure 1-14 :** Différentes fondations dans les sols.....26

**Figure 1-15:** Fondation mixte (a) et Groupe de pieux (b).....31

**Figure II.1 :** Tassement différentiel tour de Pise en Italie .....32

**Figure .II.2 :** Tassement uniforme.....33

**Figure .II.3 :** Tassement différentiel.....34

**Figure. II.4:** zone d'influence pour tassement.....36

**Figure .II.5:** comportement d'un groupe de pieu dans un sol cohérant.....39

**Figure II.6 :** courbe oedométrique chargement-déchargemen .....41

**Figure II.7:** découpage de sol sous la fondation (méthode pressiométrique)….....42

**Figure III.1:** la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-coulomb .....47

**Figure III.2:** effet du temps sur les essais oedométriques .....48

**Figure III.3 :** Maillage 3D du profil.....50

**Figure III.5:** présentation de la fondation étudier.....52

**Figure III.6 :** Maillage 3D du profil.....53

**Figure III.7$_{a,b}$:** Maillage 3D de groupe de 2x2 et 3x3 pieux et le radier.....53

**Figure III.8$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et vertical du sol +radier (100KN/m$^2$)..... .55

**Figure III.9$_{a,b}$ :** déplacement horizontal et vertical du sol + radier (300KN/m$^2$)... .....56

**Figure III.10$_{a,b}$ :** déplacement horizontal et vertical du sol + radier (500KN/m$^2$) .....56

**Figure III.11$_{a,b}$ :** déplacement horizontal et vertical du sol + radier (683KN/m$^2$) .....57

**Figure III.12$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et vertical du sol + radier (1000KN/m$^2$) .....57

**Figure III.13 :** Le profil après l'application de chargement .....58

**Figure III.14:** Déplacement vertical du sol et le radier sous différentes charges .....59

**Figure III.15$_{a,b}$:** Déplacement horizontal et vertical du sol + radier(100KN/m$^2$) ..... .60

**Figure III.16$_{a,b}$:** Déplacement horizontal et vertical des pieux .....61

**Figure III.17 :** Déplacement vertical du radier et les pieux en tête et en pointe .....61

**Figure III.18$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et vertical du sol + radier (300KN/m$^2$)..... .....62

**Figure III.19$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et vertical des pieux .....63

**Figure III.20 :** déplacement vertical du radier et le groupe de pieux .....63

**Figure III.21$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et vertical du sol+radier (500KN/m$^2$) .....64

**Figure III.22$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et vertical des pieux .....65

**Figure III.23 :** Déplacement vertical du radier et le groupe de pieux .....65

**Figure III.24$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et vertical du sol +radier (683KN/m$^2$) .....66

**Figure III.25$_{a,b}$:** Déplacement horizontal et vertical des pieux..... 67

**Figure III.26 :** déplacement vertical du radier et le groupe de pieux .....67

**Figure III.27$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et verticale du sol (1000KN/m$^2$)… .....68

**Figure III.28$_{a,b}$:** Déplacement horizontal et vertical des pieux .....69

**Figure III.29 :** Déplacement vertical du radier et le groupe de pieux .....70

**Figure III.30:** Le profil après l'application de chargement .....71

**Figure III.31:** Déformation de sol et le radier selon les différentes charges .....72

**Figure III.32$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et verticale du sol +radier (100KN/m$^2$) .....73

**Figure III.33$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et verticale des pieux.....74

**Figure III.34$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et verticale du sol +radier(683KN/m$^2$)… .....75

**Figure III.35$_{a,b}$ :** Déplacement horizontal et verticale des pieux..... 75

# TABLE DES TABLEAUX

**Tableau. I.1:** valeurs de $s_\varphi$ et $s_c$ pour $\delta=\frac{-2\varphi}{3}$ ..... 15
**Tableau I.2** : valeur de coefficient de portance K ..... 18
**Tableau I.3:** Détermination de la charge de fluage en fonction de type de pie ..... 19
**Tableau I.4:** Charge admissible à l'ELU et à l'ELS ..... 19
**Tableau I.5:** valeurs de facteur de portance $k_c$ [Melbouci.B,1954-2009] ..... 20
**Tableau I.6:**choix du coefficient β et de $q_{fmax}$ ..... 21
**Tableau II.1:** Calcul de tassement de groupe de pieux $S_G$ selon Meyerhof (1976) ..... 38
**Tableau II.2 :** valeur de coefficient f pour calcul de tassement (méthode global) ..... 40
**Tableau II.3 :** valeurs de $\lambda_2$ et $\lambda_3$… ..... .42
**Tableau III.1 :** caractéristique géométrique du profil ..... 54
**Tableau III.2 :** caractéristiques mécanique du profil ..... 54

# NOTATIONS

σ: pression exercée sur la semelle (contrainte).

F : charge appliqué sur la semelle.

S : section de la semelle.

$Q_l$ : résistance verticale limite.

$Q_p$ : résistance de pointe.

$Q_f$ : résistance au frottement.

$Q_a$: charge admissible.

ɣ : Masse volumique.

D : encrage.

$D_C$ : encrage critique.

$D_f$ : encrage de frottement.

C' : cohésion drainé.

Φ' : angle de frottement drainé.

$C_u$ : cohésion du sol a l'état non drainé.

$\Phi_u$ : angle de frottement non drainé.

K : facture de portance

$q_0$ : la pression verticale du terrain au repos.

$P_0$ : la pression horizontale du terrain au repos.

$P_{le}^*(z)$ : pression limite nette a la profondeur z.

qp : contrainte limite.

Kc : facture de portance.

β : est un coefficient.

$q_{f\,max}$ : est le frottement latéral unitaire maximal.

$Q_{dyn}$ : charge limite dynamique

$R_d$ : force portante limite d'après CHELIS.

E : la quantité d'énergie par coup de mouton donnée par le constructeur.

Φ: le rendement variant entre 60et 100%.

r : le coefficient de restitution.

e : le refus final.

$e_p$ : la déformation élastique du pieu

$e_c$ : la déformation élastique du casque

$e_s$ : la déformation élastique du sol

$C_e$ : coefficient d'efficacité

$e^*$ : la distance entre axes des pieux

$Q_V$ : la charge totale verticale reprise par la fondation.

n : le nombre de pieux.

$I_x$ et $I_y$ : les moments d'inertie du groupe de pieu calculés à partir des axes de référence OX et OY.

$M_x$ et $M_y$ : les moments par rapport aux axes d'inertie OX et OY.

X ET Y : les distances de la tête du pieu considéré aux axes OX et OY.

$\sigma_0$: la contrainte maximale (contrainte en tête).

Q : la charge appliquée sur le pieu.

$H_{mixte}$ :la force horizontale

$M_{mixte}$ : $_{moment}$ appliqués au centre de la fondation mixte :

$H_s$ : force horizontal de la semelle.

$H_p$ : force de pieu.

$M_s$ : moment de la semelle.

$M_p$ : moment de pieu.

$U_{mixte}$ : déplacement semelle-pie

$\Theta_{mixte}$ : rotation semelle-pieu.

S : tassement totale.

$S_i$ : Tassement instantané, se manifeste.

$S_c$ : Tassement causé par une consolidation primaire du sol.

$S_f$ : Tassement causé par une consolidation secondaire.

Q: la charge appliqué au pieu.

L: la longueur de pieu.

$I_P$: le coefficient dépendant des rapports [L/diamètre] et [h/$h_t$] et ν

h : la hauteur de la couche compressible.

E: l'élancement du pieu.

S : est le tassement de la tête en cm
D : est le diamètre du pieu en cm

δ : est la déformation élastique du pieu en cm = $\frac{100*Q*Lp}{A*E}$

Q : est la charge appliquée en kN

A : est la section du pieu en $m^2$.

Lp : est la longueur du pieu en m

E : est le module d'élasticité du matériau.

B : largeur de la fondation

ν' : coefficient de poisson

E' : module d'élasticité drainé du sol

q : la contrainte appliqué

$R_0$ : le rayon de référence

R : demi-largeur de la semelle (B/2)

$ʎ_2$ et $ʎ_3$ : coefficients de forme de la semelle.

ψ : angle de dilatance

$E_{50}^{ref}$ : module sécant dans un essai triaxial

$E_{eod}^{ref}$ : module tangent dans un essai oedométrique

m : puissance environ 0,58 pour les sables.

$E_{ur}^{ref}$ : module en décharge (par défaut $E_{50}^{ref} = 3^{E_{50}^{ref}}$)

$ν_{ur}$ : coefficient de poisson en décharge-recharge (par défaut νur = 0.2)

$p_{ref}$ : contrainte de référence (par défaut pref = 100)

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

λ* : Indice de compression

K* : Indice de gonflement

$K_0^{nc}$ : Paramètre de contrainte

M : Paramètre lié à $K_0$.

μ* : indice de fluage

$N_{ur}$: coefficient de Poisson en charge-décharge

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

# CHAPITRE 1 : GÉNÉRALITÉ SUR LES FONDATIONS

## I.1-Introduction

Il arrive souvent que le terrain superficiel sur lequel une fondation devrait être assise n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu (cas de vase, de tourbe, d'argile molle ou de terrains peu résistants et très compressibles). Dans ce cas, il faudra chercher le bon sol et faire reposer l'ouvrage sur des pieux, puits ou barrettes qui sont caractérisés par une valeur élevée du rapport **D/B.**

## I.2. Définition des fondations

On appelle fondations, les parties enterrées d'un ouvrage conçues pour transmettre au sol de manière rationnelle, les charges provenant de la superstructure.

Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum dans le sol . On réalise dans ce cas, des fondations superficielles dont l'encastrement (l 'ancrage) « D » est inférieur à 4 ou 5 fois la largeur de la semelle « B ».

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle : $D/B \leq 4$ à 5
- Fondation semi-profonde : $4 \leq D/B \leq 10$
- Fondation profonde : $D/B \geq 10$

Le choix du type de fondation va dépendre des **caractéristiques du sol** et de **la descente des charges** amenées par la superstructure. Bakour Azzedine2008 [3]

### I.2.1.Fondations superficielles

Le principe d'une fondation superficielle peut être retenu si les sols sont assez homogènes et s'ils comportent des couches porteuses assez proches de la surface.

On distingue 3 types de semelles pour les fondations superficielles:

A. **Les semelles isolées** : des sections carrées, ou circulaires et supportant des charges Ponctuelles.
B. **Les semelles filantes (*ou continues*)** : sont des fondations de très grande longueur par rapport à leur Largeur et supportant un mur ou une paroi.
C. **Les radiers (*ou dallage*) :** est une dalle plane, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment, elle est adapter lorsque la portance du sol est faible et que sa compression est homogène.

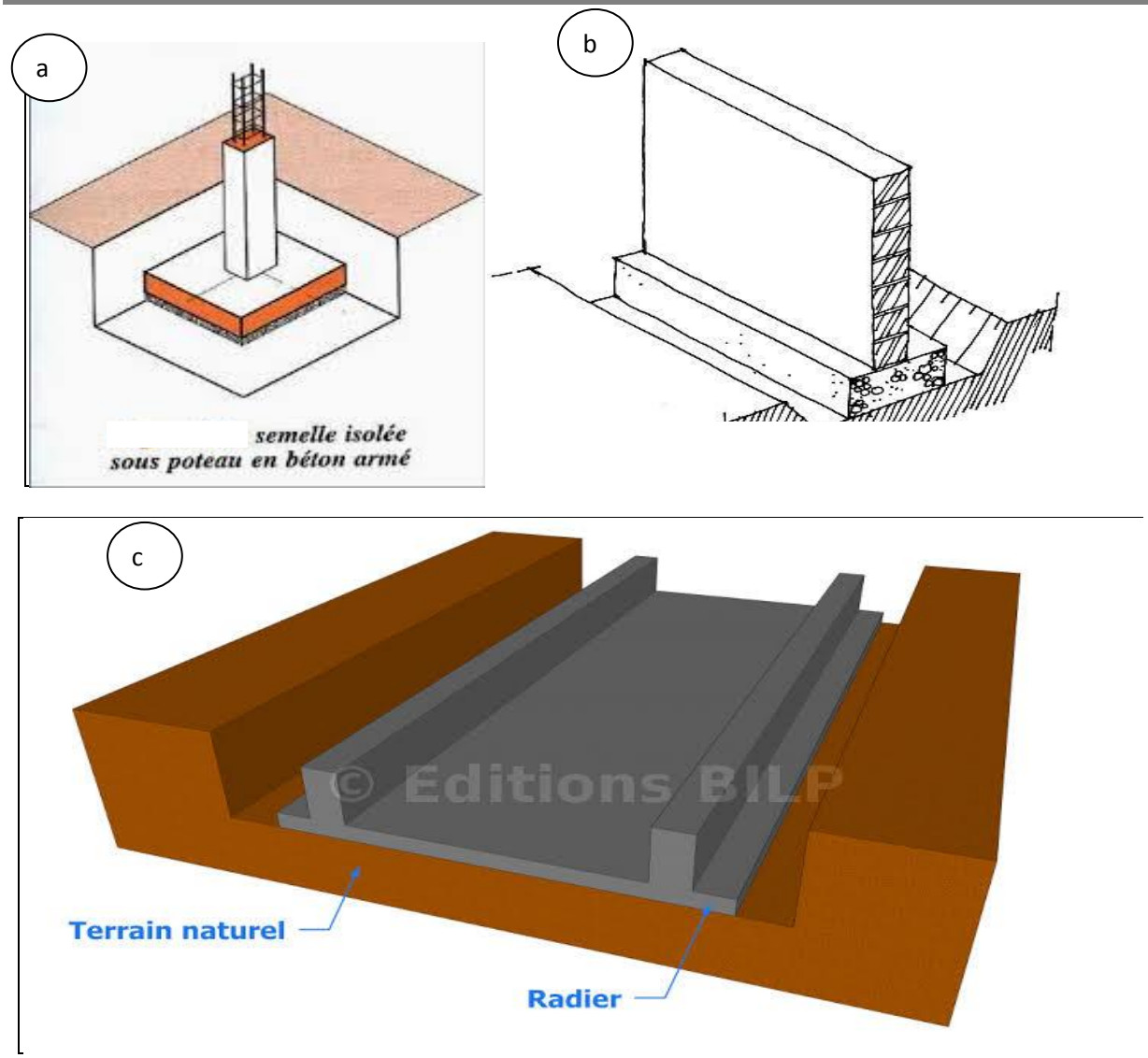



Figure I.1 **:** Semelle superficielles (a : isolée, b : filante et c : radier)

### I.2.1.1. Fonctionnement des fondations superficielles

la fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des action appliquées sur la structure qu'elle supporte. Cela suppose donc que le concepteur connaisse :

- **la capacité portante de la semelle de fondation** : Le sol ne doit pas tasser de façon inconsidérée sous la semelle.
- **Les actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation** : La semelle doit résister aux actions auxquelles elle est soumise.
- **La pression exercée à la surface du sol** entraîne des pressions dans les couches de sol situées au-dessous jusqu'à une certaine profondeur qui varie suivant le type de fondations et la charge appliquée. Cette pression s'appelle contrainte et est notée σ.

$$\sigma = F/S \qquad \textbf{(I.1)}$$

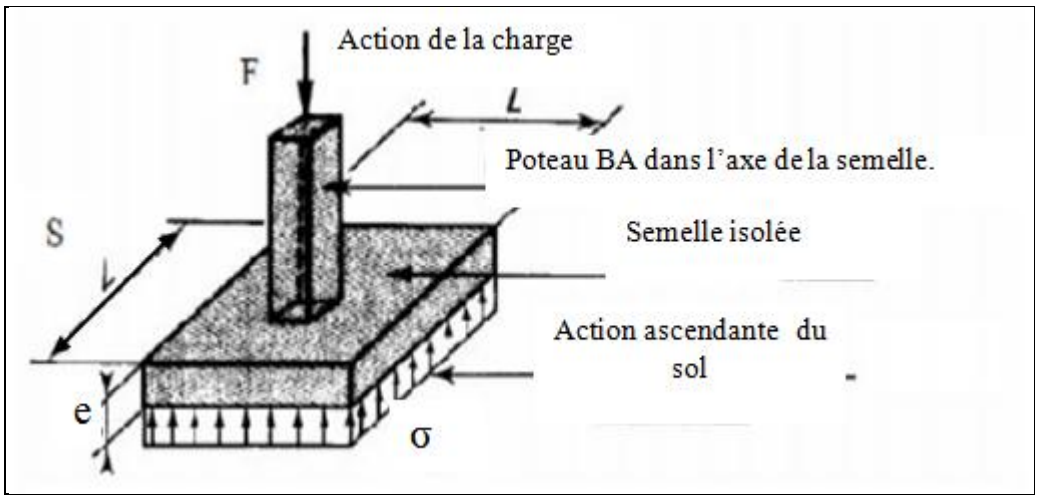



Figure I.2 : Actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation

### I.2.2.Fondations profondes

Lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, on a recours à une fondation profonde (pieu) qui permet d'atteindre le substratum (le « bed rock » ou un sol plus résistant et de mobiliser le frottement latéral des couches transverses.

Ce cas se présente souvent lorsque les couches superficielles sont peu résistantes, molles et compressibles, par exemple le cas des Argiles, vases, des tourbes, et dans le cas où il serait impossible d'améliorer la portance de ces couches.

Si la fondation était exécutée directement sur ces couches compressibles, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage se produiraient.(Roger FRANK, (Juin 2003)[18].

#### I.2.2.1.Définition d'un pieu isolé

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

Les 3 parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La hauteur d'ancrage h est la largeur pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes $D_e$ ;

Cette valeur de $D_e$ tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu (figure I.3)

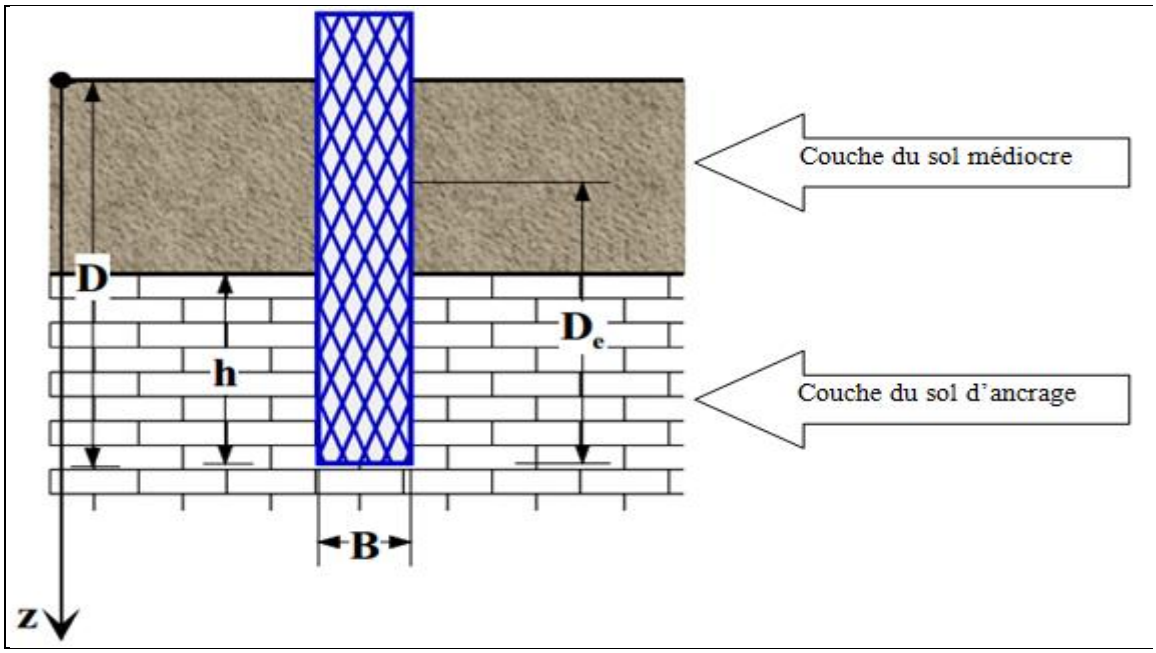



Figure I.3:Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique $D_e$.

Les fondations profondes mobilisent le sol :

- **Par l'effort de pointe proportionnellement** à leur section lorsqu'elles reposent directement sur substratum.
- **Par frottement latéral seul** dans le cas de pieux flottants c'est –à-dire des pieux fichés dans une couche cohérente cas des sols argileux.
- **Par frottement latéral et par effort de pointe** lorsqu'il est impossible de descente sur une couche suffisamment résistante.(Plumelle, 2004)[16].

### I.2.2.2. Classification des fondations profondes

Les fondations profondes sont constituées par les puits et les pieux. La différence fondamentale entre eux est le diamètre, il est plus grand pour les puits, supérieur à 1m. Dans la catégorie des pieux, on distingue les micros-pieux qui ont un diamètre inférieur ou égal à 250 mm.

Mais par soucis de simplification, on désignera par le nom de pieu l'ensemble des fondations profondes. On classe les pieux suivant:

• La nature du matériau constitutif: bois, métal ou béton.

• Le mode de fabrication et de mise en place: pieux battus et forés Pour l'évaluation de la force portante, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposé au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi qu'on distingue:

• Pieux refoulant le sol à la mise en place.

• Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place (excavation de sol).Bakour, Azzedine2008[3]

### I.2.2.3. Les différents types de pieux

Les pieux sont utilisés pour un seul objectif qui est l'assurance de bonne résistance, Ces différents pieux peuvent être classes en deux grandes catégories, suivant leur mode de fabrication.

- Les pieux façonnés à l'avance (pieux préfabriqués ou battus)
- Les pieux exécutés en place.

**I.2.2.3.1.Pieux battus :** Ces pieux peuvent être en bois, en acier en béton armé ou précontraint. Ils sont mis en place par battage ou par vibro-fonçage, chaq'un a sa propre branche**.**

- **Les pieux en bois :** Ce type de pieu, est beaucoup moins utilisés actuellement, car la plus part des bois présentent l'inconvénient de pourrir s'ils ne sont pas constamment immergés.

Figure I.4 : Pieux en bois

- **Les pieux métalliques :** on les trouve avec plusieurs formes différentes peuvent être en H ou I, palplanches ou tubulaire, sont connaissent actuellement un certain essor.

Figure I.5: Pieux battus (a : en profilé H ou I, b: palplanche et c: tubulaires)

- **les pieux en béton armé**

Les pieux préfabriqué en béton arme sont exécutés sur des aires appropriées. Le délai de durcissement est normalement d'un mois. Leurs principales caractéristiques sont :

- Leur longueur ne dépasse pas 20 à 30m
- On emploie des ciments portland 325 de dosage 400kg /$m^3$.
- Armature longitudinal d'une seule longueur dont les diamètres habituels varient de 16 à 32 mm
- La contrainte de compression admise pour les pieux en béton armé est de 60 à 70 bars.
- Leur section est carrée circulaire ou polygonale dont la dimension transversale varie de 25 à 60 cm. Melbouci Bachir 2009[11].

Figure I.6 : Pieux en béton armé

- **Les pieux en béton précontraint**

Les pieux en béton précontraint présentent les mêmes formes que les pieux en béton armé, mais ils offrent par rapport à ces derniers plusieurs avantages :

- La totalité de la section de béton est prise en compte pour la résistance à la flexion.
- La résistance au bardage et au battage est plus élevée.

Les dimensions courantes sont:

- Diamètre extérieur 1 à 1.5m
- Épaisseur du béton 10 à 15 cm
- Longueur des éléments 5m
- Les pieux peuvent atteindre 60m de longueur

Figure I.7 : Pieux en béton précontraint

### I.2.2.3.2. Les pieux exécutés en place

Leur exécution nécessite un forage préalable exécuté dans le sol avec les outils appropriés avec ou sans protection d'un tubage ou de boue permettant d'assurer la stabilité des parois du forage. Après mise en place, si nécessaire, de la cage d'armatures, le pieu est bétonné en utilisant une colonne de bétonnage, selon la technique du tube plongeur qui descend jusqu'à la base du pieu, on peut distinguer 3 types :

- Les pieux à tube récupérable;
- Les pieux exécutés à l'aide d'un tube perdu ;
- Les pieux forés.

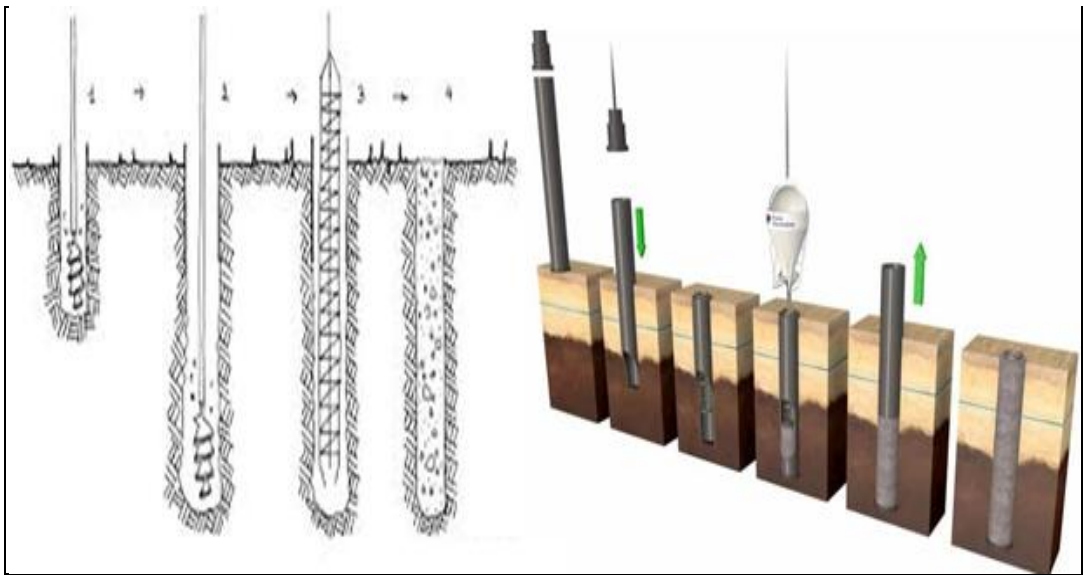


Figure I.8: pieux exécute en place

### I.2.2.4.Choix du type de pieu

Le choix de pieu dépend de :

- **La structure qui va supporter la fondation** : La structure s'imposera à la fondation un système de charge auxquelles le sol devra résister à court et à long terme sans trop se déformer. Le projet de fondation doit donc prendre en compte :
  - La nature des charges statique ou dynamiques ;
  - L'intensité, la répartition et la direction des efforts ;
  - Les déformations (tassements des fondations).
- **La nature du sol :** Le sol intervient par la constitution et la disposition de ses différentes couches, par les caractéristiques mécaniques de celles-ci et par son hydrologie.
- **L'environnement du pieu :** L'environnement du pieu conditionne également ce choix à la :

- Surface de travail au sol plus ou moins réduite
- Présence de nombreux pieux voisins déjà mis en place (le battage de pieux ou de tubes fermés en refoulant le sol peut entrainer la remontée de pieux voisins ou même les endommager).
- Proximité d'immeubles ou de construction divers (bruits des engins de battage, ébranlements dus à l'enfoncement pouvant provoquer des fissurations.
- Déformation entrainées par les compressions latérales provenant de forages en gros diamètre.Melbouci Bachir 2009[11]

### I.2.2.5. Portance d'une fondation profonde

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale $Q_l$ qu'il peut supporter, Au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale $q_l$ sera la charge par unité de surface, encore appelée contrainte limite.

Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite $Q_l$ supportée par le pieu en deux composantes: la résistance de pointe $Q_p$ et la résistance au frottement Qf.

$$Q_L = Q_P + Q_F \qquad \textbf{(I.2)}$$

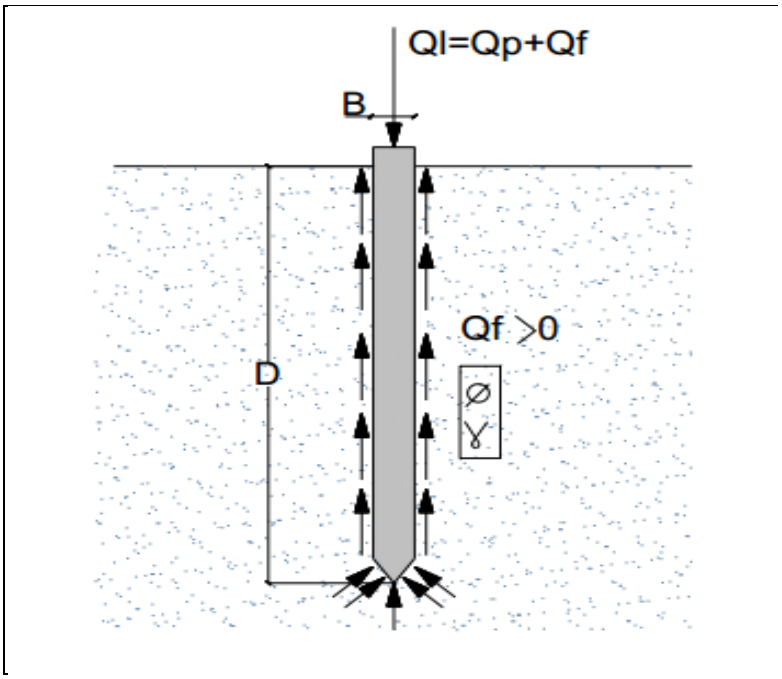



Figure I.9 : Force portante d'un pieu**.**

#### I.2.2.5.1.Méthode de calcul de la capacité portante

Il existe trois moyens d'évaluer la capacité portante d'une fondation profonde :

- **La formule statique :** c'est une adaptation aux fondations profonde de la méthode développée pour les fondations superficielles.

- **Essais in-situ et essais géotechniques :** Ces méthodes permettent de déterminer les caractéristique du sol à injecter dans les formule précédentes ou fournissent directement la charge portante.
- **Formules dynamiques :** ce sont des relations liées au battage donc elles n'interviennent que pour les pieux battus (formule de CHILIS et du HOLLANDAIS).

$$Q_l = Qp \qquad \textbf{(I.3)}$$

**a. Les formules statiques**

On admet que le terrain oppose à l'enfoncement de la fondation deux types de résistance :

- La résistance à la base dite résistance de pointe « $Q_p$ ».
- La résistance qui se manifeste le long du fut du pieu, est équivalente au frottement latéral, plus la résistance au cisaillement, que l'on appelle terme de frottement « $Q_f$ »

D'où

$$Q_l = Q_p + Q_f \qquad \textbf{(I.4)}$$

$$Q_a = \frac{Qp}{FP} + \frac{Qf}{Ff} \qquad \textbf{(I.5)}$$

On définit ainsi **la charge admissible « $Q_a$ »** du pieu à l'aide de la relation :

Avec : $F_p$ et $F_f$ sont des coefficients de sécurité en pointe et en frottement latéral

**a.1.Calcul la charge limite de pointe $Q_P$**

D'après CAQUOT-KERISEL, on peut prendre dans le cas d'un sol cohérent et frottant, la formule suivante :

$$Q_p = S\,(\gamma\, D\, Nq + 1{,}2\ C\, Nc) \qquad \textbf{(I.6)}$$

Dans le cas des milieux purement cohérents :

$$Q_p = \gamma.D + 6.C \qquad \textbf{(I.7)}$$

**-Rôle de la fiche critique $D_C$**

Il est nécessaire pour avoir une majoration de $N_q$ que le bulbe de rupture se développe dans le terrain résistant

$$D > D_C$$

D'où **:**

Caquot-kérisel recommande de calculer« $D_c$ » par la formule suivante :

$$D_c = \frac{B}{4} N_q^{(2/3)} \qquad \textbf{(I.8)}$$

$N_q = 10^{(N*tg\,\varphi)}$ **avec :** $2.5 < N < 3.7$

**Remarque**

Quand la couche de sol résistante est surmontée d'une couche d'argile molle, on prend alors une fiche « $D_f$ »dite efficace.

En générale : $D_f > D_c$ $1,5 < D_c < 3m$

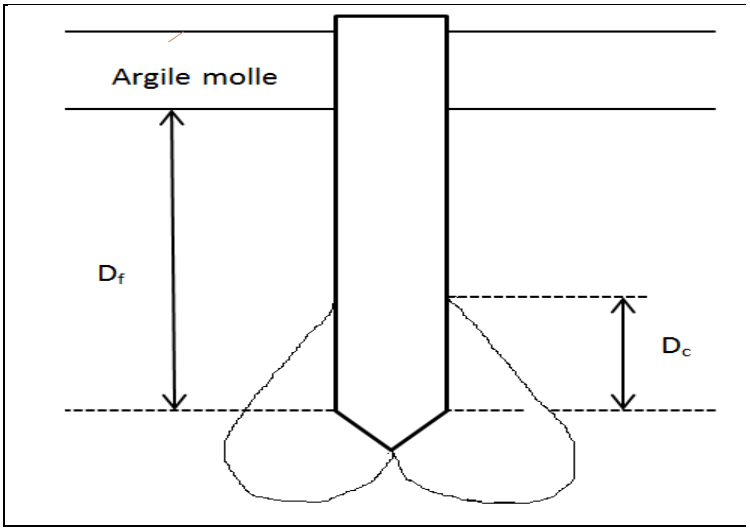



Figure I.10 : Fiche efficace.

**a.2) Étude du terme de frottement latéral « $Q_f$ »**

- **Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif**

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement et exercera un frottement latéral positif $f_p$, vers le haut **(Figure I.11).** Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse ($s_s$) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraînera le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif $f_n$ qui le surcharge **(Figure I.11).** Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

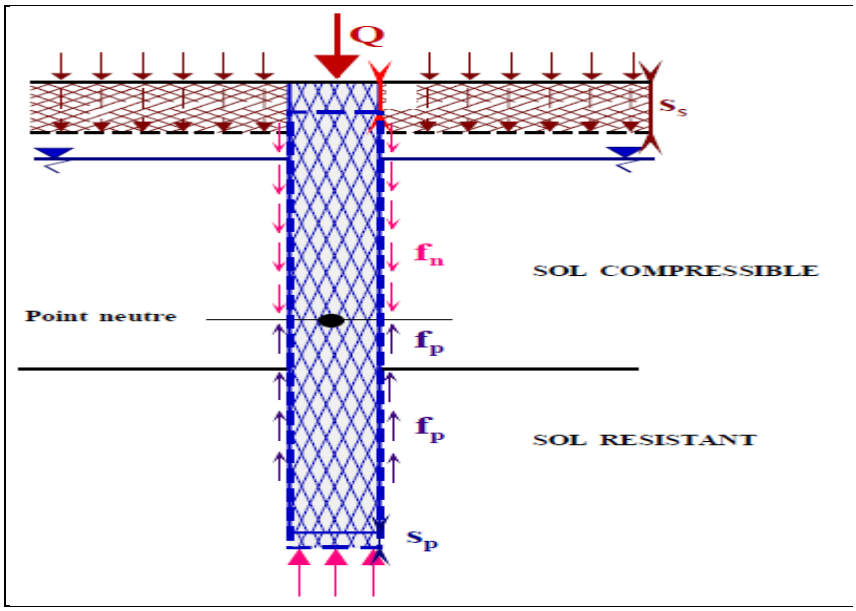



Figure I.11:Mécanismes du frottement latéral positif et négatif

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années).

Le frottement négatif maximal dépend :

De la compressibilité du sol,

Des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein,

De l'interface entre le sol et le pieu.

- **Couche pulvérulente (γ, φ, c=0)**

Quand on enfonce un pieu dans le sol notamment compact celui-ci produit un refoulement du sol. Ceci à pour effet de produire une apparition de butée dans le sol.

Si on note σ(z) la contrainte due au poids des terres en un point M situé à une profondeur z.

(M appartient au fut).

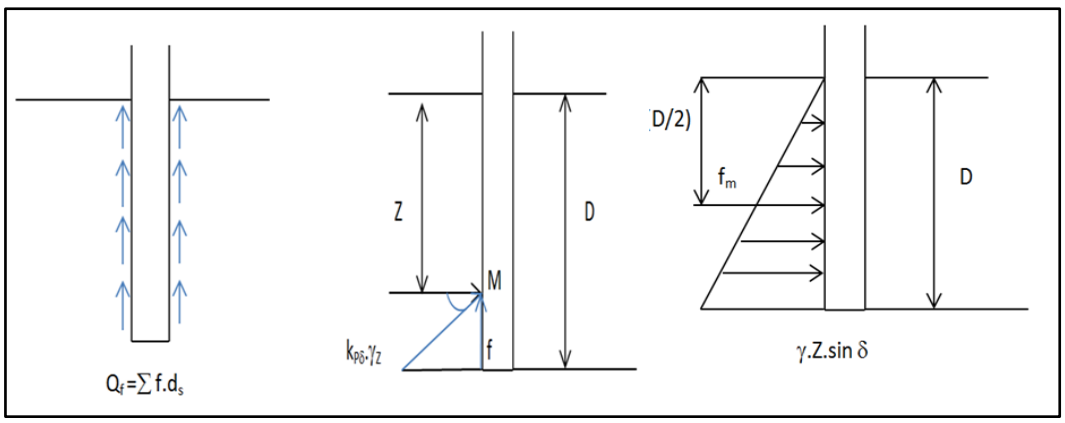



Figure I.12 : Mise en évidence du frottement latéral le long du fût.

Le frottement unitaire f(z) qui est égal à la composante de la butée en M vaut :

$$f(z) = k_{p\delta}\ \gamma\ z\ \sin\delta \qquad \textbf{(I.9)}$$

$k_{p\delta}$ : état passif.

En intégrant sur toute la hauteur du pieu, on a :

$$Q_f = \sum_0^D f\ \ d_s = \int_0^D f\ \ d_s = k_{p\delta}\ \gamma\ \frac{D}{2}\ p\ \sin\delta \qquad \textbf{(I.10)}$$

Avec :$d_s = p\ d_z$

$$F = k_{p\delta}\ \gamma\ z\ \sin\delta \qquad \textbf{(I.11)}$$

Où : « p » est le périmètre de la section droite du pieu.

On définit un frottement unitaire moyen tel que :

$$f_{m\varphi} = \frac{Qf}{Q*D} = \gamma\ \ \frac{D}{2}\ \ k_{p\delta}\ \ \sin\delta \qquad \textbf{(I.12)}$$

Posons : $s_\varphi = k_{p\delta}\ \sin\delta$ ;

$$f_{m\varphi} = \gamma\ \ \frac{D}{2}\ s_\varphi \qquad \textbf{(I.13)}$$

On aura :

- **cas d'un milieu doué d'une cohésion(C, φ, γ)**

  Dans ce cas, il faut ajouter au frottement latéral précédent la composante due à la cohésion, sachant que l'on peut considérer l'effet de la cohésion comme l'effet d'une

  On peut écrire :

$$f_c = k_{pq}\ (c\ \cot g\varphi) \qquad \textbf{(I.14)}$$

surcharge ($q = c\ \cot g\varphi$).

Posons :

$$s_c = k_{pq}\ \cot g\varphi\ \sin\delta \qquad \textbf{(I.15)}$$

Dans ce cas :

$$f_c = f_{mc} = c\ s_c \qquad \textbf{(I.16)}$$

On définit ainsi
le frottement total moyen, comme la somme des deux frottements « $f_{m\varphi}$ et $f_{mc}$ »

Les valeurs de $s_\varphi$ et $s_c$ pour ($\delta$=-2$\varphi$/3) sont données dans le tableau ci-dessous.

$$F_m = f_{m\varphi} + f_{mc} = \gamma \frac{D}{2}\ s_\varphi + c\ s_c \qquad \textbf{(I.17)}$$

**Tableau I.1:** valeurs de $s_\varphi$ et $s_c$ pour $\delta = \frac{-2\varphi}{3}$ **[Melbouci .B, 1954-2009]**

| Φ° | 0 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $s_\varphi$ | - | 0.186 | 0.364 | 0.641 | 1.1 | 1.88 | 3.27 | 5.9 | 11.4 |
| $S_c$ | 1 | 1.6 | 2.06 | 2.7 | 3.62 | 5.01 | 7.27 | 10.36 | 17.97 |

Finalement: et

$$f_m = \frac{Qf}{P\ D} \qquad Q_f = (\gamma\ \frac{D}{2}\ s_\varphi + c\ s_c)\ p\ D \qquad \textbf{(I.18)}$$

CAQUOT-KERISEL propose de prendre pour tenir compte de la baisse de la résistance de l'argile lors de la mise de la charge :

$$F_m = c_u \frac{1+CU2}{1+7CU2} \qquad \textbf{(I.19)}$$

Avec : $c_u$ : exprimée en bars

- **Fiche à prendre en compte pour le calcul de «$Q_f$ »**

Du fait que la partie basse de fut contribué à « $Q_p$ » on prendre pour le calcul de « $Q_f$ » l'ancrage efficace $D_f$ égal à :

$$Q_f = p\ (D\text{-}D_C)[s_\varphi\ \gamma\ \frac{D-Dc}{2} + s_c\ c] \qquad \textbf{(I.20)}$$

$D_f = D\text{-}D_{c.}$

- **Cas des terrains stratifié**

La valeur de l'effort de frottement « $Q_f$ »est la somme des valeurs des efforts développés pour chaque couche.

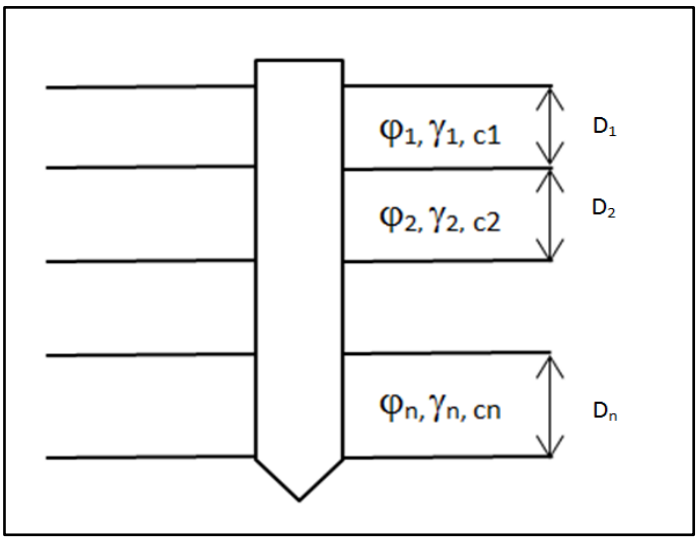



Figure I.13 : Cas d'un terrain stratifiés.

**-Démarche à suivre pour le calcul de $Q_f$ dans le cas d'un multicouche**

- On commencera à déterminer la distribution du frottement unitaire pour chaque couche.
- On calculera une valeur moyenne de f(z) au centre de chaque couche.
- On prendra cette valeur moyenne pour le calcul de $Q_f$.

**-Valeurs de C et φ à prendre en compte**

O a vu que le calcul de la portance à l'aide des formules statiques nécessite une bonne définition de « C et φ », il est nécessaire de faire une série de mesures importantes des caractéristiques « C et φ » (essai de cisaillement sur échantillon intacts).
Comportement à court terme et à long terme : la vérification de la stabilité d'une fondation peut se faire à court et à long terme :

- à long terme: on prendra pour caractéristiques (C' et φ')
- à court terme : durant la période de construction on utilisera les caractéristiques ($C_u$ et $\varphi_u$)

**Remarque**

Dans le cas d'un milieu purement cohérent, on utilisera les caractéristiques ($C=C_u$ et $\varphi=\varphi_u=0$).

**b. détermination de la portance à partir des essais in-situ**

La détermination de la force portante d'un pieu isolé à partir des essais in-situ s'est développée avec l'utilisation des résultats de laboratoire. Des recherches récentes montrent qu'il existe une analogie étroite entre le comportement de la sonde pressiométrique et le comportement du sol autour de la pointe du pieu, de même qu'il existe une analogie

mécanique entre le pénétromètre statique et le pieu. Dans ce paragraphe, nous évaluerons la portance d'un pieu a partir des essais aux pressiomètre de MENARD et aux pénétromètres statique et dynamique.

**b.1.Pressiomètre MENARD**

Il s'agit d'un essai contrainte-déformation mené jusqu'à la rupture.cet essai mis au point par Ménard consiste à mesurer l'augmentation de volume d'un cylindre dilatable soumis a une augmentation de pression intérieure ,et placé à la profondeur à laquelle on désire tester l'essai Une série d'essais préssiométriques espacés généralement d'un mètre constitue un sondage pressiométrique et variant de 5à30% mètres de profondeur. Pour le calcul de portance le paramètre employé est la pression limite. Comme pour la méthode statique, on détermine séparément le terme de pointe et le frottement latéral.

**-Terme de pointe**

$$q_l - q_0 = k.\ (p_l - p_0) \qquad \textbf{(I.21)}$$

La formule qui lie la force portante à la rupture « $q_l$ »sous la pointe à « $P_l$ » s'écrit :

K : facture de portance

$q_0$ : la pression verticale au repos du terrain au niveau de la base de la fondation après construction.

$P_0$ : la pression horizontale du terrain au repos.

Pour le calcul du terme de pointe des pieux, on néglige habituellement « $q_0$ » on considère comme pression limite nette $(p_l - p_0) = (p_l^*)$ et la contrainte limite devient :

$$q_l = k.(p_l^*) \qquad \textbf{(I.22)}$$

Dans le cas de sols hétérogènes on introduit la pression limite nette équivalente $(p_{le}^*)$ par l'expression :

$$p_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} pl^*(z).dz \qquad \textbf{(I.23)}$$

Avec

b : min (a,h)

a : moitie de la largeur B de l'élément de fondation si celle –ci est supérieure à 1m et à 0.5m dans le cas contraire.

h : ancrage dans la couche porteuse.

$P_{le}^*(z)$ : pression limite nette a la profondeur z.

D : hauteur d'encastrement réelle de pieu.

K est le coefficient de portance qui traduit la proportionnalité entre la contrainte limite de pointe et la pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre.

K est déterminé en fonction de la nature du sol et des valeurs de pression limite « $p_l$ »correspondantes et en fonction du type de pieu (tableau I.2)

Tableau I.2 : valeur de coefficient de portance K[Melbouci.B,2009]

| Nature des terrains | | Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol | Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol |
|---|---|---|---|
| Argiles, limons | A | 1.1 | 1.4 |
| | B | 1.2 | 1.5 |
| | C | 1.3 | 1.6 |
| Sables, graves | A | 1.0 | 4.2 |
| | B | 1.1 | 3.7 |
| | C | 1.2 | 3.2 |
| Craies | A | 1.1 | 1.6 |
| | B | 1.4 | 2.2 |
| | C | 1.8 | 2.6 |
| Marne, Marno-calcaire | | 1.8 | 2.6 |
| Roches altérées | | 1.1 à1.8 | 1.8 à 3.2 |

**-Frottement latéral**

Le frottement latéral « $q_f$ »à un niveau détermine est directement évalue a partir de la pression limite nette « $p_l^*$ » à ce même niveau.

La charge de frottement latéral mobilisé le long du pieu est donnée par l'expression :

$$Q_f = P.\int_0^D qf(z).dz \qquad \textbf{(I.24)}$$

P : le périmètre de pieu.

$Q_f(z)$ : frottement latéral unitaire limite à la cote z.

❖ **Détermination des charges admissibles**

On distingue :

Les états limites ultimes(ELU) qui ont pour objet s'assurer que la probabilité de ruine de l'ouvrage est acceptable.

Les états limites de services(ELS) qui ont pour objet s'assurer qu'un seuil de déplacement jugé critique est acceptable.

Dans un état limite donné, la charge maximum est obtenue en divisant par un coefficient de sécurité partiel la charge limite de ce même état.

La détermination des charges admissibles sous les états limites de service selon le fascicule62, fait référence à la charge de fluage notée $Q_c$

Tableau I.3: Détermination de la charge de fluage en fonction de type de pieu

| | Charge de fluage en compression | Charge de fluage en traction |
|---|---|---|
| Pieu foré sans refoulement du sol | $Q_c=0.5Q_P+0.7Q_F$ | $Q_C=0.7Q_F$ |
| Pieu battu avec refoulement de sol | $Q_C=0.7Q_P+0.7Q_F$ | $Q_C=0.7Q_F$ |

Les valeurs des charges admissibles sont données dans le tableau ci-dessous

Tableau I.4**:** Charge admissible à l'ELU et à l'ELS.

| Etats limites | Combinaisons | Traction $Q_{min}$ | Compression $Q_{max}$ |
|---|---|---|---|
| ELU | Fondamentales | $-Q_{tu}$ /1.40 | $Q_U$ /1.40 |
| | Accidentelles | $-Q_{tu}$/1.30 | $Q_U$/1.20 |
| ELS | Rares | $-Q_{tc}$ /1.40 | $Q_C$/1.40 |
| | Quasi-permanentes | 0 | $Q_C$/1.40 |

**b.2.Pénétromètre statique**

L'essai de pénétration statique consiste a enfoncer dons le sol, à vitesse lente et constante, sous l'effet d'une poussée continue, une pointe fixée à l'extrémité d'un train de tiges et à mesurer l'effort nécessaire pour obtenir cet enfoncement.

Les essais de pénétration statique fournissent en général les variations de la résistance de pointe « $q_c$ »et celle de l'effort latéral en fonction de la profondeur.

En pratique, on utilise un diagramme de pénétration « lissé »obtenu en appliquant une méthode de lissage appropriée au diagramme $q_c(z)$.Cependant les valeurs de « $q_c$ »lissées sont

utilisées pour évaluer la résistance de pointe et indirectement le frottement latéral à chaque niveau.

**-Terme de pointe**

La pression limite sous la pointe du pieu est déterminée à partir de la valeur de la résistance de pointe qc du pénétromètre statique.

$$Qc = A\, q_p \qquad \textbf{(I.25)}$$

L'effort total mobilisable sous la pointe est donnée par :

Avec :

A : aire de la section droite de la pointe du pieu

$$q_p = k_c\, q_{ce} \qquad \textbf{(I.26)}$$

$q_p$ : contrainte limite donnée par la relation:

Où

$Q_{ce}$ : résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique.

Et kc< 1, les valeurs de la facture de portance kc sont données dans les tableaux suivant.

Tableau I.5**:** valeurs de facteur de portance $k_c$ [Melbouci.B.2009]

| Nature des terrains | | Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol | Éléments mis en œuvre avec refoulement du sol |
|---|---|---|---|
| Argiles, limons | A | 0.4 | 0.55 |
| | B | | |
| | C | | |
| Sables, graves | A | 0.15 | 0.50 |
| | B | | |
| | C | | |
| Craies | A | 0.20 | 0.30 |
| | B | 0.30 | 0.45 |

❖ **Terme de frottement latéral « $q_f$ »**

$$q_f(z) = \min\left[\frac{qc(z)}{\beta} ; q_{f\,max}\right] \qquad \textbf{(I.27)}$$

La valeur de frottement latéral unitaire limite à la cote (z) est donnée par l'expression :

Avec β est un coefficient et $q_{f\,max}$ est le frottement latéral unitaire maximal. Ils sont donnés en fonction de la nature du sol au niveau considéré et du type de pieu

Tableau I.6:choix du coefficient β et de $q_{fmax}$.

| Types de pieu | | Argiles, Limons | | | | | Sables, Graves | | | craies | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | A | B | | C | | A | B | C | A | B |
| Foré | β | - | - | 75 | - | - | 200 | 200 | 200 | 125 | 80 |
| | $q_{fmax}$ | 15 | 40 | 80 | 40 | 80 | | | 120 | 40 | 120 |
| Foré tube | β | - | 100 | 100 | 40 | 100 | 250 | 250 | 300 | 125 | 100 |
| | $q_{fmax}$ | 15 | 40 | 60 | | 80 | | 40 | 120 | 40 | 80 |
| Métal battu fermé | β | - | 120 | | 150 | | 300 | 300 | 300 | - | |
| | $q_{fmax}$ | 15 | 40 | | 80 | | | | 120 | | |
| Battu préfabriqué béton | β | - | 75 | | - | | 150 | 150 | 150 | - | |
| | $q_{fmax}$ | 15 | 80 | | 80 | | - | - | 120 | | |

L'effort total mobilisable par frottement latéral est donné par la formule :

$$Q_f = P\int_0^D qf(z)dz \qquad \textbf{(I.28)}$$

Où P : est le périmètre de pieu

**Remarque :**

Les valeurs de la charge admissibles sont données dans le tableau 4 de la même façon que pour l'essai pressiométrique**.**

**b.3.Pénétromètre dynamique**

On utilise couramment les formules de battages permettant de calculer la capacité d'un pieu. Nombreuses formules ont été proposés mais elles ne sont pas toute satisfaisantes. On s'en tiendra aux formules de la méthode dynamique déjà décrites.il s'agit de formules suivantes :

- Formule des hollandais.
- Formule de Crandall.
- Formule de Chelis.

D'une manière générale, les formules de battages seront utilisées à titre de vérification. Les résultats qu'elles donnent sont souvent pessimistes par rapport aux essais statiques de pieu ou aux essais préssiométriques.

**c. Méthodes dynamiques du calcul de portance**

Un pieu de poids « P » avec ses accessoires qui s'enfonce de « e »sous le choc d'un mouton de masse « M »tombant de la hauteur « h ».

La première approche consiste à admettre l'égalité du travail fourni par le mouton dans sa chute soit

« M.h » et celui des forces de résistance « $Q_{dyn}$ » qui tendent à s'opposer à l'enfoncement « e »du pieu soit « $Q_{dyn}$ .e »SANDERS a été établie la formule suivante :

$$M.h = Q_{dyn}.e \qquad \textbf{(I.29)}$$

avec :

$$Q_{dyn} = \frac{1}{2}.M.h \qquad \textbf{(I.30)}$$

$Q_{dyn}$ : charge limite dynamique

e : refus.

La formule de SANDERS est inexacte du fait qu'une partie de l'énergie de battage ne sert pas a l'enfoncement du pieu mais est perdue (chaleur, vibration du mouton et du pieu, déformations élastiques du pieu et du terrain,..)

C'est sur cette base de raisonnement qu'a été établie la formule améliorée dite « L'ENGENIERING NEWS RECORD, (E.N.R) définie par :

$$Q_{dyn} = \frac{M.h}{(e+c)} \qquad \textbf{(I.31)}$$

C : l'enfoncement sous l'effet de l'énergie perdue par chaleur, vibration et déformations élastiques du pieu.

**c.1.Formule du HOLLANDAIS**

L'idée d'améliorer la formule de SANDERS est réalisée par le HOLLANDAIS qui a multiplié le second membre de la formule par le rapport [$\frac{M}{(M+P)}$].

$$Q_{dyn}= \frac{M.h}{e} \cdot \frac{M}{(M+P)}= \frac{M^2}{e.(M+P)} \qquad \textbf{(I.32)}$$

Les praticiens ont constaté que le rapport entre « P » de pieu et « M » du mouton joue un role important dans le rendement du battage.

**c.2.Formule de CRANDALL**

D'autres auteurs font intervenir à la fois le rapport « $\frac{P}{M}$ » et les pertes d'énergie « c » CRANDALL admet c= $\frac{e'}{2}$ et aboutit à :

$$Q_{dyn} = \frac{M^2.h}{(M+P).(e+\frac{e'}{2}} \qquad \textbf{(I.34)}$$

e' : le raccourcissement élastique du pieu sous l'effet du choc, les déformations élastiques du casque et du terrain étant considérées comme négligeables.

**c.3.Formule de CHELIS**

CHELIS propose les formules suivantes qui donnent la force portante limite « R » en fonction de refus « e » et en tenant compte des principales pertes d'énergie :

$$R_d =\frac{\varphi.M.h}{e+\frac{1}{2}.(ep+ec+es)} .\frac{M+r^2.P}{(M+P)} \qquad \textbf{(I.35)}$$

$$R_d =\frac{\varphi.E}{e+\frac{1}{2}.(ep+ec+es)} .\frac{M+r^2.P}{(M+P)} \qquad \textbf{(I.36)}$$

Pour les moutons à chute libre où à simple effet :

E : la quantité d'énergie par coup de mouton donnée par le constructeur.

Φ: le rendement variant entre 60et 100%

r : le coefficient de restitution variant de 0et 0.55suivant -le type de mouton, le pieu et le casque.

e : le refus final.

$e_p$ : la déformation élastique du pieu

$e_c$ : la déformation élastique du casque

$e_s$ : la déformation élastique du sol

**-Charge nominale (ou charge admissible)**

$$Q_n = \frac{Qdyn}{F} \quad (a) \qquad Q_n = \frac{Rd}{F} \quad (b) \qquad \textbf{(I.37)}$$

L'expérience a montré que la formule du :

HOLLANDAIS doit être affecté d'un coefficient de sécurité (F=6)

CRANDALL doit être affectée d'un coefficient de sécurité (F=4)

CHELIS doit être affectée d'un coefficient de sécurité (F=2 ou F=2.5)

### I.2.3. Comportement de groupes de pieux

Le comportement de groupes des pieux revêt différents aspects qui sont abordés dans ce paragraphe

Le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui du pieu isolé, les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernent :

- La force portante, sous sollicitation axiales.
- Les tassements
- Les réactions latérales et les poussées latérales du sol.
- Le frottement négatif.

Deux causes différentes sont à l'origine de ces effets de groupe :

A-La mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé dont le comportement sert de référence, la réaction du sol sous et autour de pieu est modifiée.

B- La charge appliquée sur un pieu a une influence en termes d'effort et de déplacement sur le comportement des pieux voisins, cette influence peut être chiffrée par des méthodes rationnelles telle que la méthode des éléments finis, toutefois, l'application courante de telle méthode se heurte à un certain nombre de difficultés :

- Loi de comportement du sol souvent mal connues
- Aspect tridimensionnel du problème difficile à prendre en compte
- État initial du sol après mise en place des pieux difficile, sinon impossible à appréhender.Roger Frank[18]

### I.2.4. Effet de groupe de pieux

$$e^{*}=\sqrt{2.5*\frac{Q}{100}} \qquad \textbf{(I.38)}$$

L'effet de groupe est très bénéfique dans le cas des pieux flottants exécutés dans des sols grossiers qui peuvent se compacter lors de la mise en place. Cet effet de groupe permet de diminuer les caractéristiques mécaniques du terrain en particulier lorsque les pieux sont très rapprochés.il est donc nécessaire, lors du battage des pieux, de respecter un écartement d'au moins trois diamètres d'axe en axe ou de calculer l'entre-axe par la formule empirique suivante.

$e^{*}$ : écartement des pieux.

Q:charge nominale du pieu en tonnes.

La charge nominale peut être déterminée à partir des :

- Essais en laboratoire.
- Essais in situ.
- Essais de chargement.

Quelque soit la méthode de détermination de la charge nominale, l'influence des autres pieux (effet de groupe) sur le comportement d'un de ces pieux n'est nuisible que s'il s'agit de pieux flottants. En, effet l'effet de groupe ne joue aucun rôle si les pieux travaillent uniquement en pointe.Melbouci Bachir 1954-2009[11].

#### I.2.4.1.Charge limite d'un groupe des pieux

D'une façon générale, on définit un coefficient d'efficacité $C_e$ tel que :

$$C_e=\frac{chargelimitedugroupe}{n*chargelimitedupieuisol\ \ é} \qquad \textbf{(I.39)}$$

n : nombre de pieux

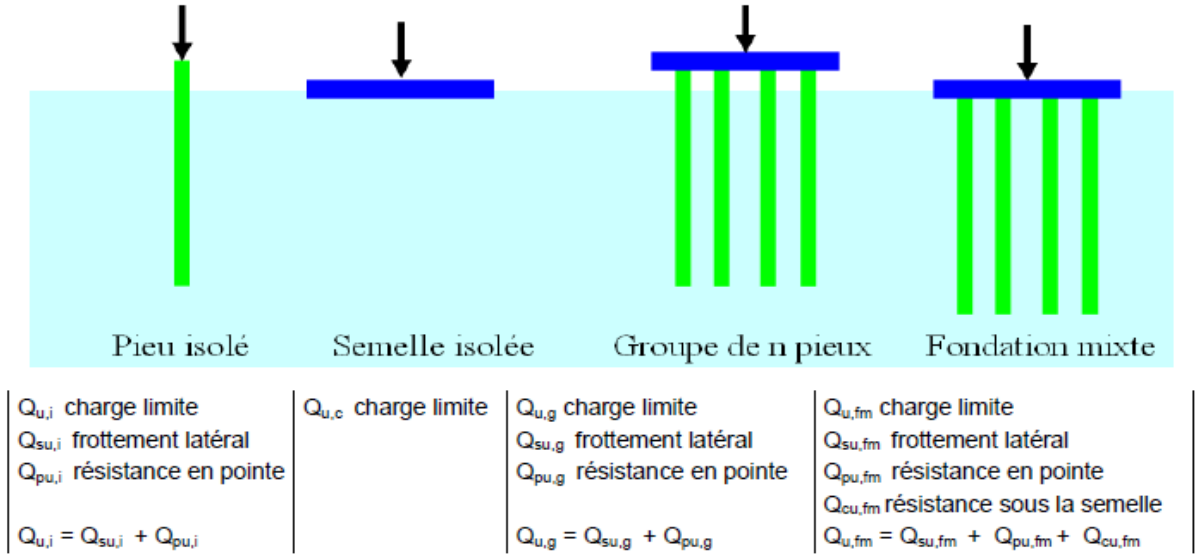



Figure 1-14 : Différentes fondations dans les sols

De nombreuses formules empiriques ont été proposées pour déterminer « $C_e$ », nous en citerons ici deux d'entre elles :

- **formule de CONVERSE-LABARRE**

$$C_e = 1 - \mu.\frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \qquad \textbf{(I.40)}$$

Elle fait intervenir le diamètre, l'entre –axe ainsi que le nombre de pieux, mais néglige l'élancement :

m : nombres de ranger de groupes

n : nombres de pieux de la ranger

μ : l'angle en degrés dont la tangente a pour valeur : $\frac{B}{e*}$

$e^*$ : la distance entre axes des pieux

- **formule de KERISEL**

KERISEL propose de prendre dans le cas d'un maillage régulier :

$C_e$=1 lorsque $e^*$ est supérieur à 7diamètres

$C_e = 0{,}51 + 0{,}07.\frac{e*}{B}$ Pour $2.B < e^* < 7.B$

$e^*$ :l'entre axe.

B :le diamètre d'un pieu.

Dans le cas ou « $e^*$ »est inferieur à (2.B), KERISEL calcule la force portante du groupe en additionnant les résistances de pointe et en prenant comme frottement latéral celui s'exerçant sur la surface extérieure circonscrite par le groupe de pieux. Thèse De Doctorat 2008.[19].

### I.2.5. Dimensionnement des fondations profondes

Le dimensionnement d'une fondation profonde s'effectue par tâtonnement. La fondation est d'abord redimensionnée ; on la soumet ensuite à plusieurs vérifications qui permettent de préciser déférents éléments du projet.

Les pieux ne sont pas toujours construits isolement. Ils sont fréquemment fondés par groupe et reliés en tête par une semelle, le plus souvent en béton armé, dite semelle de liaison ou de couronnement, de largeur

**B >d+2B** (d : la distance entre axes des pieux et B leur diamètre) et d'épaisseur : **e=1,2.B**

### I.2.6.Le pré dimensionnement d'une fondation nécessite :

- D'évaluer les sollicitations auxquelles sera soumise la fondation.
- D'estimer approximativement le nombre de pieux du type retenu à mettre en place : pour ce faire, on divise la charge totale maximale que la structure transmet, à la fondation par la charge nominale « $Q_N$ » d'un pieu.
- Disposer judicieusement ces pieux en tenant compte de la géométrie de l'ouvrage à construire, d'un entraxe minimal de 3 diamètres entre pointe des pieux voisins, et enfin de la poussée éventuelle de sols compressibles.
- Prévoir éventuellement l'inclinaison de certains pieux destinés à reprendre les efforts horizontaux.
- Ajouter, si besoin est, des pieux pour la reprise des efforts axiaux dus au moment du système de charges.

#### I.2.6.1.Détermination des efforts transmis aux pieux

Il existe plusieurs méthodes approchées reposant sur des hypothèses simplificatrices pour déterminer les efforts transmis aux pieux.

Parmi ces méthodes, nous citerons uniquement la méthode analytique de BAGUELIN du L.C.P.C. de paris qui repose sur les hypothèses suivantes :

- La semelle de couronnement est infiniment rigide ;
- Les têtes des pieux sont articulées sous la semelle ;
- Les pieux sont des poteaux élastiques.

$$Q=\frac{Qv}{n}\pm\frac{My.X}{Iy}\pm\frac{Mx.Y}{Ix} \qquad \textbf{(I.41)}$$

La charge verticale »Q »produite sur un pieu par le couple ($Q_v$ , M)est donnée par la relation :

$Q_V$ : la charge totale verticale reprise par la fondation.

n : le nombre de pieux.

$I_x$ et $I_y$ : les moments d'inertie du groupe de pieu calculés à partir des axes de référence OX et OY.

$M_x$ et $M_y$ : les moments par rapport aux axes d'inertie OX et OY.

X ET Y : les distances de la tête du pieu considéré aux axes OX et OY.

**I.2.6.2.Pré dimensionnement d'un pieu isolé**

Le canevas du pré dimensionnement utilisé pour un pieu isolé est le suivant :

On détermine la section du pieu par le rapport :$\frac{Q}{\sigma 0}$

$\sigma_0$: la contrainte maximale (contrainte en tête).

Q : la charge appliquée sur le pieu.

- Compte tenu de la coupe du sol, on peut choisir l'ancrage du pieu.
- Sur cette base : -on calcul ainsi l'effort mobilisable en pointe « $Q_p$ ».

-et on calcul le frottement latéral « $Q_f$ »

- Connaissant « $Q_p$ » et « $Q_f$ », on détermine ainsi la charge admissible :

$$Q=\frac{Qf}{Ff}+\frac{Qp}{Fp} \qquad \textbf{(I.42)}$$

Avec : $F_f$ et $F_p$ les coefficients de sécurité correspondants.

Le calcul est itératif, refaire autant de fois qu'il est nécessaire en variant la profondeur de pieu jusqu'à obtenir une valeur de « Q » proche de la charge maximale qui sera appliquée au pieu ou éventuellement à la charge verticale permanente.

**I.2.6.3.Pré dimensionnement d'un groupe de pieux**

La méthode préconisée est celle de TERZAGUI qui considère l'ensemble des pieux et du terrain qu'ils enserrent comme un bloc monolithe(les pieux inclinés ne sont pas pris en compte).

**-Calcul du frottement latéral**

$$Q_{af}=\frac{Qf}{Ff}=\frac{Fm\ L\ I\ D}{Ff} \qquad \textbf{(I.43)}$$

Le terme de frottement latéral est donné par la formule suivante :

Fm : le frottement latéral unitaire moyen à la périphérie du groupe.

**-Calcul de la résistance de pointe**

Le terme est donné par la somme des termes de pointe individuels.

Dans le cas où les caractéristiques mécaniques sont établies au laboratoire, on applique la formule suivante :

$$Q_{p\,adm} = S\left[\gamma_1 D + \frac{\left(1-0{,}2\,\frac{B}{L}\right)\,\gamma\,N\gamma\,\frac{B}{2}}{Fp} + \frac{(Nq-1)\gamma 1\,D + \left(1+0.2\frac{B}{L}\right)C\,Nc}{Fp}\right] \qquad \textbf{(I.44)}$$

S,B et L : la surface, la largeur et la longueur de la semelle respectivement et $F_p$ est le coefficient de sécurité du terme de pointe.

**Remarque:**

s'il existe dans le sous-sol une couche molle peu épaisse, il convient d'ancrer les pieux dans la couche résistante la surmontant ou dans celle située juste au dessous.il convient ensuite de s'assurer que la force portante ainsi calculée, compte tenu des coefficients de sécurité, reste inferieure ou égale à la charge maximale qui sera appliquée au groupe de pieux et éventuellement à la charge verticale permanente.

$Q<Q_{\text{nominal}}$

## I.3.les fondations mixtes

Les fondations mixtes sont constituées d'un groupe de pieux et d'une semelle de liaison au contact direct avec le sol, l'ensemble étant dimensionné en tenant compte à la fois des parts de charge reprises par les pieux et par la semelle. Au cours des quinze dernières années, les fondations mixtes ont connu un développement important, tant sur le plan des méthodes de dimensionnement et des outils de modélisation que sur celui des réalisations et des essais sur ouvrages expérimentaux (Randolph 1994, Mandolini & Viggiani 1997, Katzenbach &Reul, 1997). Les travaux menés ont principalement concerné le domaine du bâtiment, où les pieux réducteurs de tassements constituent une alternative intéressante au dimensionnement traditionnel des fondations profondes (Hansbo, 1984) mais aussi le domaine des ouvrages d'art où la prise en compte du contact de la semelle avec le sol permet de réduire le nombre et la longueur des pieux (Combarieu, 1988). Pour autant, et comme le soulignent Kulhawy & Prakoso (1997), le comportement des fondations mixtes soumises à des sollicitations latérales n'a pas encore été abordé.

Or les situations où la reprise des efforts latéraux nécessite une justification précise sont nombreuses : ce sont par exemple les fondations des piles de pont soumises à l'écoulement d'une rivière ou au choc d'un bateau, à la dilatation thermique et au fluage du tablier ; ce sont aussi les fondations de culées de pont, de murs de soutènement de hauteur moyenne, de barrages et écluses de type courant, de quais, d'appontements, les fondations situées en pied de remblai.Borel, S. 2001[4].

### I.3.1.Présentation de la méthode de calcul

La méthode que nous proposons pour calculer le déplacement latéral et la rotation des fondations mixtes combine les méthodes utilisées couramment pour le calcul des fondations profondes et des fondations superficielles. D'une façon générale, ces méthodes permettent de relier le déplacement et la rotation de la fondation aux efforts appliqués.

### I.3.2.Déplacement d'une fondation mixte

Pour calculer le déplacement d'une fondation mixte où la charge est supportée à la fois par la semelle et par les pieux. Ceci nécessite l'écriture des conditions de liaison et la prise en compte d'une interaction entre la semelle et les pieux.

### I.3.3.Conditions de liaison entre la semelle et les pieux

Nous supposons que la semelle de liaison est rigide. Le déplacement horizontal $u_{mixte}$ de la fondation mixte est défini comme le déplacement de la semelle de liaison qui est aussi égal au déplacement de la tête des pieux : $u_{mixte} = u_{semelle} = u_{pieu}$ . La rotation de la fondation mixte est également définie comme la rotation de la semelle de liaison : $\Theta_{mixte} = \Theta_{semelle} = \Theta_{pieu.}$

### I.3.4.Interaction entre la semelle et les pieux

Si l'on néglige l'interaction entre la semelle et les pieux, les efforts repris par la fondation mixte sont la somme des efforts supportés par la semelle et les pieux pris séparément. Les relations précédentes permettent alors de calculer la force horizontale $H_{mixte}$ et le moment $M_{mixte}$ appliqués au centre de la fondation mixte :

$$H_{mixte} = H_s( u_{mixte} ,\Theta_{mixte}) + H_p(u_{mixte} , \Theta_{mixte}) \qquad \textbf{(I.45)}$$

$$M_{mixte} = M_s( u_{mixte} ,\Theta_{mixte}) + M_p(u_{mixte} , \Theta_{mixte}) \qquad \textbf{(I.46)}$$

Avec :

$H_s$ : force horizontal de la semelle.
$H_p$ : force de pieu.
$M_s$ : moment de la semelle.
$M_p$ : moment de pieu.
$U_{mixte}$ : déplacement semelle-pieu
$\Theta_{mixte}$ : rotation semelle-pieu

### I.3.5.Comportement des fondations mixtes

Les fondations mixtes sont des fondations pour lesquelles les têtes de pieux sont reliées par un radier qui est en contact avec la surface du sol située entre les pieux et qui contribue par conséquent à la répartition des charges. Les études du comportement de ce type de fondation ont été effectuées par un certain nombre d'auteurs au niveau international, en particulier

Poulos (1989), Poulos et al.,(2001), O'Neill (1982), Fleming et al., (1992), Randolph (1993, 2003), Mandolini et al., (2005), etc.
En France, les contributions à l'étude des fondations mixtes ont été apportées par Frank (1999),Combarieu (1988), Borel (2001).Thèse doctorat2008[19].

### I.3.6.Différence entre une fondation mixte et un groupe de pieux

D'un point de vue général, la conception de groupes de pieux et de fondations mixtes est considérée de la même façon dans tous sols (sols mous ou résistants). La figure I-15 illustre les différences entre le comportement d'un groupe de pieux et celui d'une fondation mixte. Ces différences sont liées au positionnement du radier selon que celui-ci est sans contact avec le sol (groupe de pieux) et en contact avec le sol (fondation mixte).

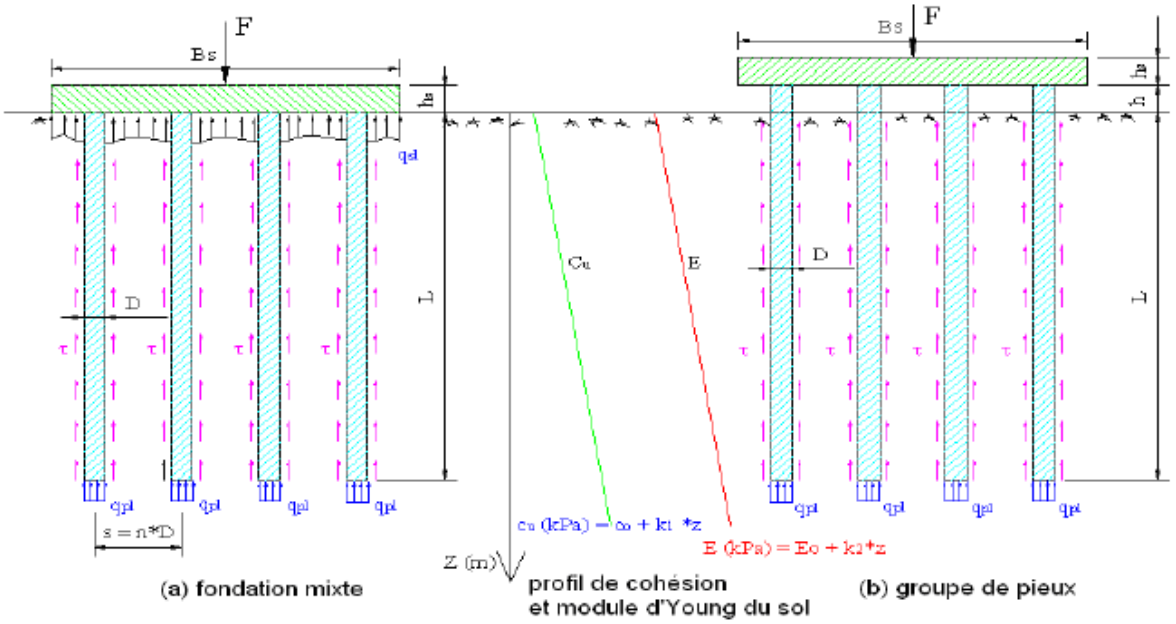



Figure 1-15: Fondation mixte (a) et Groupe de pieux (b)

### Conclusion

Cette partie représente une synthèse sur les différents types de pieux, leur mode d'exécution et le domaine de leur utilisation. Cette étude permet de définir les différents critères influant le choix de type de pieu à utiliser dans l'ouvrage à réaliser et de déterminer leurs capacités portantes.

Nous avons conclu à travers les informations récoltées que le travail d'un groupe est différent de celui d'un pieu isolé. Cela est du à la mise en place de ce groupe de pieux qui induit le remaniement du sol, et aux types de charge appliquée à celui-ci. Ainsi que l'étude de comportement des pieux a court terme et a long terme est une étape importante dans la stabilité de ces ouvrages.
L'étude de comportement des pieux fera l'objet de la prochaine partie.

# CHAPITRE II : ÉTUDE DE COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUR UN GROUPE DE PIEUX

## I1- Tassements des pieux

### II.1.Introduction

Les tassements dans les fondations profondes sont causés par le tassement en pointe et le tassement le long du fût. Moretto (1971) a estimé le mouvement relative entre le sol et le pieu pour que la résistance le long du fût atteint la rupture à environ 0.5 pouces (12.5 mm), et environ 5 à 10 mm (MCIF, 1994). Par contre, la résistance en pointe est mobilisée pour 5 à 10%o du diamètre du pieu (MCIF, 1994). Par conséquent, la réponse réelle charge-déplacement d'un pieu isolé est en fonction non seulement des deux résistances citées plus haut, mais aussi en fonction des conditions de sols et des méthodes d'installation. Plusieurs méthodes empiriques et théoriques ont été développées**.**Bakour, Azzedine 2008.[3]

### I1.2. Définition

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entrainent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements.
Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à un autre, selon la nature du sol en place.
Dans les sols non saturés, les tassements sont presque instantanés ; mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre dans le temps sur quelques secondes dans les sols sableux graveleux.
Jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier le conformité des structures, vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit procéder à faire un calcul de tassement. site d'internet.[21].

Figure II.1 : Tassement différentiel tour de Pise en Italie

### I1.3. Les différents types de tassements

#### A. Les tassements uniformes

Ce sont des tassements absolus. En général ils ne sont pas préjudiciables. Les mouvements, qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires, tels que les conduites d'eau et le passage souterrain.Ali bouafia 2004.[1]

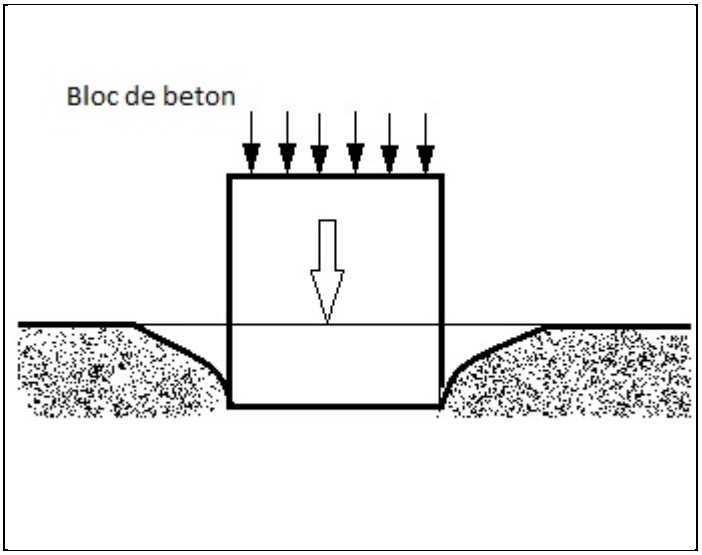



Figure .II.2 : Tassement uniforme.

#### B. Les tassements différentiels

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol, qui n'est pas uniforme. Il peut provoquer des dislocations des maçonneries; comme l'apparition de fissures. C'est un grave facteur de désordre, qui est dans la plupart du temps irrémédiable.
Un tassement uniforme peut, de ce fait, provoquer des dislocations des maçonneries ; comme l'apparition de fissures.
Même lorsque le sous-sol est assez uniforme, les charges unitaires différentes sur les fondations peuvent provoquer un tassement différentiel très important.Ali bouafia 2004.[1]

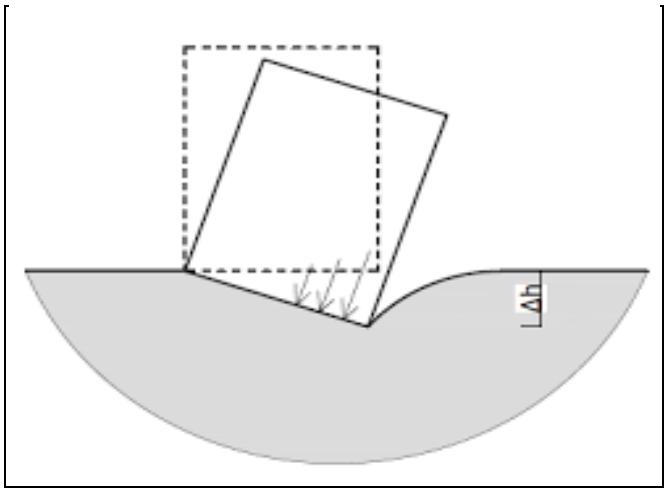



Figure .II.3 : Tassement différentiel

### I1.4. Amplitude des tassements

Dans le tassement total, interviennent diverses composantes dont l'importance relative dépend essentiellement du type de sol intéressé. On considère classiquement que le tassement total est la somme de trois termes : $S= s_i + s_c + s_f$

- $S_i$ : Tassement instantané, se manifeste au début de chargement suite à une déformation du sol à volume constant, il est prépondérant dans les sols pulvérulents.
- $S_c$ : Tassement causé par une consolidation primaire du sol, il est prépondérant dans les sols fins saturés.
- $S_f$ : Tassement causé par une consolidation secondaire, il est prépondérant dans les sols organiques ou mous saturés.

### I1.5. Tassement d'un pieu isolé

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est généralement faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant par la plus part des structures. Dans certains cas de groupe de pieux peut être impératif d'estimer le tassement, ce qui suppose bien souvent, que l'on soit déjà en mesure d'estimer correctement le tassement d'un pieu isolé. Par contre dans le cas des fondations mixtes semelle-pieu la méthode de calcul préconisée est nécessite la prévision du tassement des pieux de la fondation. Dans les cas courants, le tassement sous la charge de référence égale à $0.7Q_p$.et pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie entre 6et 45m, et dont le diamètre B varie de 0.30 et 1.50m.COMBARIEU(O.), Paris1988.[7]

On définit une valeur limite du tassement notée $S_{ref}$ sous la charge de référence :

- **Pour les pieux forés :**

$S_{ref}$ =0.006B (avec les valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010B).

- **Pour les pieux battus :**

$S_{ref}$ =0.009B (avec les valeurs extrêmes de 0.008 et 0.012B).

**I1.6. Méthodes de calcul de tassement :**

- **Méthode basée sur la théorie d'élasticité**

Poulos et Davis (1980) ont développé la théorie des charges entrées de Mindlin pour estimer le tassement, qui y est donné par la formule suivante:

$$S_t = \frac{Q}{L\,E} I_p \qquad \textbf{(II.1)}$$

Q: la charge appliqué au pieu.
L: la longueur de pieu.
$I_P$: le coefficient dépendant des rapports [L/diamètre] et [h/$h_t$].
h : la hauteur de la couche compressible.
E: l'élancement du pieu. Poulos et Davis 1980.[17]

- **Méthode des courbes de transfert de charges**

Le tassement en tête d'un pieu isolé soumis à une charge axiale peut être calculé à partir de la méthode des courbes de transfert de charges, si les lois de mobilisation du frottement ($q_f$) et de l'effort de pointe ($q_p$) en fonction du déplacement vertical (s) du pieu sont connues.
Les courbes de mobilisation du frottement et de l'effort de pointe sont déterminées à l'aide des résultats d'essais géotechniques in situ (SPT, CPT, etc.) et en laboratoire.

Plusieurs auteurs ont contribué au développement de cette méthode, on peut citer parmi eux.

**-Modèle de Coyle et Reese :**

Coyle et Reese (1966) ont développé un modèle type de courbes de transfert pour les pieux tubulaires installés dans l'argile qui relie le rapport d'adhérence à la résistance au cisaillement du sol en fonction du déplacement du pieu. Ces courbes sont valables pour des pieux tubulaires dont la profondeur d'encastrement n'excède pas 100 pieds (30m).

**-Modèle de Coyle et Sulaiman :**
Un autre modèle a été développé mais cette fois pour les pieux installés dans les sables par Coyle et Sulaiman (1967).

**-Modèle de Frank et Zhao :**

Le modèle de Frank et Zhao (1982) pour les courbes de mobilisation du frottement ($\tau$) et de l'effort de pointe ($q_p$).Il est basé sur le module pressiométrique (Em) l'effort de pointe (qp). Il est basé sur le module pressiométrique (EM). Les résultats de quelques essais de chargement

de pieux forés indiquent pour les paramètres ($K_I$ et Kp) les expressions moyennes suivantes où b est le diamètre de pieu :

$$K_I = \frac{2\,EM}{b} \qquad \textbf{(II.2)}$$

$$K_p = \frac{11\,EM}{b} \quad \text{(sol fins)} \qquad \textbf{(II.3)}$$

$$K_I = \frac{0.8\,EM}{b} \qquad \textbf{(II.4)}$$

$$K_p = \frac{4.8\,EM}{b} \text{ (sol granulaire)} \qquad \textbf{(II.5)}$$

Ces formules sont applicables uniquement pour les charges n'excédant pas 70% de la charge de fluage.

- **Méthodes empiriques**

Ce sont des méthodes basées sur des corrélations empiriques. Parmi celles-ci, on peut citer la méthode de Meyerhof (1959) qui propose la formule suivante dans le cas des pieux battus dans le sable $S=b_b/F_s$ Où :

$b_b$ : diamètre de la base de pieu et Fs : facteur de sécurité (>3).

### I1.7. Tassement d'un groupe de pieux

Le tassement d'un groupe de pieux *Sc* est plus important que le tassement d'un pieu isolé, Pour une même charge par pieu, compte tenu de la zone d'influence mobilisée par le groupe versus un pieu isolé. En effet, les dimensions globales d'un groupe de pieux ont une influence sur le tassement. Les pressions transmises par le groupe de pieux sont importantes et entrainent des mouvements non négligeables au niveau de la pointe des pieux.

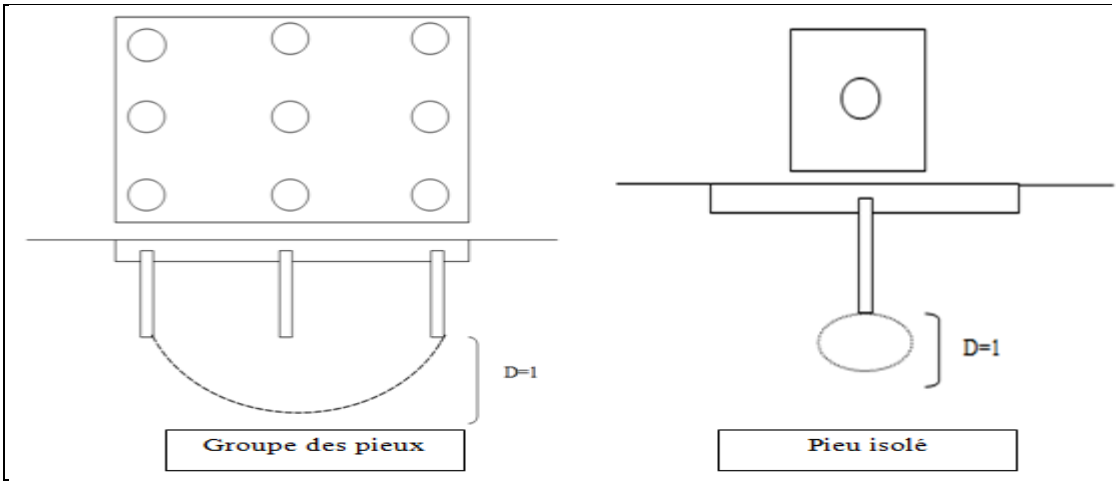



Figure. II.4**:** Zone d'influence pour tassement

### A. Méthodes empirique pour un groupe de pieux dans le cas des sols granulaires

Il n'y a pas d'approches théoriques valables pour estimer le tassement d'un pieu dans les sols granulaires. On utilise plutôt des méthodes empiriques. L'expérience a montré que le tassement d'un pieu dans les sols granulaires est fonction du rapport de la charge appliquée sur la charge ultime ainsi que du diamètre du pieu.

- Dans le cas des pieux à déplacement, on propose la méthode de Vesic (1970, 1977) qui est valable pour des conditions de chargement normales : $Q_{transmis} = \frac{Qult}{4}$

$$S=\frac{D}{100} + \delta \qquad \textbf{(II.6)}$$

S : est le tassement de la tête en cm
D : est le diamètre du pieu en cm
δ : est la déformation élastique du pieu en cm = $\frac{100*Q*Lp}{A*E}$
Q : est la charge appliquée en kN
A : est la section du pieu en $m^2$.
Lp : est la longueur du pieu en m
E : est le module d'élasticité du matériau en kPa (béton : $5000(fcx103)^{1/2}$; acier : $200x10^6$ et Bois : $13x10^6$).

- Pour le tassement d'un groupe de pieux, Vesic (1970) propose la relation suivante :

$$S_{groupe} = S_{1pieu} \sqrt{\frac{B}{b}} \qquad \textbf{(II.5)}$$

B : est la largeur du groupe

b: est le diamètre de 1 pieu.

- **Méthodes de Meyerhof**

Le tableau ci-dessous présente les méthodes de Meyerhof (1976) :

Tableau II.1: Calcul de tassement de groupe de pieux $S_G$ selon Meyerhof (1976)

| Tassement | Fondement | Source |
|---|---|---|
| SG=0.92.q.$\frac{\sqrt{B}}{N}$.I<br>Avec : q= $\frac{Q}{L*B}$ [Kpa]<br><br>(LG * BG sont les dimensions de groupe de pieux)<br><br>N : indice de pénétration standard moyen corrigé (pris au-dessous de la pointe d'une valeur BG)<br><br>I = coefficient d'influence variant de 0.5 à 1.0<br>Pour (s en mm) | Basée sur SPT | Meyerhof,1976 ;MCIF,1994 |
| SG=42.q.BG.$\frac{1}{qc}$<br>$q_c$ = valeur moyenne de la résistance au cône statique (Kpa)<br>pris au-dessous de la pointe d'une valeur BG) | Basée sur CPT | Meyerholf,1976 ;Hannigan et al,1998. |

### B. méthode empirique pour un groupe de pieux dans le cas des sols cohérents

Terzaghi a proposé la méthode suivante pour prévoir le tassement d'un groupe de pieux flottants, dans l'argile on considère une semelle fictive situé aux 2/3de la longueur des pieux et qui supporte la charge Q appliqué à la semelle de liaison augmentés éventuellement, en fonction du cas de charge envisagé de tout ou partie du frottement négatif $G_{sf}$ sur les pieux **(figure II.5) .**

On calcul le tassement de cette semelle en prenant une répartition des contraintes en profondeur à 1 pour 2.

Le calcul du tassement se fait :

- Soit par la méthode oedométrique : si l'argile est relativement molle et les phénomènes de consolidation importants.
- Soit par la méthode pressiométrique : s'il s'agit d'une argile raide sur consolidé.

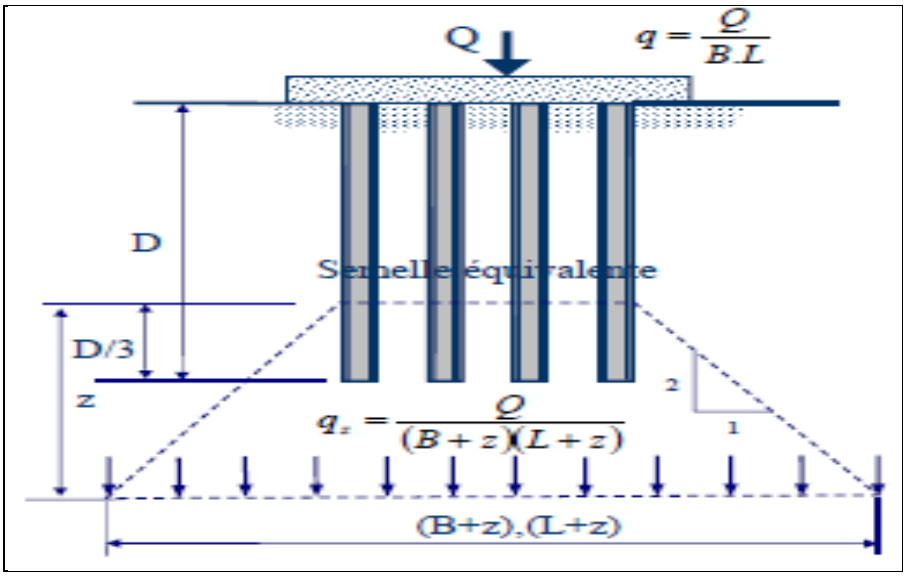



Figure .II.5: Comportement d'un groupe de pieu dans un sol cohérant

## II.8.Méthodes de calcul du tassement

On distingue généralement, trois types de méthodes :

1. **Méthode direct :** Cette méthode, dite méthode global du module de réaction du sol, et basée sur la théorie de l'élasticité linéaire, elle suppose que le sol homogène et le module d'élasticité du sol (E), ainsi que le coefficient de poisson (ν) peuvent être considérés comme constantes en tout point du sol.JNGG Nancy 2016.[9]

La théorie de l'élasticité permet de relier la contrainte appliquée (q) au tassement (W) par l'intermédiaire d'un coefficient K (module de réaction du sol).

$$W = f \frac{1-\nu'}{E'} B\, q \qquad \textbf{(II.7)}$$

Avec

$$q = k\ w \qquad \textbf{(II.8)}$$

q : pression appliqué
B : largeur de la fondation
ν' : coefficient de poisson
E' : module d'élasticité drainé du sol.

f est un coefficient qui dépend de la forme de la semelle, de sa rigidité et pour les structures souples de la position du point considéré. L'hypothèse générale adoptée est que les semelles sont rigides. Giroud propose des abaques pour le calcul de f, nous avons adopté l'approximation suivante pour les semelles isolées rectangulaires :

f= 0.093023 (L/B) $^{0.36282}$ pour les semelles filantes, nous utilisons la formules proposé par Giroud, valable pour une semelle souple de grande longueur. Pour rester homogène avec l'hypothèse de semelle rigide, le tassement de la semelle rigide est estimé à partir du tassement moyen de la semelle supposée souple :

$$W= W_m =p_m \frac{1-\nu'2}{E} B\ q \qquad \textbf{(II.9)}$$

a= L/B (L,B : longueur, largeur de la semelle)

$$P_m=\frac{2}{\pi}\left[\log\left(a+\sqrt{1+a^2}\right)+a.\log\left(\frac{1+\sqrt{1+a^2}}{a}\right)\right]+\frac{1+a-\left(1+a^2\right)^{1,5}}{3.a} \qquad \textbf{(II.10)}$$

Nous présentons dans le tableau suivant, une comparaison des valeurs adoptées à celles proposées par Giroud et Philipponnat :

**Tableau II.2 :** Valeur de coefficient f pour calcul de tassement (méthode global) Philipponat. G ET Hubert B, (2002) [15]

| Semelle rectangulaire Régide de coté L,B (L/B) | Les valeurs de f proposé par Giroude | Les valeurs de f proposé par philipponnat | approximation |
|---|---|---|---|
| 1 | 0.88 | 0.87 | 0.88 |
| 1.2 | 0.96 | 0.94 | 0.99 |
| 1.4 | 1.03 | - | 1.05 |
| 1.6 | 1.1 | 1.07 | 1.1 |
| 1.8 | 1.16 | 1.13 | 1.15 |
| 2 | 1.21 | 1.18 | 1.195 |
| 2.5 | 1.33 | - | 1.30 |
| 3 | 1.43 | 1.4 | 1.39 |
| 4 | 1.59 | 1.57 | 1.54 |

| Semelle filante (L/B) | Les valeurs de f pour le tassement moyen | |
|---|---|---|
| 5 | 1.83 | 1.82 |
| 10 | 2.246 | 2.25 |

2. **Méthode indirecte :** assez fiable mais lourde en mise en œuvre nécessite de nombreux calculs, en effet, on calcule les contraintes dans le sol le long d'un axe vertical issu du point de la surface du sol dont on désire calculer le tassement.

Le sol est ensuite divisé en couches, le tassement de chaque couche est alors calculé compte tenu de ses propriétés mécaniques et des contraintes qui y règnent. La somme des tassements ainsi calculés est le tassement du point considéré.

Cette méthode nécessite l'exécution d'un ou plusieurs essais oedométriques en laboratoire.

$$W=\text{tassement}=\sum_1^n W1 \qquad \text{avec :} \quad W_1 = H_1 \frac{\Delta e}{1+e0} \qquad \textbf{(II.11)}$$

La valeur de $\Delta e$ est déduite directement de la courbe oedométrique.

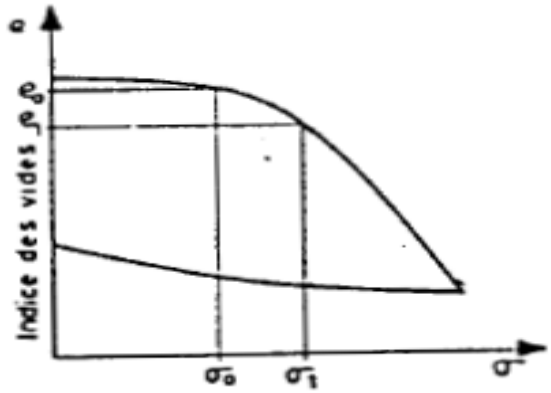



Figure II.6 : Courbe oedométrique (chargement déchargement)

3. **Méthode pressiometrique**

Cette méthode est basée sur l'interprétation de la courbe pressiométrique **[MENARD].** Elle est adaptée pour les sols homogènes et les sols à faible hétérogénéité; Dans ce dernier cas, le sol sous la fondation sera découpé en tranches d'épaisseur **B/2.**MENARD. L [13]

**Pour un sol homogène :**

$$W=\frac{1.33}{3.E} q R_0(\lambda_2\frac{R}{R0})^a + \frac{a}{4.5E} q \lambda_3 R \qquad \textbf{(II.12)}$$

q : la contrainte appliqué

$R_0$ : le rayon de référence

R : demi-largeur de la semelle (B/2)

$\lambda_2$ et $\lambda_3$ : coefficients de forme de la semelle.

Valeurs de $\lambda_2$ et $\lambda_3$ sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.3 **:** Valeurs de $\lambda_2$ et $\lambda_3$

| L/B | 1 | 2 | 3 | 5 | 20 |
|---|---|---|---|---|---|
| $\lambda_2$ | 1.12 | 1.53 | 1.78 | 2.14 | 2.65 |
| $\lambda_3$ | 1.1 | 1.2 | 1.3 | 1.4 | 1.5 |

**Pour un sol hétérogène :**

$$W=\frac{1.33}{3.EB} q_0 R_0(\lambda_2\frac{R}{R0})^a + \frac{a}{4.5EA} q \lambda_3 R \qquad \textbf{(II.13)}$$

**Avec $E_A=E_1$**

$$E_A = \frac{4}{\frac{1}{E1}+\frac{1}{0.85\,E2}+\frac{1}{E3,4,5}+\frac{1}{2.5\,E6,7,8}+\frac{1}{2.5\,E9\,à\,16}} \qquad \textbf{(II.14)}$$

Cette méthode nécessite le découpage du sol sous la semelle en tranches d'épaisseur B/2 et suppose que les variations du module pressiométrique avec la profondeur ne soient pas trop Importantes.

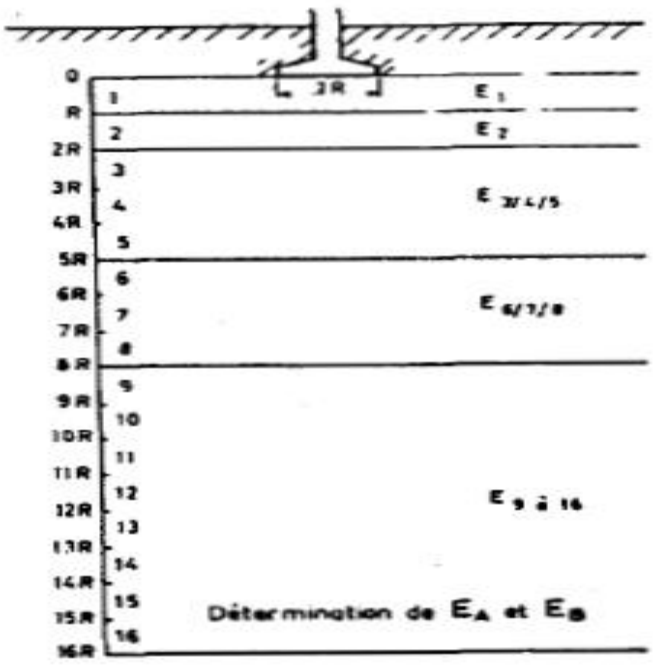



Figure II.7: Découpage de sol sous la fondation

(Méthode pressiométrique)

En pratique, si E9 à 16 n'est pas connu, nous prenons :

$$E_A = \frac{3.6}{\frac{1}{E1} + \frac{1}{0.85\ E2} + \frac{1}{E3,4,5} + \frac{1}{2.5\ E6,7,8}} \qquad \textbf{(II.15)}$$

et si en plus, E6/7/8 n'est pas connu non plus : on prend

$$E_A = \frac{3.2}{\frac{1}{E1} + \frac{1}{0.85\ E2} + \frac{1}{E3,4,5}} \qquad \textbf{(II.16)}$$

**Conclusion**

Dans ce chapitre nous avons vu les causes des tassements et ses différents types et comment calculer ce tassement

Pour éviter ce problème il est vivement conseillé de faire une étude de sol avant de commencé l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondation elle peut préconiser le déplacement d'un ouvrage vers une zone plus seine du terrain.

# CHAPITRE III : Modélisation numérique d'un groupe de pieux avec le logiciel plaxis3D

## III.I. Présentation de code en élément fini plaxis 3D

### III.1.1. introduction

Le développement des logiciels en éléments finis tels que Plaxis, Abaqus, César ou d'autres logiciels ont donnés à la géotechnique des outils efficaces pour l'analyse fine du comportement des fondations superficielles, mixtes et profondes soit un pieu isolé ou un groupes de plusieurs pieux.

La simulation avec ces logiciels nous permit d'évaluer les modèles difficiles par ces hypothèses et ces plusieurs modèles enregistrés.

### III.1.2. le logiciel plaxis

Le code en éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit en outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrages), le système d'options par défaut du code plaxis commencent par :

- **Le Maillage** : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de noeuds, avec contrôle permanent à l'écran.

- **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.

- **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 k0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en

léger déséquilibre (incompatibilité entre k0 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 k0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

- **Le coefficient de sécurité** : est une notion 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 impliques, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui présider à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par élément 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.

- **Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles**

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles ci dépendent des variations de volume. Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recaler par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.
Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai.**[5]** Brinkgreve, R. B. J. , P. A. Vermer (2002)

### III.1.3. Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous l'aspect du comportement élasto-visco-plastiques 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 à la limite en tenant

compte le 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.

La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, 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 finis, permettant de traiter des problèmes géotechnique réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminé à partir d'une étude géotechnique.

### III.1.3.1. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux d'introduction des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν, l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau (GU=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+ν).Brinkgreve, R. B. J. , P. A. Vermer (2002)[5]

### III.1.3.2.Le modèle de Mohr-Coulomb (M.C)

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

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

Où $\sigma_n$ et $\tau$ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et $\upsilon$ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure I-1). Plaxis peut apparaître comme une « règle de calcul » de l'ingénieur géotechnicien

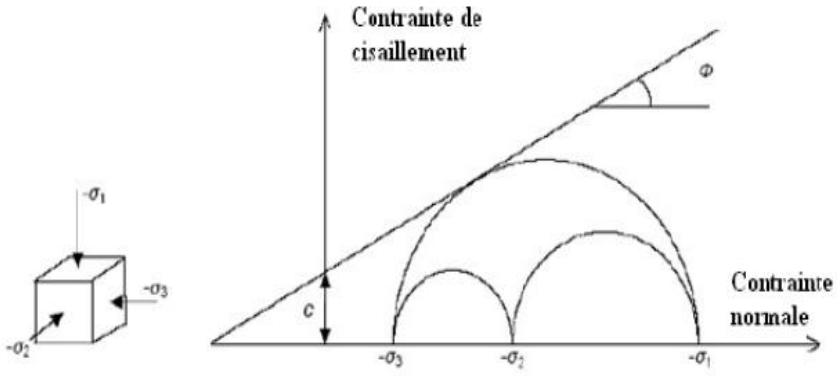



Figure III.1**:** la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-coulomb.

### III.1.3.3. 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 différentes 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 E50 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 reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

**Courbes effort-déformation :**

$$-\xi_1 = \frac{1}{2\,E50}\ \frac{q}{1\frac{q}{qa}} \qquad \text{pour} \quad q<q_f \qquad \text{(III.1)}$$

$$\text{Avec } q_f = (C\ \text{cotg}\varphi - \sigma'_3)\ \frac{2\sin\varphi}{1-sin\varphi} \qquad \text{et} \qquad q_a = \frac{qf}{Rf} \qquad \text{(III.2)}$$

### III.1.3.4. 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, Schoffield 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.

### III.1.3.5. Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model (S.S.C.M))

Le SSCM, permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedometrique 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 III.2** résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.Brinkgreve, R. B. J. , P. A. Vermer (2002)[5].

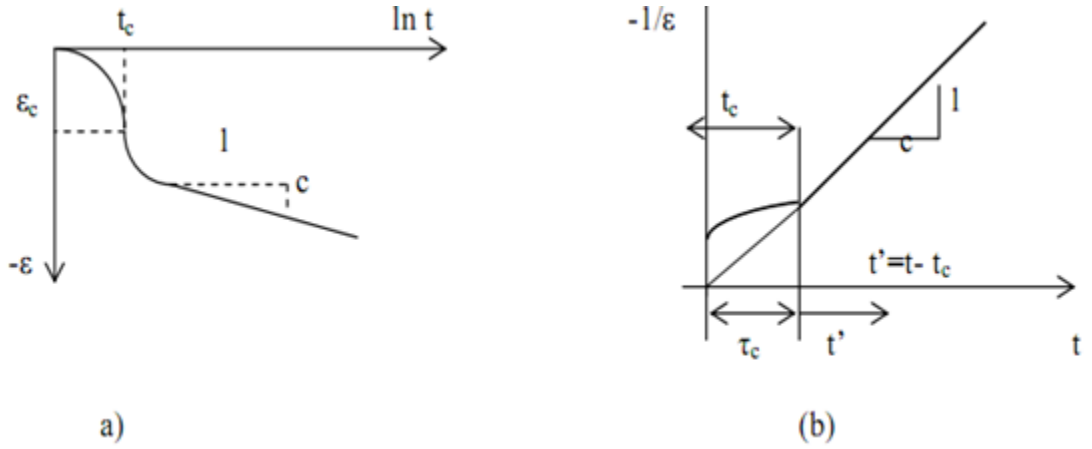



Figure III.2: effet du temps sur les essais oedométriques

Ce 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. Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M=\frac{6sin\varphi}{3-sin\varphi} \quad \text{(III.3)}$$

$$M=\frac{6.sin\emptyset.c.v}{3-sin\emptyset.c.v} \quad \text{(III.4)}$$

$$P_{eq}= \sigma'[\frac{1+2.K0^{NC}}{3} + \frac{3(1-K0^{NC})\text{^}2}{M^2\,(1+2K0^{NC})} \quad \text{(III.5)}$$

**Conclusion**

Il est souvent conseiller d'utilisé la modélisation numérique pour le traitement des problèmes en géotechnique car elle prend en considération l'élément de contact, et cela pour avoir un bon comportement et une simulation correcte du problème.

## III.2. Modélisation numérique d'un groupe de pieux sous chargement Axial

### III.2.1. Introduction

Dans ce chapitre, on se propose d'analyser numériquement le comportement d'un groupe de pieux sous charge axiale. En général, la simulation numérique de tels essais est compliquée et mène à des incertitudes ; ceci est dû principalement à la difficulté de la prise en compte des effets d'installation et d'autre part aux difficultés de reproduire l'interface sol-pieu, et de réaliser un maillage optimal.

Nous allons étudier dans ce travail a l'aide du logiciel plaxis 3D un profil de sol en trois cas différentes, le premier cas le sol avec radier seul, puis un groupe de 2x2 et 3x3 pieux soumis a des charges axiales uniformément répartie. Les caractéristiques mécaniques du sol et de groupe de pieux ont été prises comme constantes, on fait varier leur chargement.

Dans notre cas nous considérons que les pieux sont installés dans un sol de modèle de Mohr-Colomb.
Enfin on illustrera les différents résultats obtenus durant notre étude.

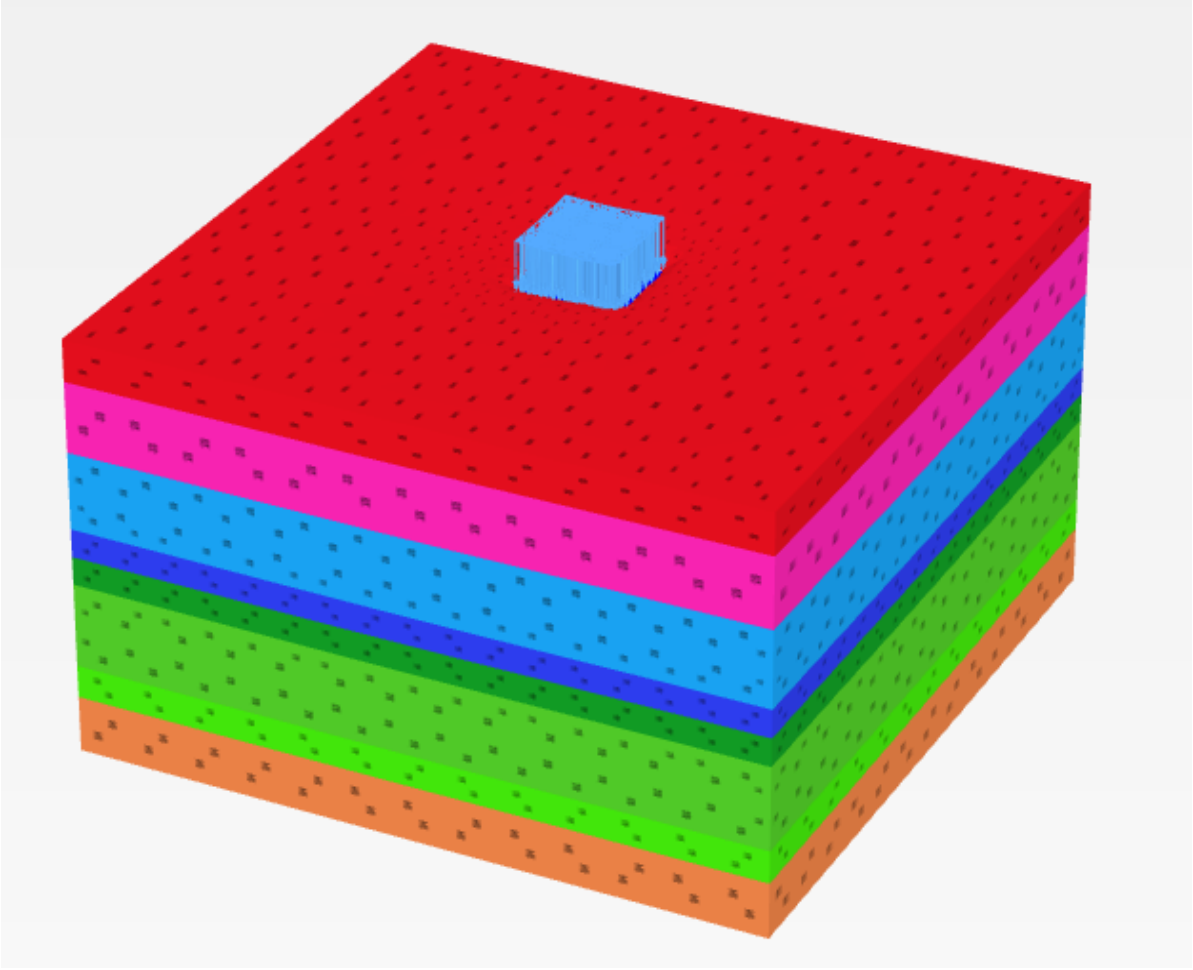


Figure III.3 : Maillage 3D du profil

### III.2.2.Présentation d'ensemble de projet stade Pierre-Mauroy

L'étude qui constitue notre travail a comme objet, l'étude de comportement d'un groupe de pieux, notre étude elle s'agit d'un stade **(Grand Stade Lille)** qui est situé à Villeneuve d'ascq commune de Lille Région haut de France, d'une capacité de 50157 places assises avec auvent supérieur escamotable, le rapport géologique et géométrique utilisées ont nous a transmises par l'article publier en journée géotechnique MONT et AUBERT 21au 23 Septembre 2010 par Les PLÉNIÈRE 2010 du LCPC.[2]

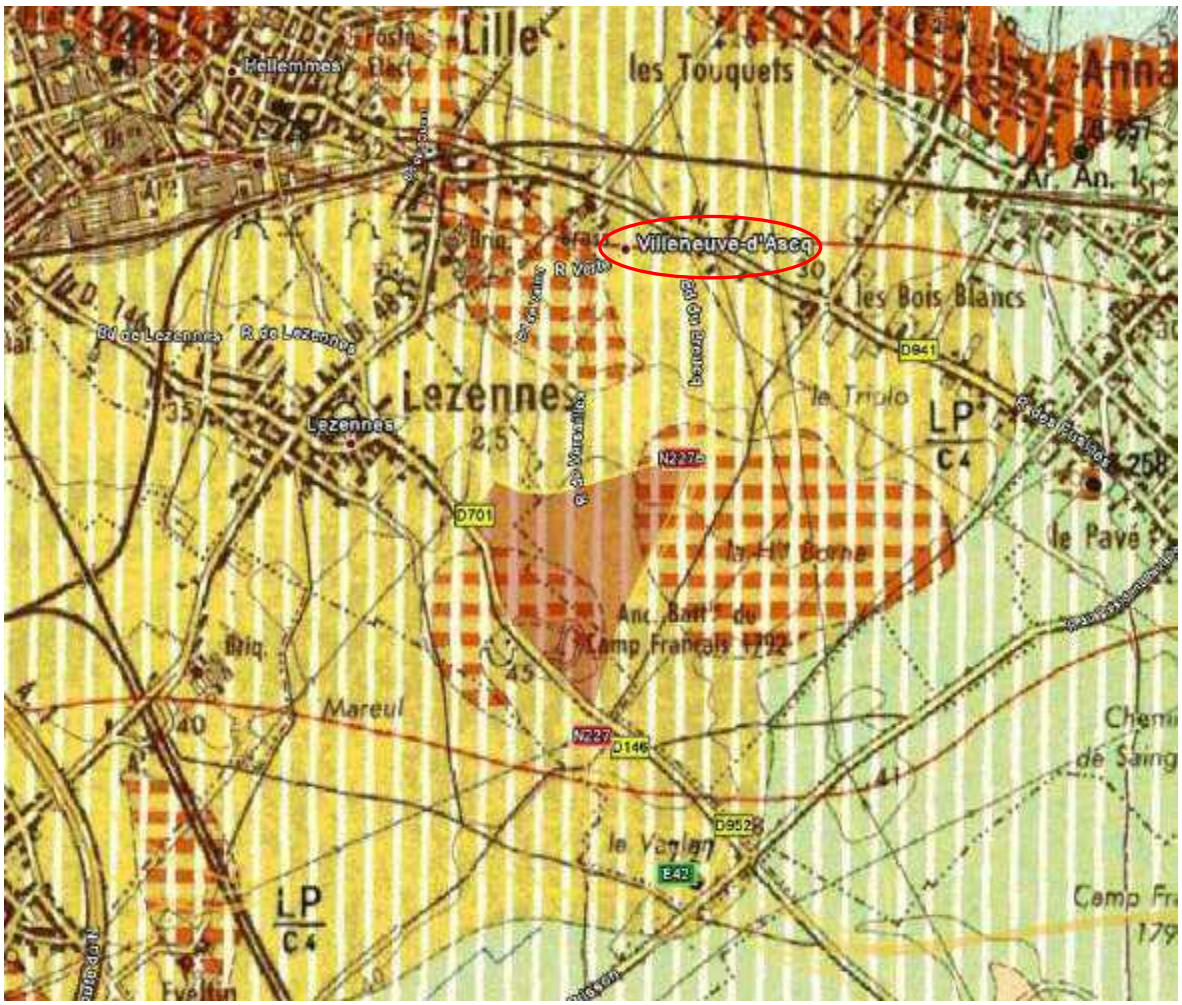



Figure III.4 **:** plan de situation du stade

### III.2.3.Étude de cas

L'exemple consiste à modéliser avec le logiciel PLAXIS 3D en trois cas :
Le 1$^{er}$ cas : modélisation d'un sol avec radier surchargé axialement sous différentes charges.
Le 2$^{eme}$ cas : modélisation d'un groupe de 2×2pieux surchargé axialement sous différentes charges.
Le 3$^{eme}$ cas : modélisation d'un groupe de 3×3pieux surchargé axialement sous différentes Charges, en tenant compte de l'interface sol-pieu. La géométrie du système sol-fondation et le maillage utilisé correspondant sont donné par les figures (III.6) et (III.7).

Figure III.5: Présentation de la fondation étudier **[2]**

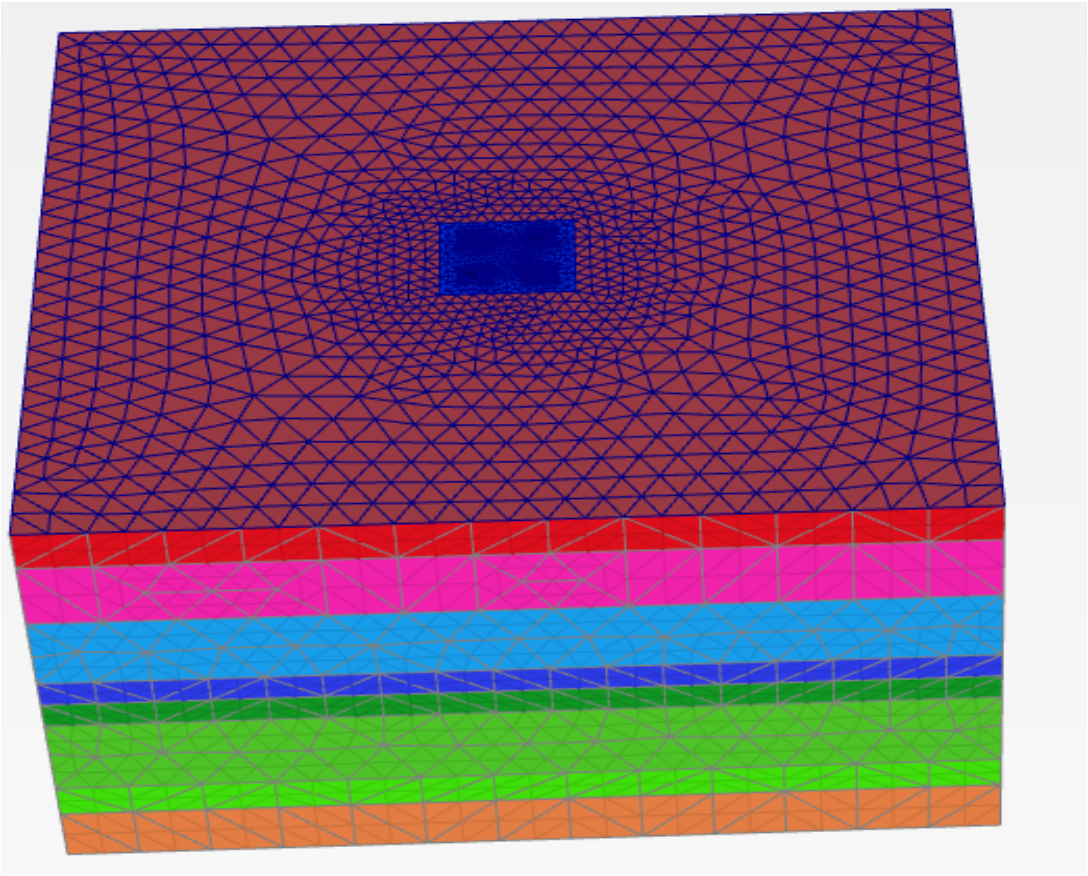


Figure III.6 : Maillage 3D du profil

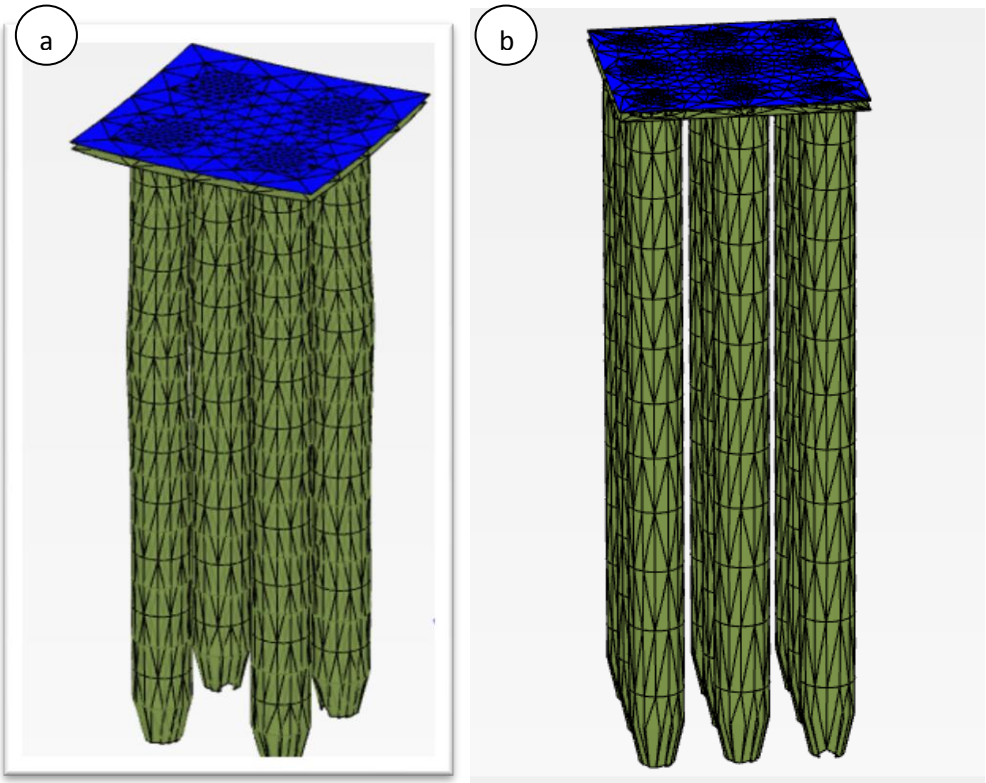



Figure III.$7_{a,b}$: Maillage 3D de groupe de 2x2 et 3x3 pieux et le radier

Les données géométriques et mécaniques utilisées dans ce travail sont illustrées dans les tableaux (III.1) et (III.2).

Tableau III.1 : Caractéristique géométrique du profil étudié

| Géométries | L [m] | l [m] | Z [m] | φ [m] | e (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| sol | 40 | 40 | 40 | - | - |
| semelle | 7.2 | 7.2 | 1 | - | - |
| pieux | - | - | 22 | 1 | 2.7 |

Tableau III.2 : Caractéristiques mécanique du profile étudié

| matériaux | | Caractéristiques | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Z [m] | $\gamma$ sat [KN/m$^3$] | $\gamma$ unsat [KN/m$^3$] | E*10$^3$ [KN/m$^2$] | C'[KN/m$^2$] | Φ' | ν |
| Craie1 | 3 | 20 | 10 | 135 | 5 | 35 | 0.3 |
| Sol traité | 8 | 16 | 6 | 21 | 10 | 38 | 0.28 |
| Craie2 | 13.5 | 20 | 10 | 135 | 5 | 35 | 0.3 |
| Craie marneuse | 15.5 | 21 | 11 | 540 | 07 | 30 | 0.2 |
| Marne1 | 17.5 | 22 | 12 | 135 | 35 | 38 | 0.2 |
| Marne2 | 23.5 | 22 | 12 | 300 | 33 | 35 | 0.2 |
| Marne3 | 26 | 22 | 12 | 473 | 34 | 36 | 0.2 |
| Marne4 | 40 | 22 | 12 | 585 | 30 | 34 | 0.2 |
| Pieux | 22 | - | 25 | 32000 | - | - | 0.3 |

**Sollicitation appliqué sur le modèle :** Le chargement appliqué à la surface du radier est vertical et il varie entre 100 Kpa à 1000 Kpa.

$Q_1$ =100Kpa.

$Q_2$ =300Kpa.

$Q_3$ =500Kpa.

$Q_4$ =683Kpa.

$Q_5$ =1000Kpa.

### III.2.1.Le 1er cas

Nous étudions une fondation superficielle repose sur un sol de huit couches hétérogènes, cette fondation supporte un chargement vertical, Les résultats obtenus sont illustrés sur les figures suivantes :

**1.charge 100 KN/m2 :**

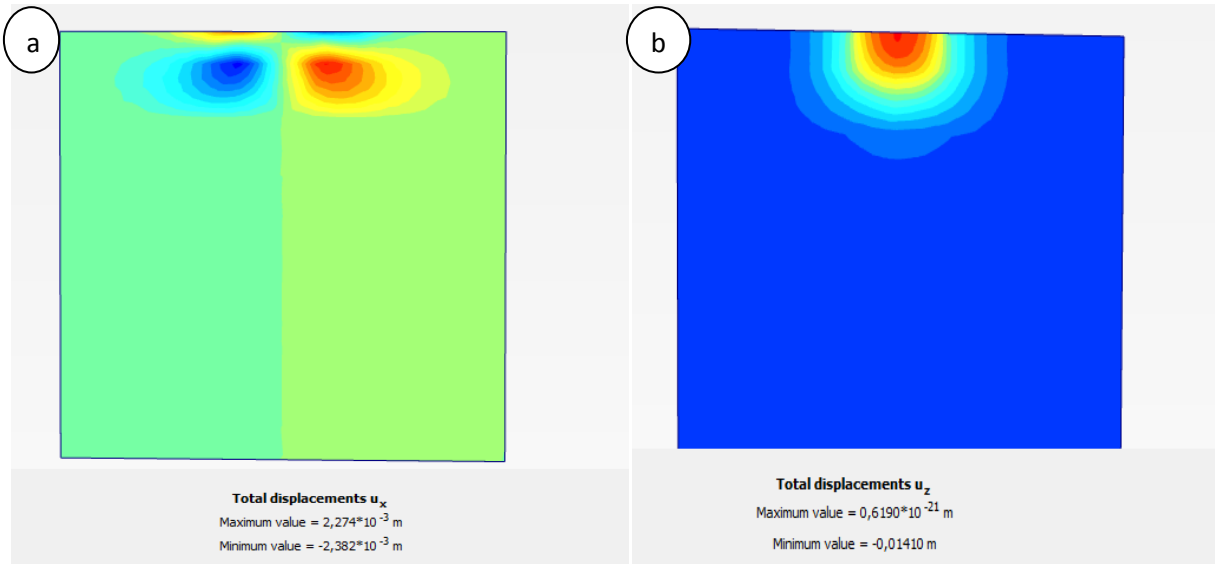



Figure III.$8_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical du sol +radier

**Commentaire**

Les figures III.$8_a$ et la figure III.$8_b$ représentent les contours déplacement horizontaux et verticaux respectivement, elles montrent un déplacement horizontal de 0,238cm et un enfoncement de 1,4cm, qui sont localisés au dessous de la zone du chargement qui est de l'ordre de 100KN/$m^2$.

**2. charge 300KN/m2 :**

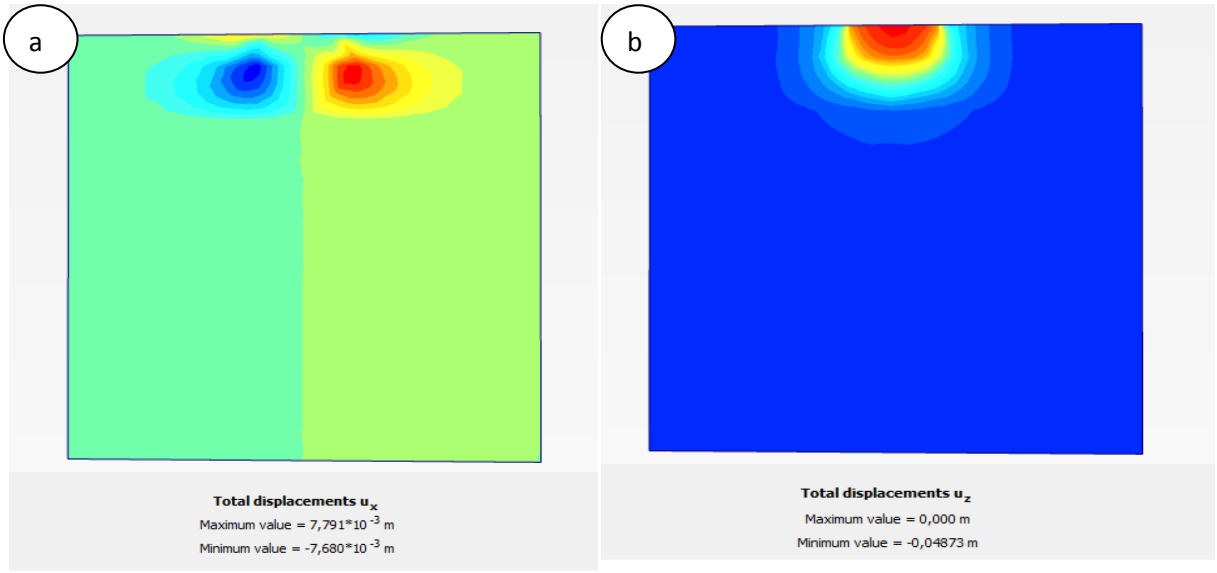



Figure III.$9_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical du sol + radier

**Commentaire**

Les figures III.$9_a$ et la figure III.$9_b$ représentent les contours déplacement horizontaux et verticaux respectivement, elles montrent un déplacement horizontal de 0.7c m et un enfoncement de 4,8cm, on remarque que les bulbes de déplacement sont aussi localisés au dessous de la zone du chargement.

Ces tassements restent admissibles pour la structure.

**3. Charge 500KN/m$^2$:**

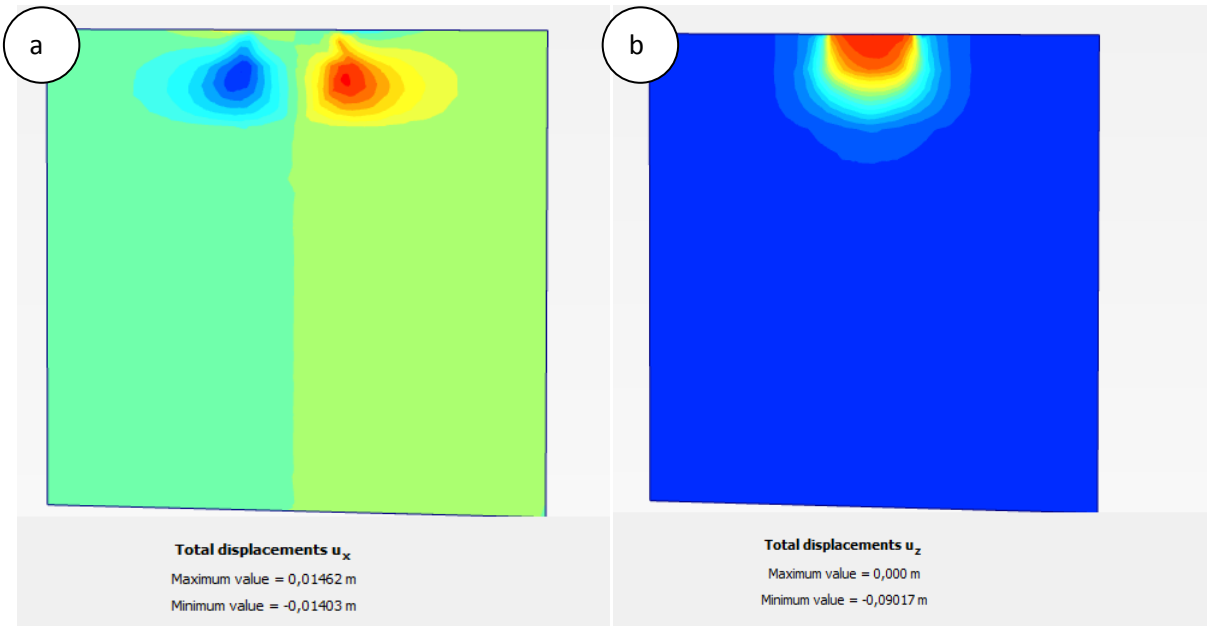



Figure III.$10_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical du sol + radier

**Commentaire**

La figure III. $10_{a,b}$ représente les contours déplacement horizontaux et verticaux respectivement, elle montre que le déplacement horizontal est uniforme il atteint 1,4cm et un tassement de 9cm, les deux déplacements sont visés au centre de notre sol où on a appliqué la charge.

**4. Charge 683KN/m2 :**

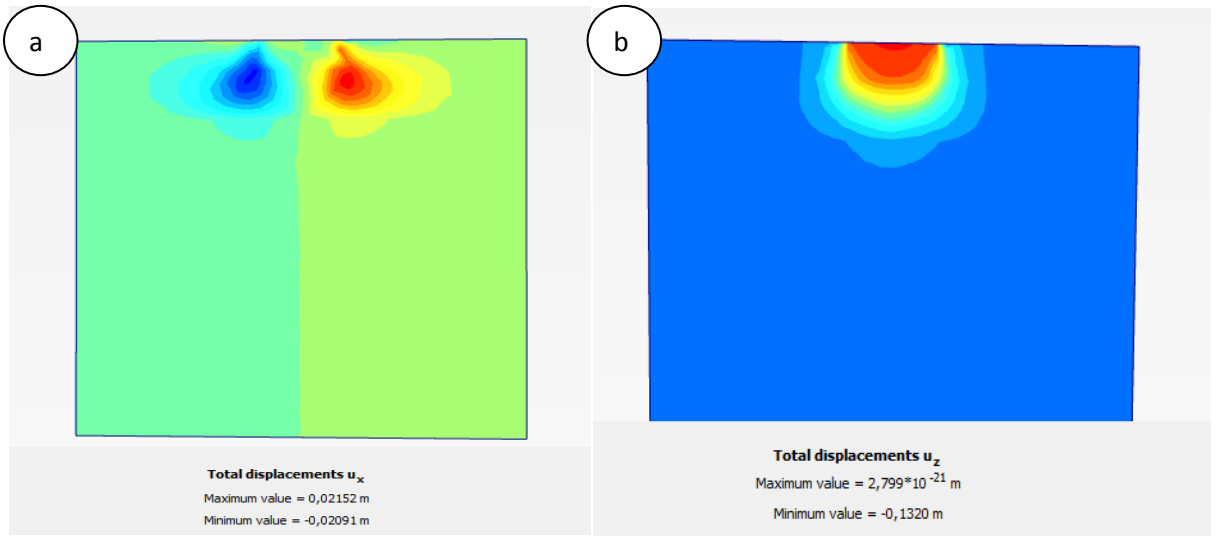



Figure III.$11_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical du sol + radier

**5. Charge 1000KN/m$^2$:**

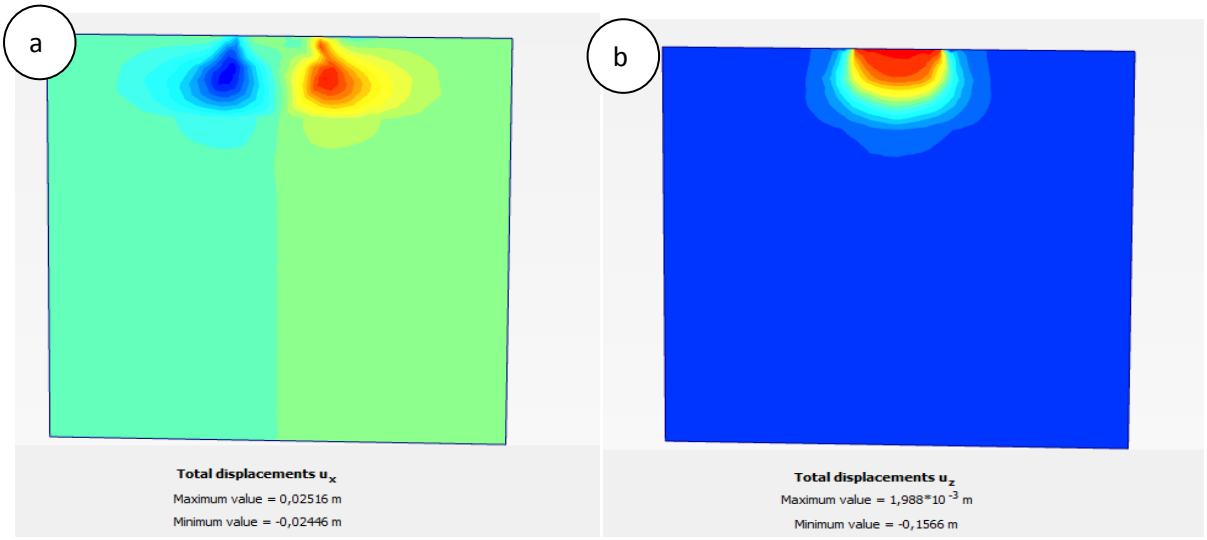



Figure III.$12_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical du sol + radier

**Commentaire**

Les figures III.$11_{a,b}$ et III.$12_{a,b}$ représentent les contours déplacement horizontaux et verticaux respectivement du sol avec un radier subit des charges importantes ce qui nous avons permes d'obtenir des grands tassements 13-15cm.

Ces contours déplacement sont localises au dessous de radier suivent le lieu de chargement ils diminuent en fonction de profondeur.

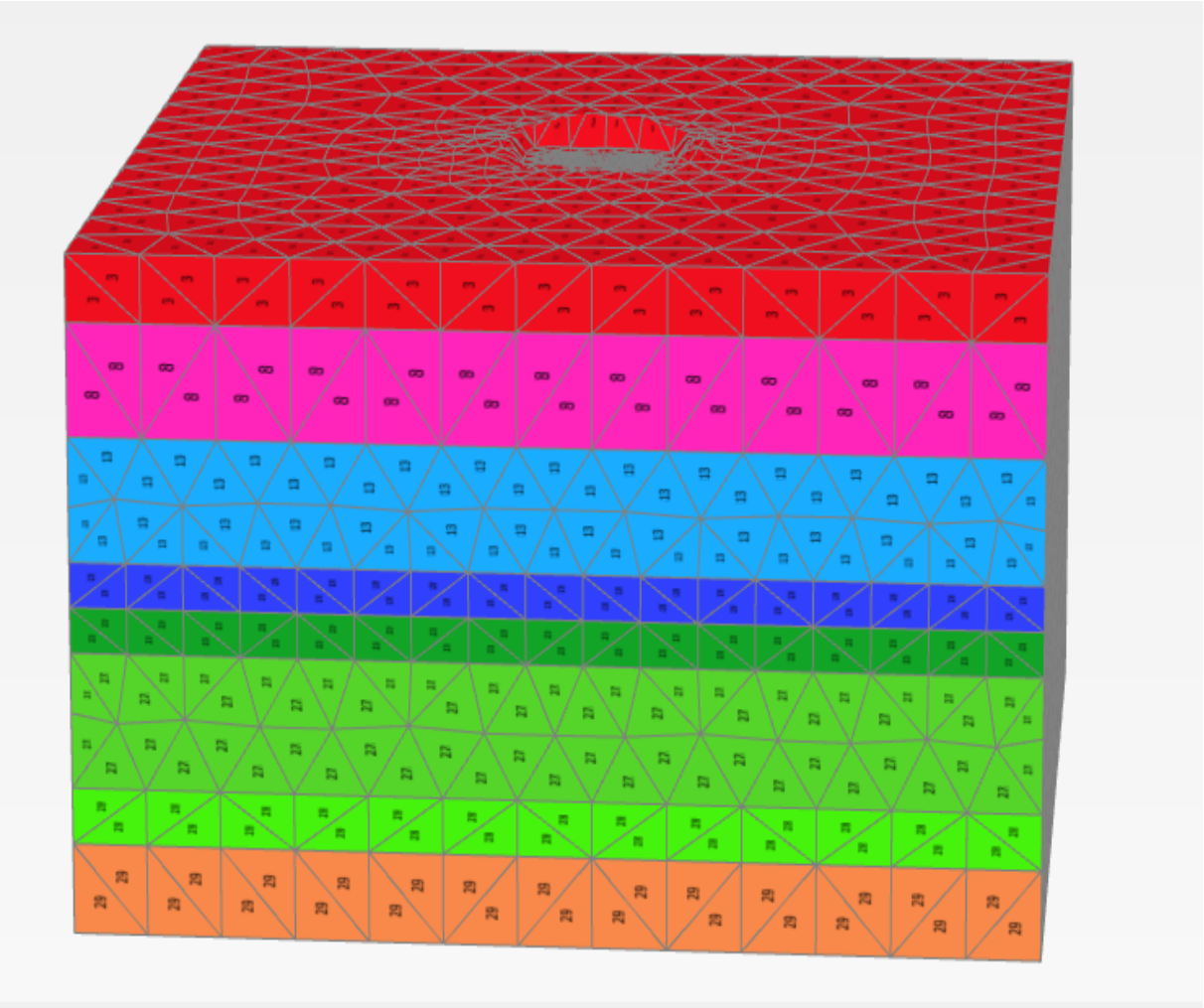


Figure III.13 : Le profil après l'application de chargement

**Commentaire**

La figure III.13 illustre le profil étudié après l'application de chargement, elle montre clairement le tassement de la surface chargée (radier) et le sol voisinant.

- **Chemin de déplacement du sol et le radier sous différentes charges :**

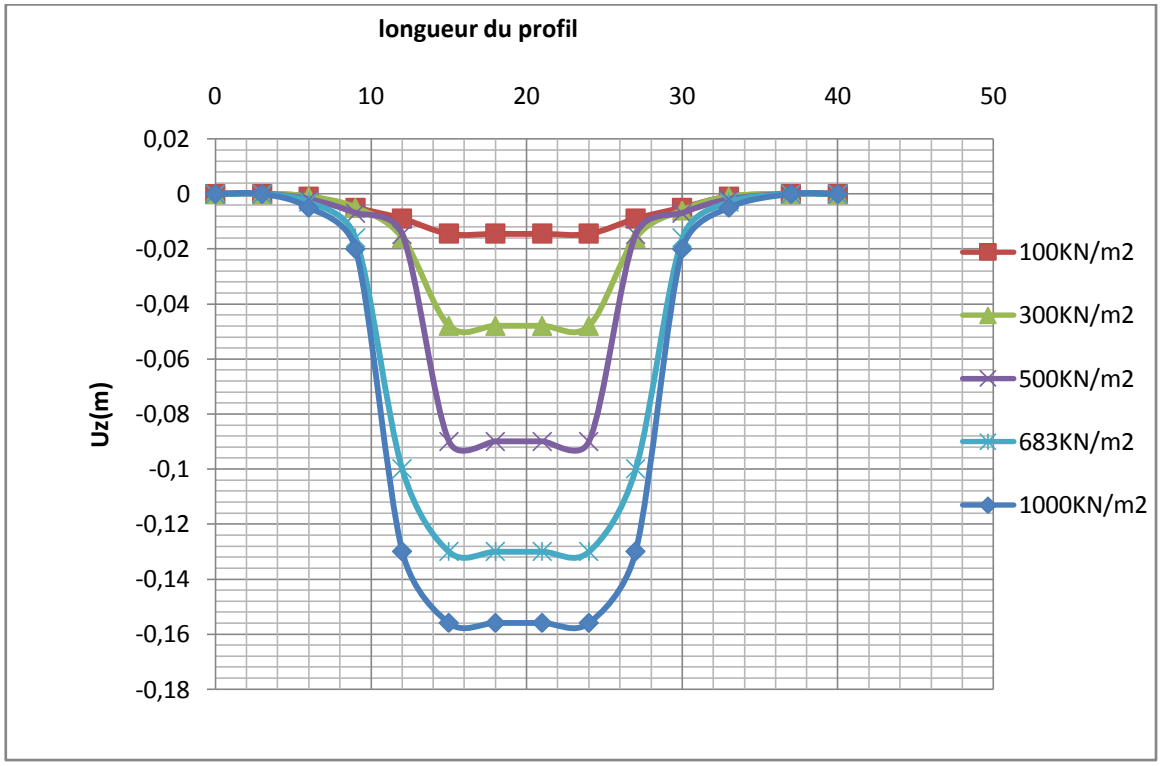



Figure III.14: Déplacement vertical du sol et le radier sous différentes charges

**Commentaire :**

La figure III.14 représente enfoncement du sol en fonction de la longueur du profil, cette figure montre les déformations d'une ligne de coupe au niveau de la surface du sol et du radier sous différentes charges.

On remarque bien que le sol se déforme en suivant l'enfoncement du radier, en premier lieu nous voyions un déplacement nul aux extrémités [0-9] et [35-40], après va s'atteindre son maximum sous le radier suivant son enfoncement telle que :

-pour les charges 100 et 300KN/$m^2$ le radier se tasse légèrement avec des valeurs admissibles de 2 à 4,9cm.

-pour les charges 500, 683 et 1000KN/$m^2$ le radier s'enfonce d'une façon remarquable avec des valeurs non admissibles environ 9 à 15 cm.

**Conclusion**

À l'issue des résultats présenter ci-dessus obtenus par le logiciel plaxis 3D, nous pouvons déduire que notre sol supporte des contraintes limités, les faibles charges 100 et 300KN/$m^2$ ont des enfoncements admissibles environ 1.4 à 4.8cm, par contre les grandes charges montrent des enfoncements remarquable environ 9à15cm ce qui explique l'instabilité du sol sous la variation de ces dernier.

### III.2.2.Le 2$^{eme}$ cas

Nous étudions un groupe de 4 pieux de 2,7m d'espacement entre eux sont encrés dans un sol de huit couches hétérogène, supportant un chargement vertical, Les résultats obtenus sont illustrés sur les figures suivantes :

**1-chargement de 100 KN/m$^2$** :

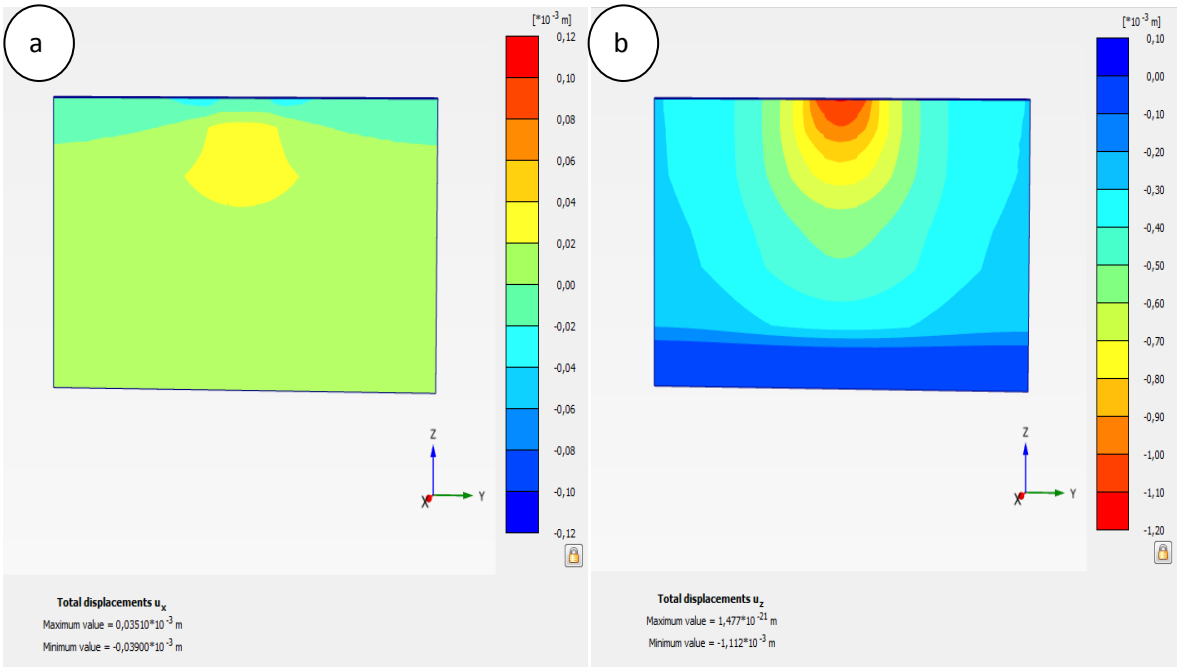



Figure III.15$_{a,b}$: Déplacement horizontal et vertical du sol + radier

**Commentaire**

La figure III.15$_a$ illustre les contours déplacement horizontaux selon la direction OX,et la figureIII.15$_b$ représente les contours déplacement verticaux pour une surface du sol supporter un radier charger verticalement avec 100KN/m$^2$, les figures montrent un déplacement horizontal trés petit de 0.039mm et un tassement du radier de 1.112mm.

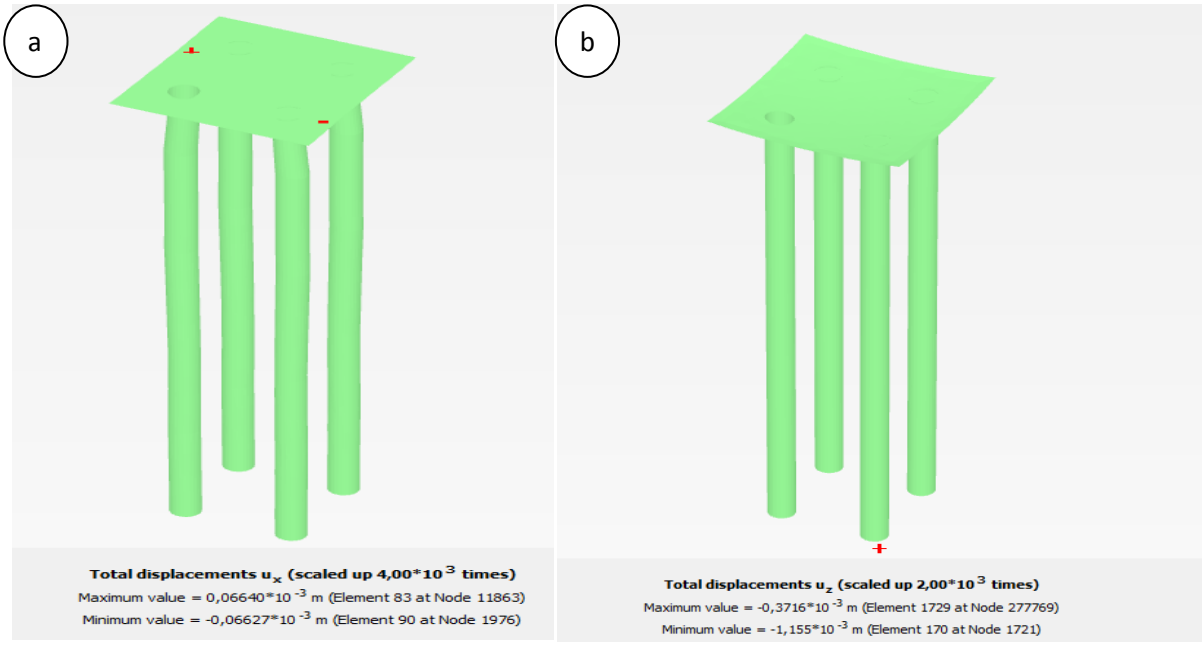



Figure III.16$_{a,b}$: Déplacement horizontal et vertical des pieux

**Commentaire**

La figure III.16$_a$ représente le déplacement horizontal du groupe de pieux qui supportant un radier chargé axialement sur toute la surface de celui-ci, elle montre une inclinaison de la partie superieur des pieux engendré par la charge appliquée tandis que la pointe reste immobile du fait qu'elle soit encré dans la marne de bonne caractéristiques.

La figure III.16$_b$ représente le déplacement vertical du groupe de pieux supportant un radier, elle montre le tassement du groupe de pieux avec une valeur de 1.15mm.

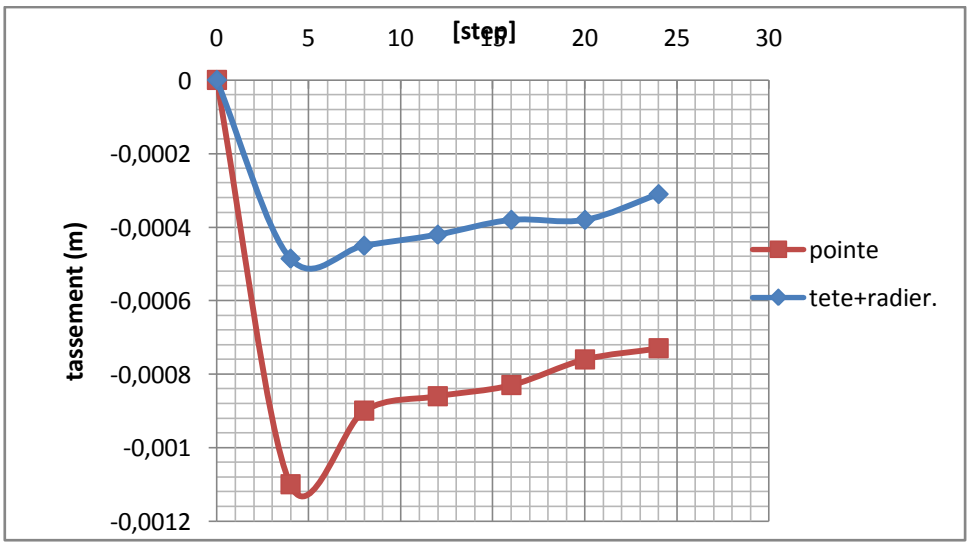



Figure III.17 : Déplacement vertical du radier et les pieux en tête et en pointe

**Commentaire**

La figure III.17 illustre l'enfoncement du radier et les pieux en tête et en pointe en fonction de nombre de pas de calcul, elle montre un déplacement en tête plus important qu'en pointe, cela est justifié par les déformations horizontales (flambement) des pieux.

**2-chargement de 300 KN/m$^2$**:

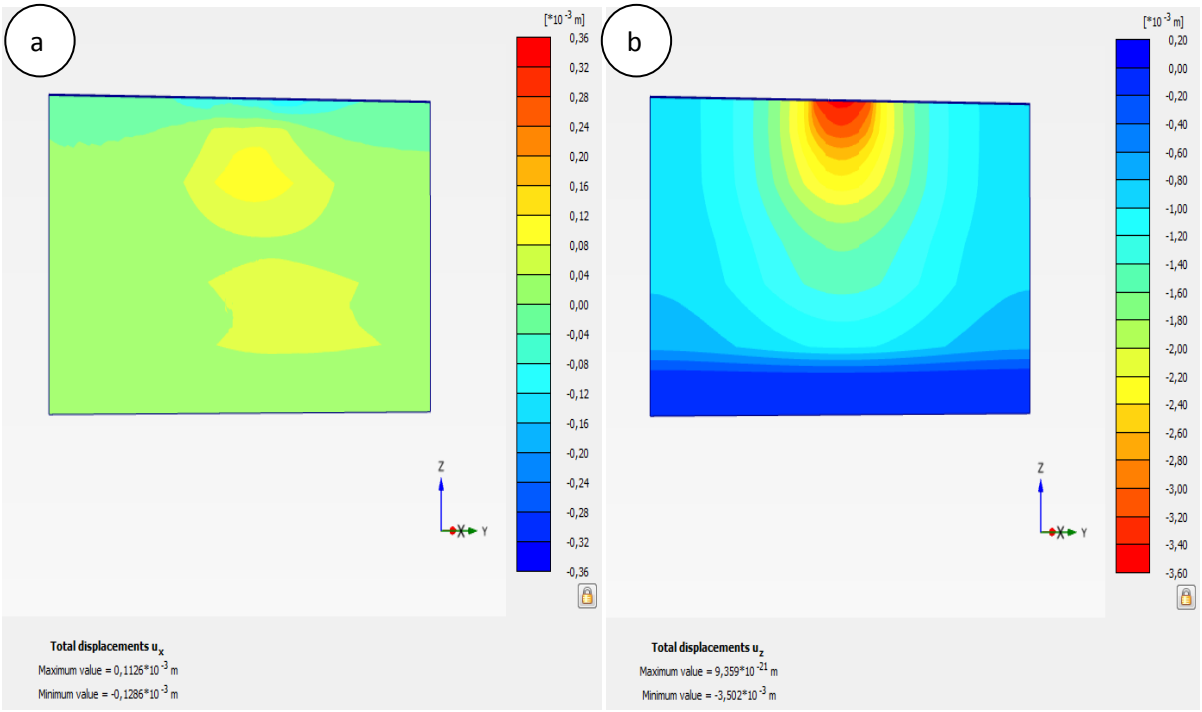



Figure III.18$_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical du sol + radier

**Commentaire**

La figure III.18$_{a,b}$ illustre les contours déplacement horizontaux et verticaux respectivement pour une surface du sol supporter un radier charger verticalement avec 300KN/m$^2$, elle montre un déplacement horizontal de 0.128mm et un enfoncement de 3.50mm re, qui sont localisés au dessous de la surface chargé.

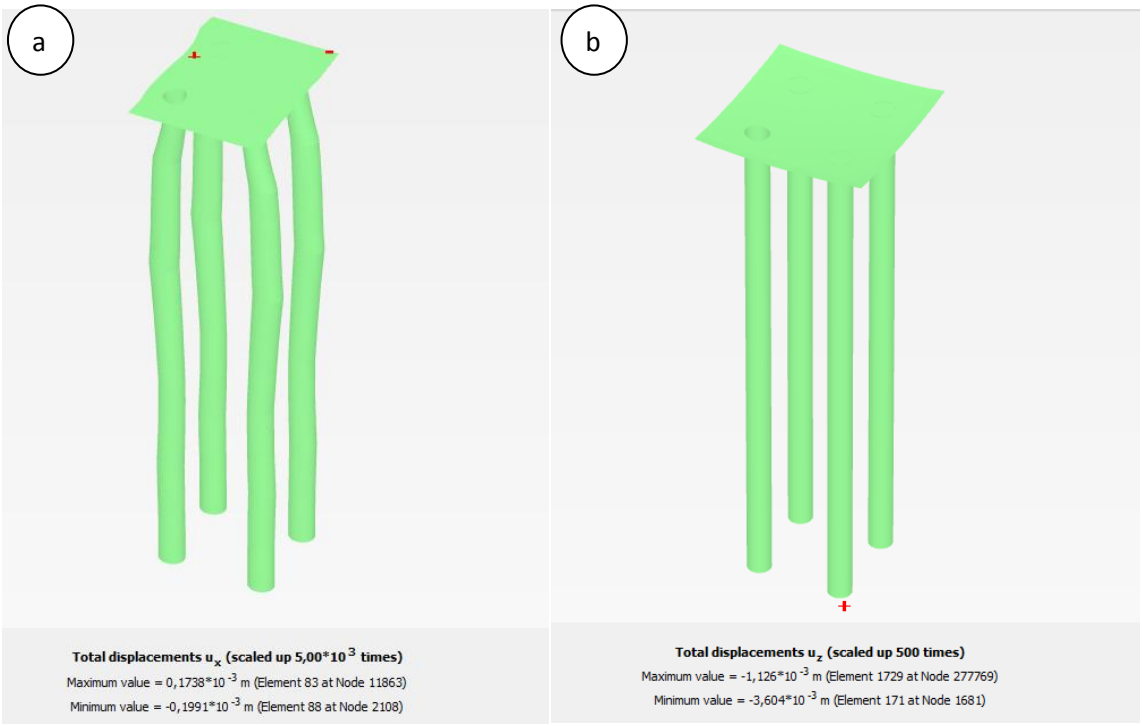



Figure III.19$_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical des pieux

**Commentaire**

Les figures III.18$_a$ et la figure III.18$_b$ représentent les déplacements horizontaux et verticaux du groupe de pieux supportant un radier chargé axialement, elles montrent une déformation horizontal en tete des pieux traduit par le flambement des pieux, et un tassement de 3.6mm.

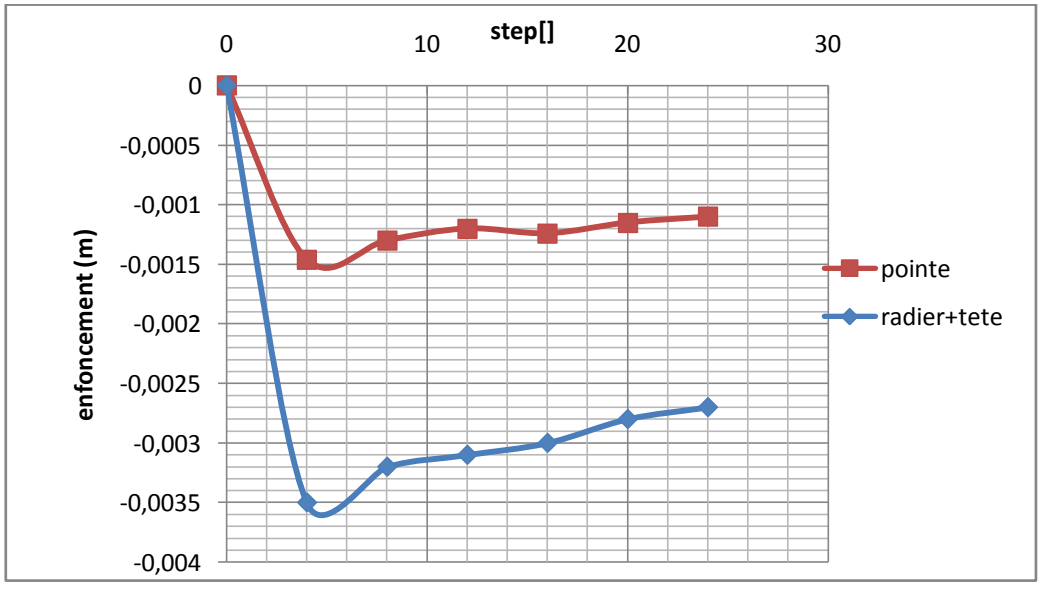



Figure III.20 : déplacement vertical du radier et le groupe de pieux

**Commentaire**

La figure III.19 illustre l'enfoncement du radier et les pieux en tête et en pointe en fonction de nombre de pas de calcul, elle montre un déplacement en tête plus important qu'en pointe, cela est justifié par les déformations horizontales (flambement) des pieux.

**3-chargement de 500 KN/m$^2$**:

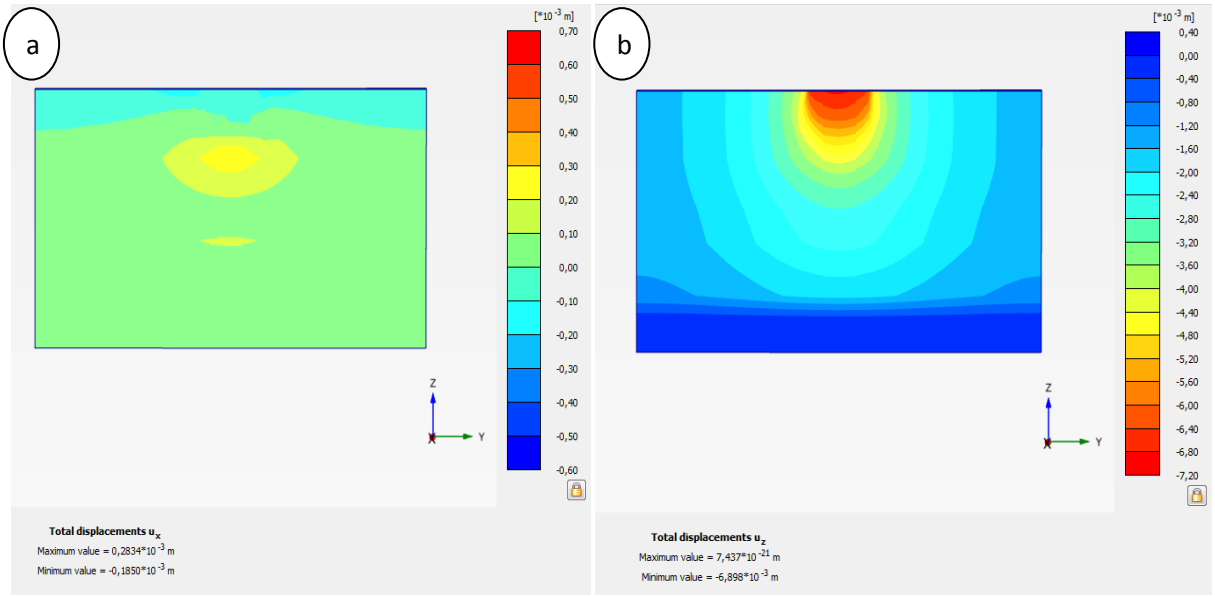



Figure III.21$_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical du sol + radier

**commentaire**

La figure III.20$_a$ illustre les contours déplacement horizontaux selon la direction OX,et la figure III.20$_b$ représente les contours déplacement verticaux , les figures montrent un déplacement horizontal de 0.28mm et un enfoncement de 6.89mm, ces contours sont localisés au dessous de la surface chargé.

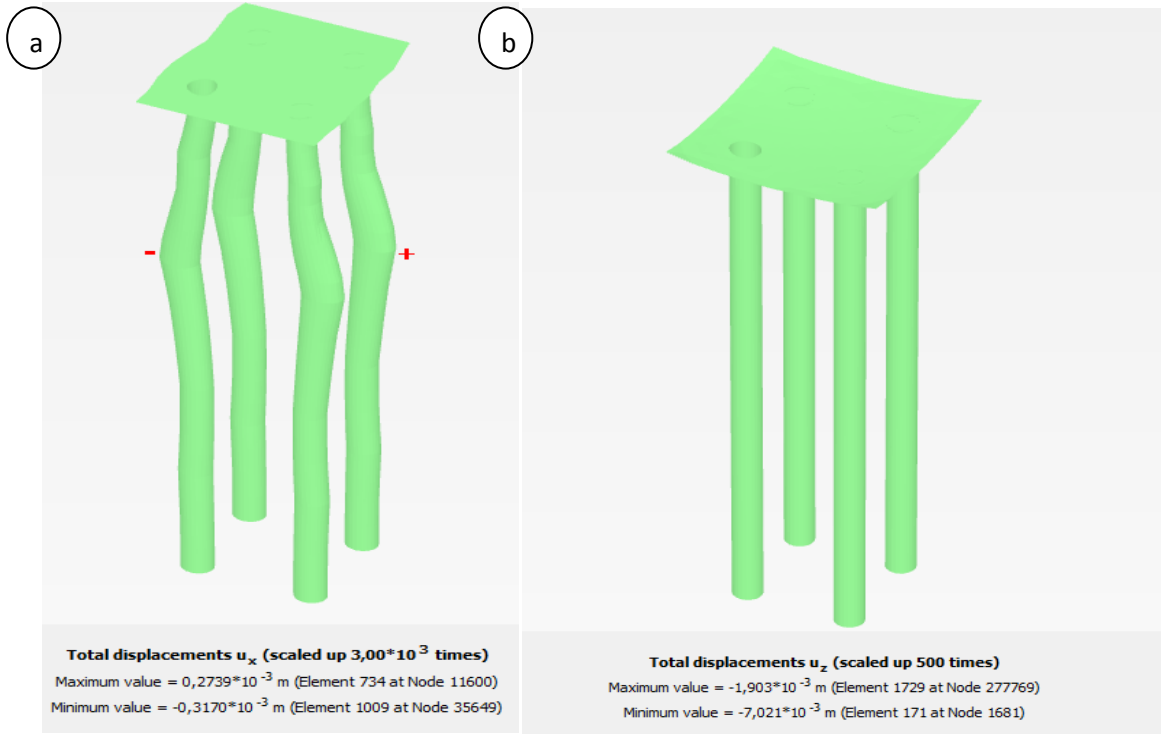



Figure III.$22_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical des pieux

**Commentaire**

La figure III.$22_a$ représente le déplacement horizontal du groupe de pieux supporter un radier chargé axialement sur toute la surface de celui-ci, elle montre une déformation horizontal sur la partie superieur du groupe de pieux , ce qui explique le flambement des pieux, la pointe ne se déplace pas du fait qu'elle est ancré dans la couche de marne de bonnes caractéristiques mécanique.

La figure III.$22_b$ représente le déplacement vertical du groupe de pieux chargé axialement, elle montre un enfoncement du groupe avec une valeur de 7.02mm.

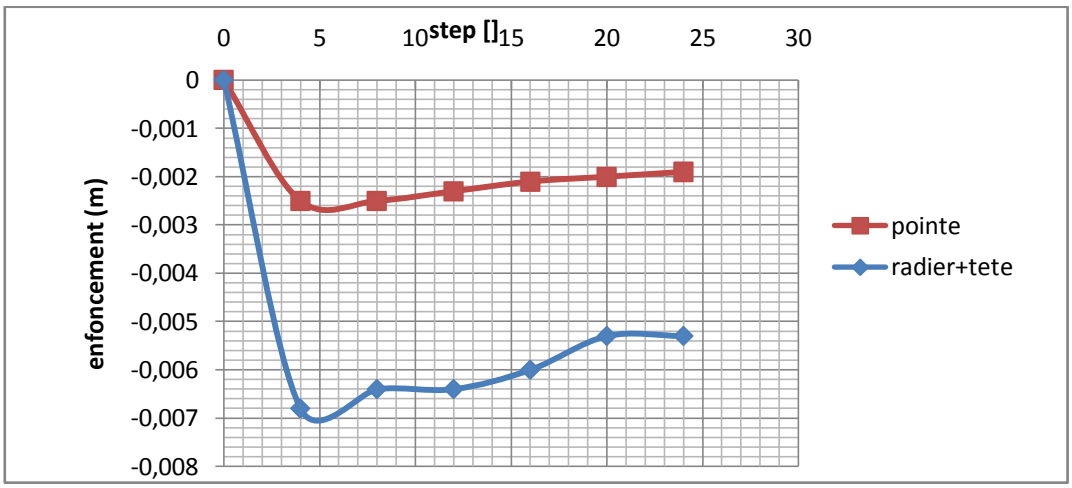



**Figure** III.23 : Déplacement vertical du radier et le groupe de pieux

**Commentaire**

La figure III.23 illustre l'enfoncement du radier et les pieux en tête et en pointe en fonction de nombre de pas de calcul, elle montre un déplacement en tête plus important qu'en pointe, cela est justifié par les déformations horizontales (flambement) des pieux.

**4-chargement de 683 KN/m$^2$**:

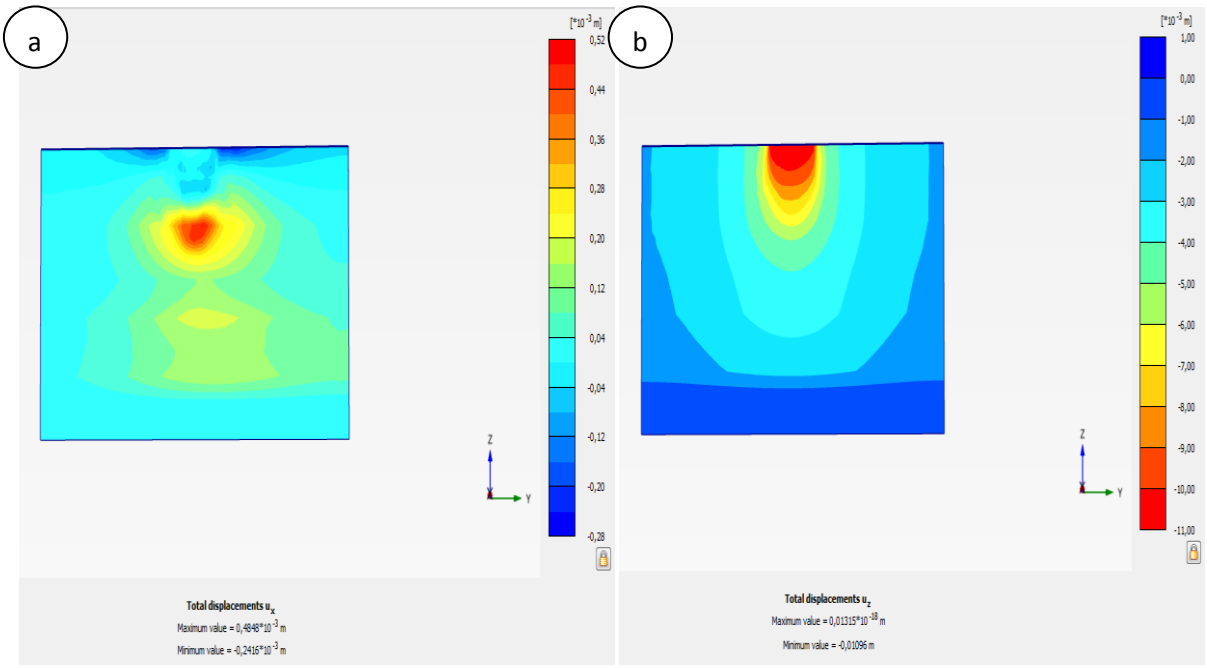



Figure III.24$_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical du sol +radier

**Commentaire**

La figure III.24$_a$ et la figure III.24$_b$ illustrent les contours déplacement horizontaux et verticaux pour une surface du sol supporter un radier charger verticalement avec 683KN/m$^2$, ces figures montrent un déplacement horizontal de 0.48mm et un enfoncement de 10.9mm ,sont localisés au dessous de la surface chargé.

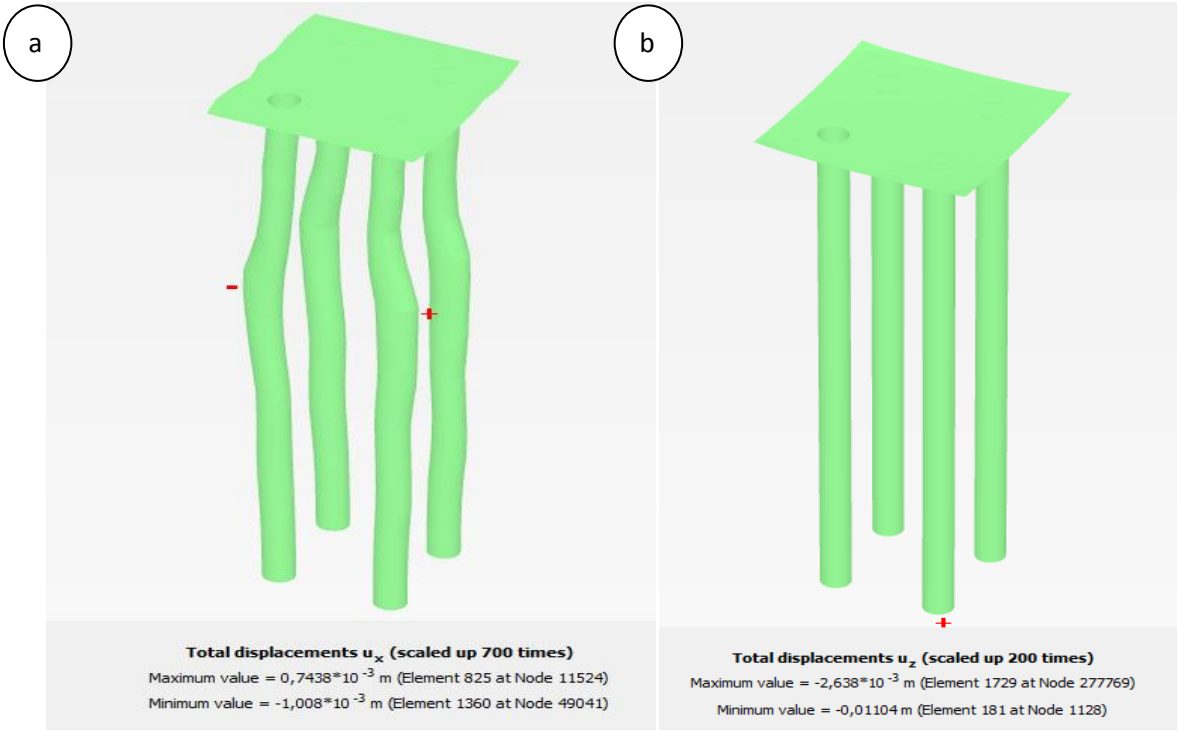



Figure III.25$_{a,b}$: Déplacement horizontal et vertical des pieux

**Commentaire**

La figure III.25$_a$ montre un déplacement horizontal du groupe de pieux le long de fut de ces dérniers, et la figureIII.25$_b$ montre l'enfoncement du groupe de pieux il atteint 11mm.

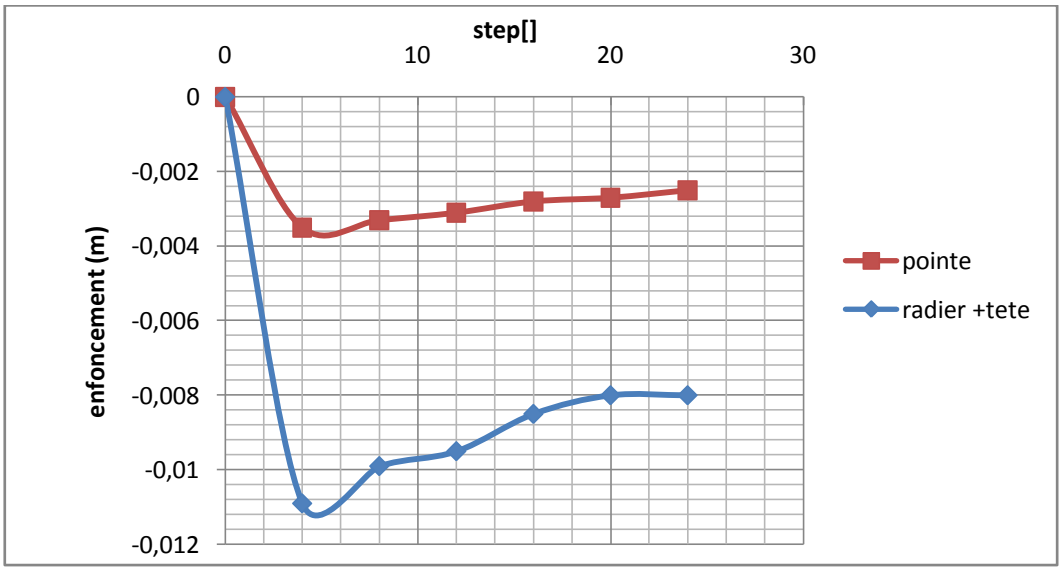



Figure III.26 : déplacement vertical du radier et le groupe de pieux

**Commentaire**

La figure III.26 illustre l'enfoncement du radier et les pieux en tête et en pointe en fonction de nombre de pas de calcul, elle montre un déplacement en tête plus important qu'en pointe, cela est justifié par les déformations horizontales (flambement) des pieux.

**5-chargement de 1000 KN/m$^2$**:

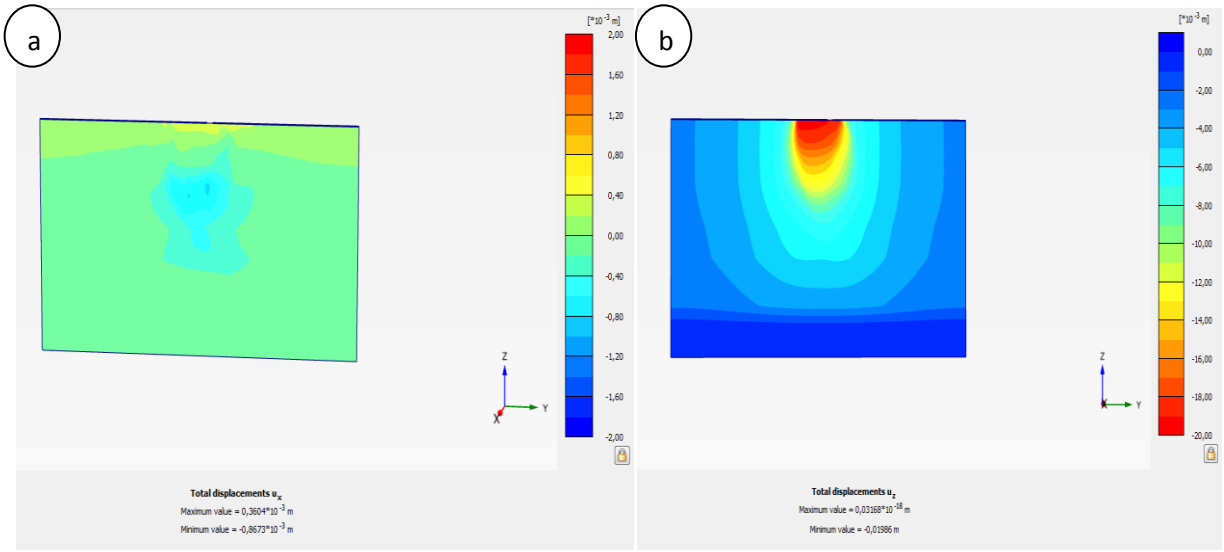



Figure III.27$_{a,b}$ : Déplacement horizontal et verticale du sol

**Commentaire**

Les figures III.27$_a$ et III.27$_b$ illustrent les contours déplacement horizontaux et verticaux pour une surface du sol supporter un radier charger verticalement avec 1000KN/m$^2$, les figures montrent un déplacement horizontal de 0.86mm et un enfoncement de 19.86mm ,sont localisés au dessous de la surface chargée.

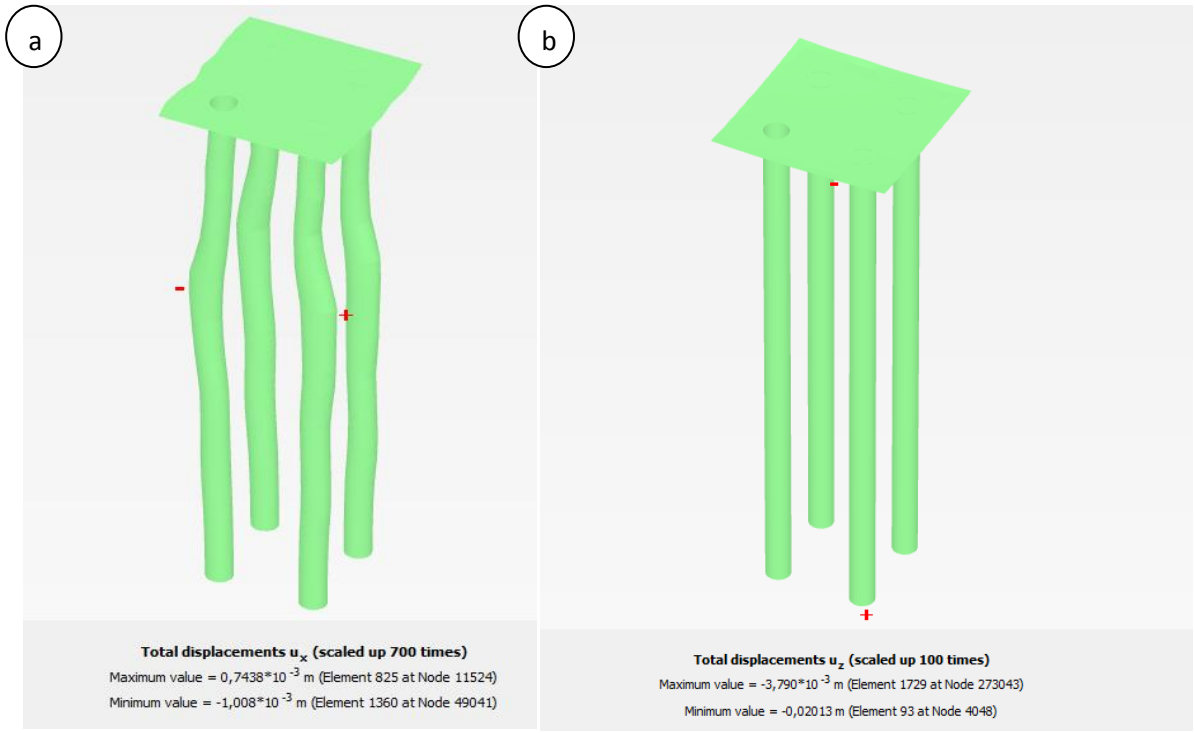



Figure III.28$_{a,b}$: Déplacement horizontal et vertical des pieux

**Commentaire**

La figure III.28$_a$ représente le déplacement horizontal du groupe de pieux chargé axialement avec 1000KN/m$^2$, elle montre un déplacement laterale le long de fut de groupe.

La figureIII.28$_b$ représente le déplacement vertical du groupe de pieux chargé axialement avec 1000KN/m$^2$, elle montre le tassement du groupe  avec une valeur de 20mm.

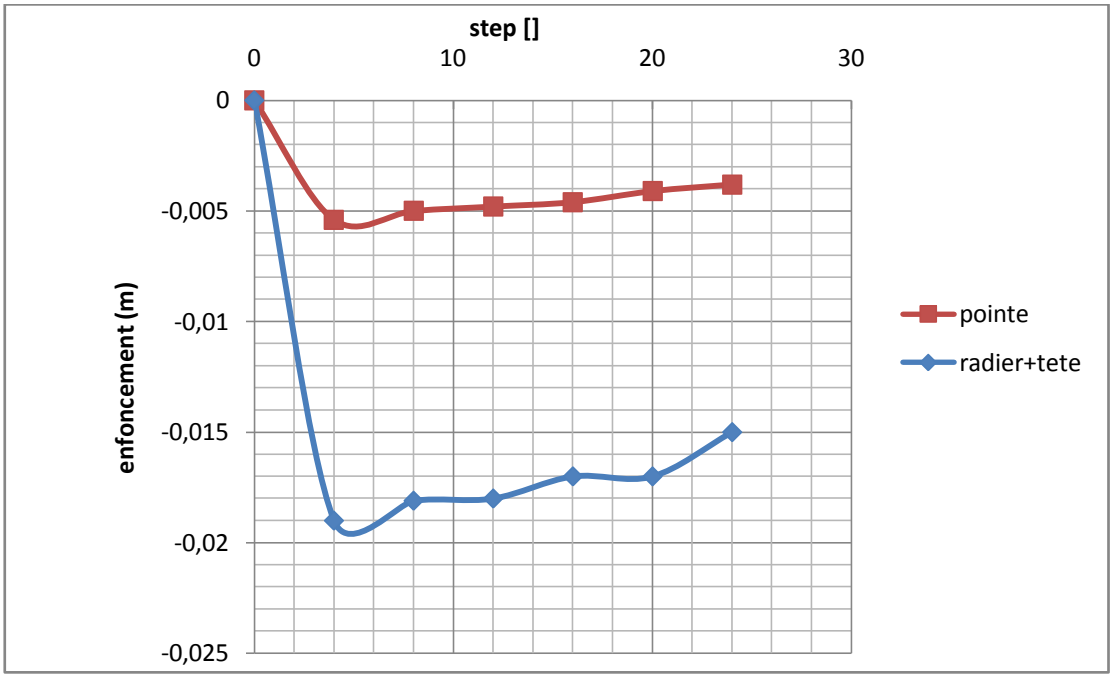



Figure III.29 : Déplacement vertical du radier et le groupe de pieux

**Commentaire**

La figure III.29 illustre l'enfoncement du radier et les pieux en tête et en pointe en fonction de nombre de pas de calcul, elle montre un déplacement en tête très important qu'en pointe, cela est justifié par les déformations horizontales (flambement) des pieux.

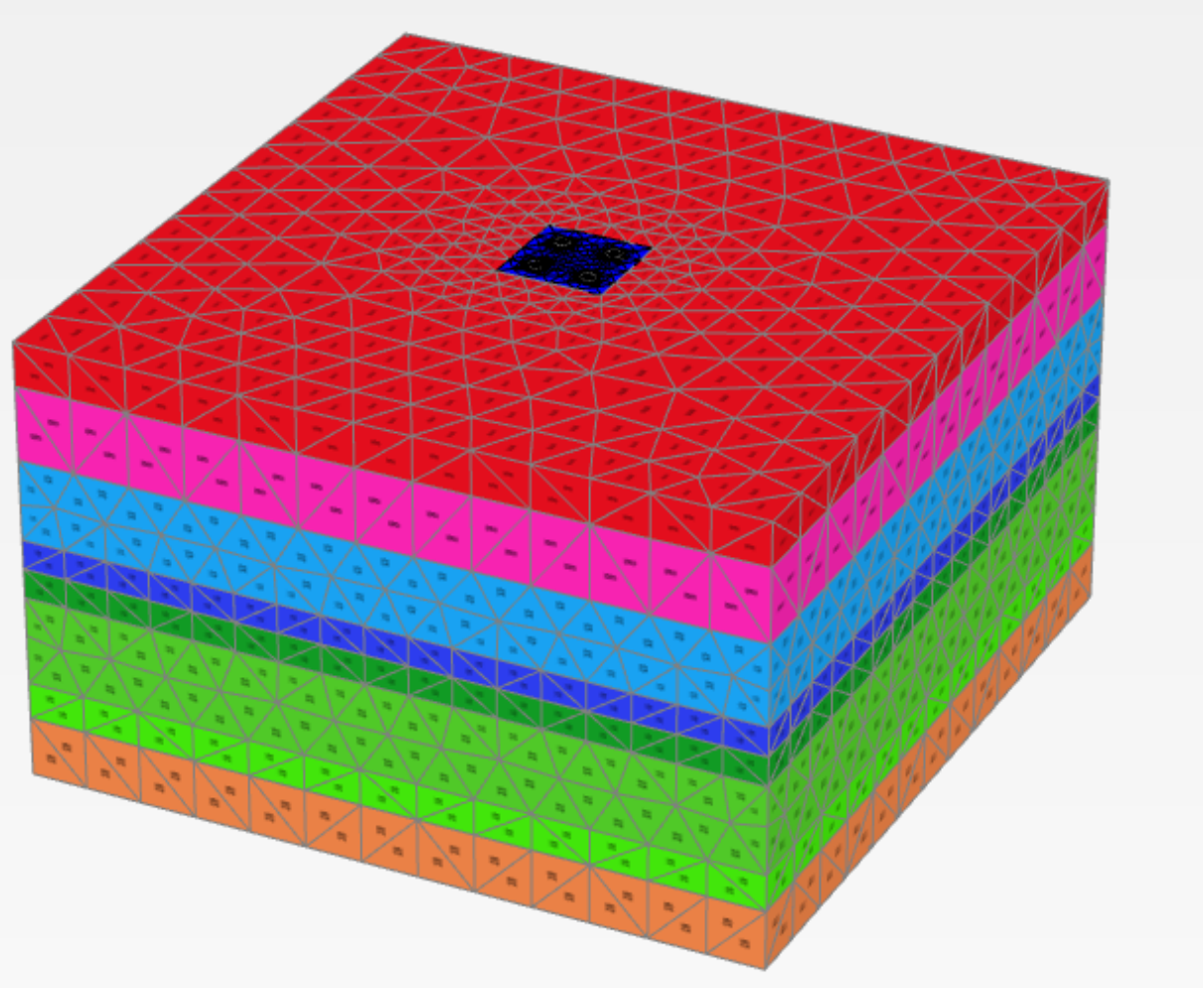


Figure III.30 : Le profil après l'application de chargement

**Commentaire**

La figure III.30 illustre le profil étudié après l'application de chargement, elle montre que le tassement de la surface chargée (radier) et le sol voisinant est très petit en comparant avec le premier cas, ce dernier dû a la présence de groupe de pieux

.

- **Déplacement du sol et le radier sous différentes charges :**

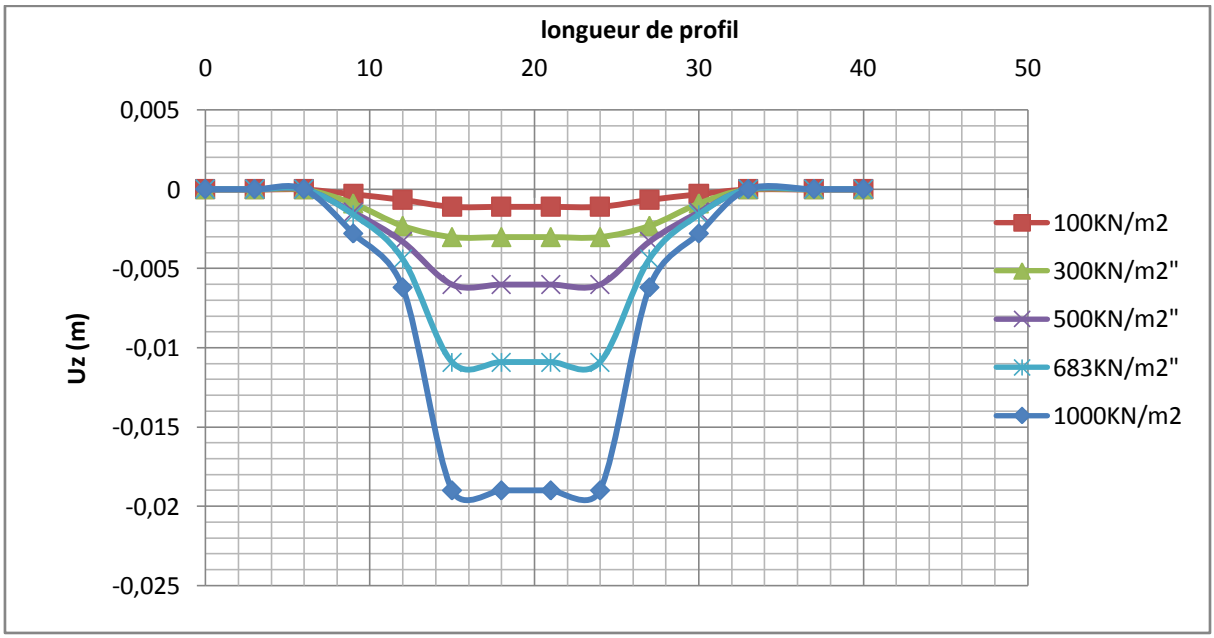



Figure III.31: Déformation de sol et le radier selon les différentes charges

**Commentaire**

La figure III.31 représente un enfoncement du sol sous différentes charges en fonction de la longueur du profil, elle montre les déformations de la ligne de coupe médiane en surface traversant le radier, on remarque que le sol se déforme d'une manière à avoir un déplacement nul aux extrémités du sol, puis on remarque que les déformations de la ligne de coupe suit l'enfoncement du radier entrainant un enfoncement du sol voisinant.

Ces enfoncements suivent l'importance du chargement de manière à avoir des enfoncements important pour les grandes charges.

### III.2.3.Le 3$^{eme}$ cas

Nous étudions un groupe de 9 pieux de 2,7m d'espacement entre eux sont encrés dans un sol de huit couches hétérogène, supportant un chargement vertical (même profil étudier précédemment), Les résultats obtenus sont illustrés sur les figures suivantes :

1. **Charge 100 KN/m$^2$ :**

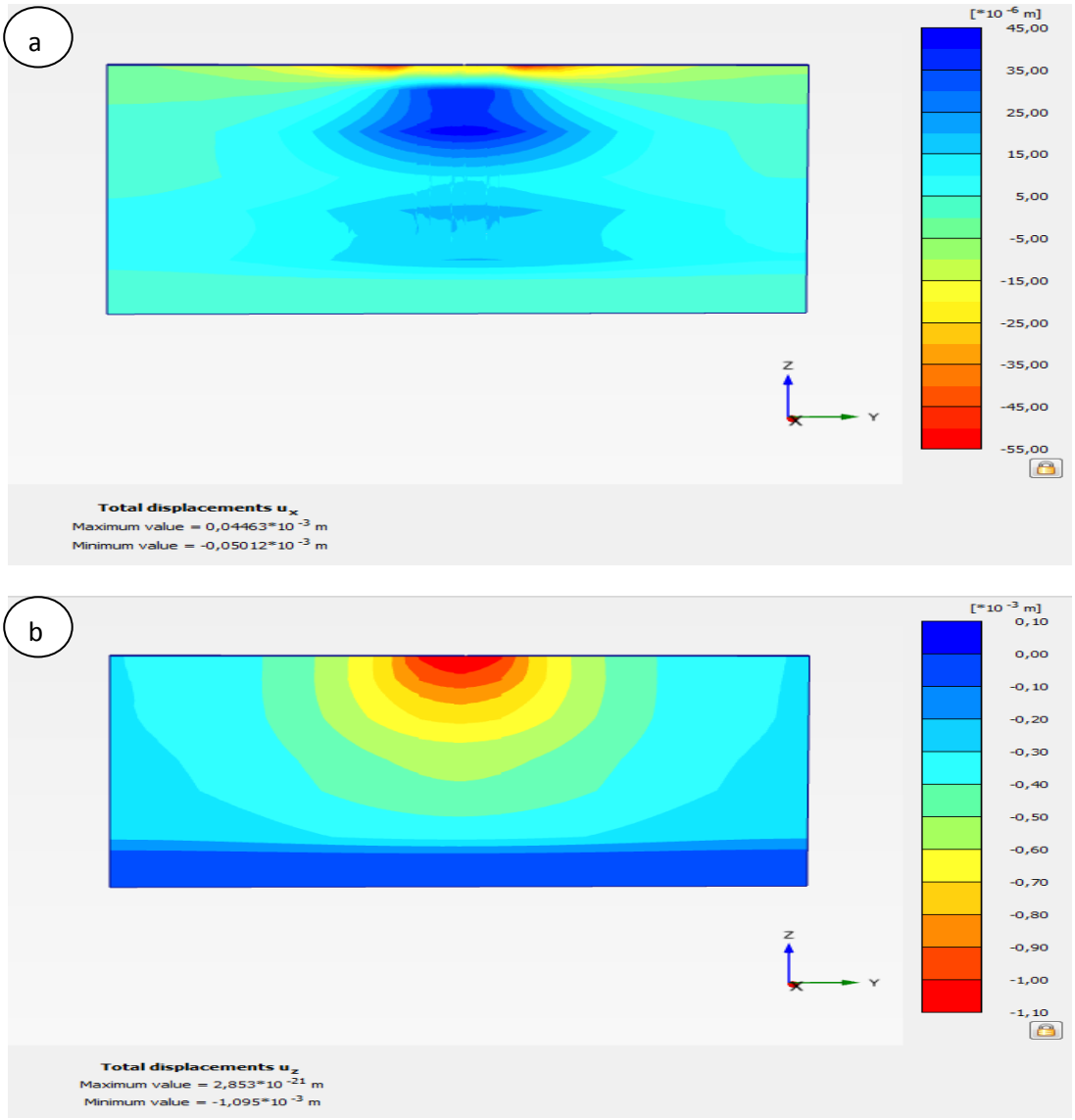



Figure III.32$_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical du sol +radier

**Commentaire**

Les figures III.32$_a$ et III.32$_b$ illustrent les contours déplacement horizontaux et verticaux pour une surface du sol supporter un radier charger verticalement avec 100KN/m$^2$, les figures montrent un déplacement horizontal de 0.05mm et un enfoncement de 1.09mm ,sont localisés au dessous de la surface chargée.

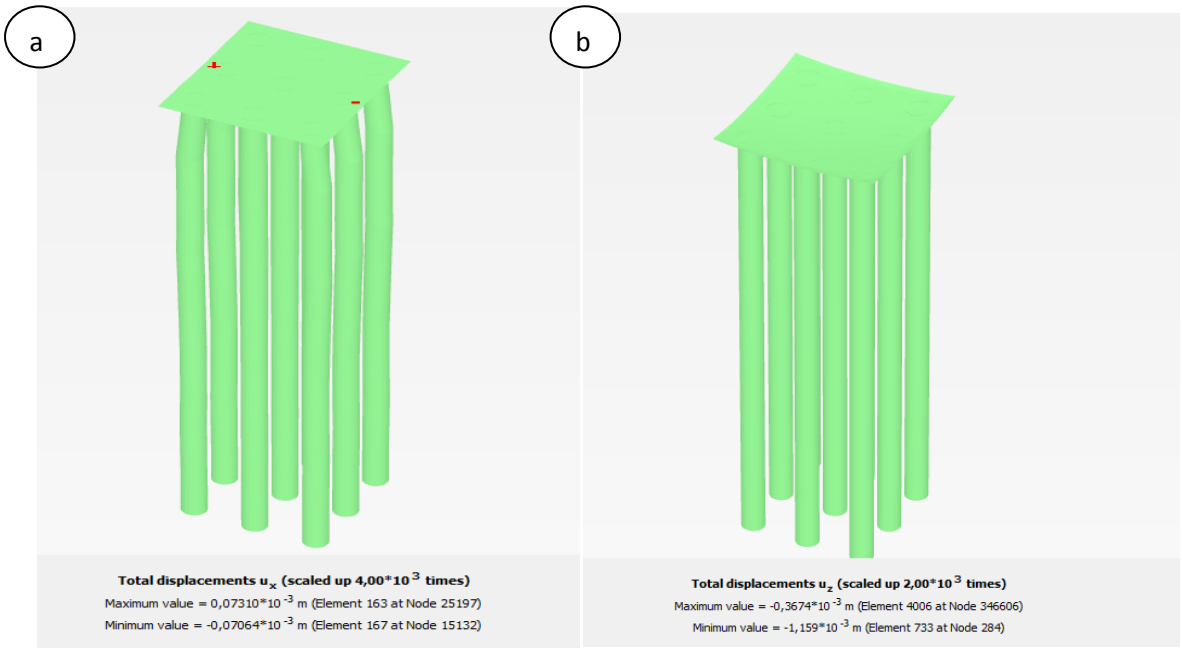


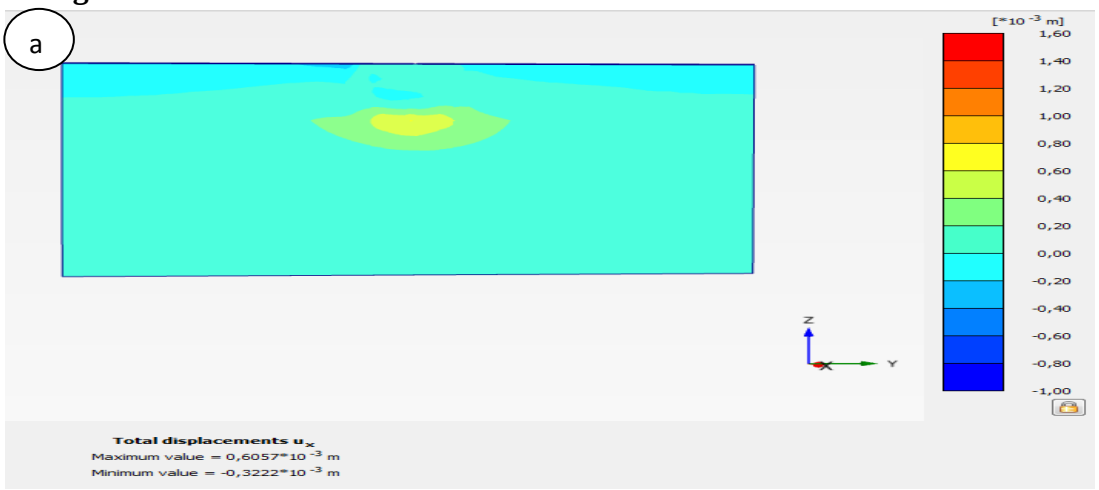

Figure III.33$_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical des pieux

**Commentaire**

La figure III.32$_a$ représente le déplacement horizontal du groupe de pieux supporter un radier chargé axialement sur toute la surface de celui-ci, elle montre une déformation horizontal sur la partie superieur du groupe de pieux , ce qui explique le flambement des pieux, la pointe ne se déplace pas du fait qu'elle est ancré dans la couche de marne de bonnes caractéristiques mécanique.

La figure III.32$_b$ représente le déplacement vertical du groupe de pieux chargé axialement, elle montre un enfoncement du groupe avec une valeur de 1.15 mm.

## 2. Charge 683 KN /m$^2$



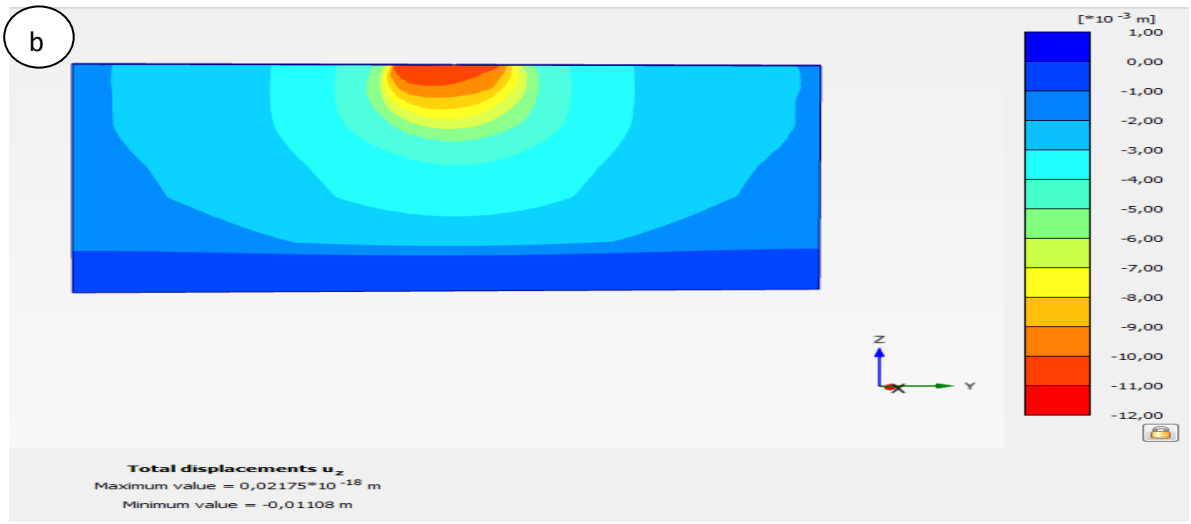



Figure III.34$_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical du sol +radier

**Commentaire**

Les figures III.33$_a$ et III.34$_b$ illustrent les contours déplacement horizontaux et verticaux pour une surface du sol supporter un radier charger verticalement avec 100KN/m$^2$, les figures montrent un déplacement horizontal de 0.60mm et un enfoncement de 11.08mm ,sont localisés au dessous de la surface chargée.

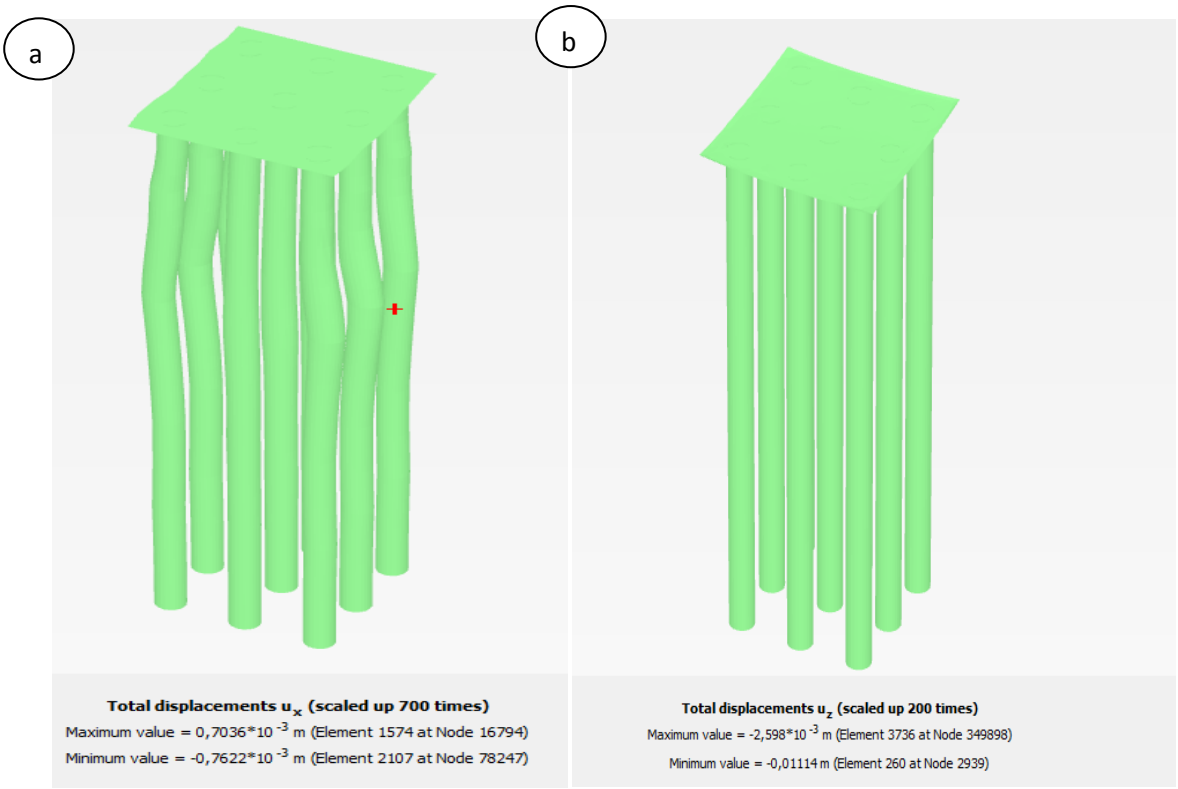



Figure III.35$_{a,b}$ : Déplacement horizontal et vertical des pieux

**Commentaire**

La figure III.$35_a$ représente le déplacement horizontal du groupe de pieux supporter un radier chargé axialement sur toute la surface de celui-ci, elle montre une déformation horizontal sur la partie superieur du groupe de pieux , ce qui explique le flambement des pieux, la pointe ne se déplace pas du fait qu'elle est ancré dans la couche de marne de bonnes caractéristiques mécanique.

La figure III.$35_b$ représente le déplacement vertical du groupe de pieux chargé axialement, elle montre un enfoncement du groupe avec une valeur de 11.14 mm.

**Conclusion**

D'après les résultats obtenus par le logiciel plaxis 3D, on constate que les déplacements de sol sont inférieurs à 5cm pour la variation des charges, donc le sol est stable sous l'effet de son poids propre et sous l'effet des charges étudier.

Si on fait une petite comparaison entre le $1^{er}$ cas, le $2^{eme}$ et le $3^{eme}$ cas on trouve deux résultats différents, les résultats obtenus en premier cas montre l'instabilité de notre sol, par contre les résultats obtenus en deuxième et en troisième cas montrent le contraire.

D'après les résultats obtenus avec le groupe de 4 et 9 pieux, on remarque que les déplacements horizontaux de groupe de 9 pieux sont inferieurs a celle de 4pieux, par contre les déplacements verticaux sont les même pour les deux groupe ce qui signifie le tassement maximal de profil. Donc le groupe de 4pieux est suffisant pour reprendre les différentes charges.

## Conclusion générale

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche numérique sur le comportement d'un groupe de pieux sous différentes charges appliquées axialement sur la surface du radier en tête du groupe de pieux, il s'agit d'un problème où l'effet de groupe de pieux joue un rôle essentiel.

La recherche bibliographique nous a permis d'apercevoir la multitude et la variété des fondations (fondations superficiels et profondes). ou que chacune d'entre elles se distingue par son type et son domaine d'application approprié.

On peut dire aussi que les pieux et le groupe de pieux ont en commun un seul et même objectif, qui est l'augmentation de la capacité portante et la réduction des tassements. Ce type de fondation reste toujours onéreux à mettre en œuvre. Ce qui conduit les géotechniciens à faire une étude approfondie et une parfaite connaissance du sol à utiliser, afin d'aboutir à un bon choix ralliant économie et efficacité.

Le tassement est un phénomène qui peut être uniforme ou différentielles pose des problèmes aux ingénieurs par ses effets qui cause le flambement des pieux, l'affaissement et glissement de terrain.

Dans ce travail, on a effectué une modélisation d'un sol en trois cas différents, le 1$^{er}$ cas est une étude du sol avec un radier (semelle superficielle), Le deuxième cas est une étude du même sol avec un radier et un groupe de 4 pieux et le troisième cas est une étude du même sol et radier avec un groupe de 9 pieux sous différentes charges.

Après la modélisation, on a aperçu qu'en augmentant la charge les tassements augmentent, mais avec le groupe de pieux on aura toujours des bons résultats au sol, mais en constatant qu'aux têtes des pieux il y a des petites déformations; plus la charge est grande les petites déformations s'augmentent jusqu'à avoir une déformation remarquable. À partir de cela, on peut dire que la charge influe sur les tassements et la sécurité des sols.

Enfin on peut dire que le groupe de pieux est l'une des méthodes les plus efficace pour la stabilisation et l'élimination de tassement des sols mais tout en maitrisant à la fois trois paramètres essentiels à savoir le diamètre, l'entre Axe des pieux mais aussi leurs encrage dans le sol.

# RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIE

**[1]** Ali bouafia les essaies in-situ dans les projet de foundation 3eme edition dépot léga 585/2004

**[2]** Article publié en journée géotechnique MONT et AUBERT 21au 23 Septembre 2010 par Les PLÉNIÈRE 2010 du LCPC.

**[3]** Bakour, Azzedine : Ecole de Technologie Supérieure université Québec : comportement aspects Structuraux et Géotechnique, mémoire de magistère en Génie de la construction à l'école de Technologie Supérieure, Montréal 2008

**[4]** Borel, S. 2001. Comportement et dimensionnement des fondations mixtes.These de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees.

**[5]** Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, material model manual »,DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.

**[6]** Brinkgreve, R. B. J. , P. A. Vermer (2002) Plaxis: Finite Element Code For Soil and Rock Analysis, Version 8. Balkema.

**[7]** COMBARIEU(O.) –calcul d'une fondation mixte semelle-pieux sous charge verticale centrée Note d'information tachnique,Labo.Cent.des P. et Ch.,paris 1988,16p

**[8]** Jean Costet/Guy Sanglerat cours pratique de mécanique des sols. tome2 : calcul des ouvrages,3$^{e}$ édition,Dunod,1983.

**[9]** JNGG Nancy 2016 modelisation d'un système d'interaction sol pieux structure sur un groupe de pieux geothermiques pdf.

**[10]** GIROUD J.P : Table pour le calcul des fondatio : Table pour le calcul des fondations. Tassement, Tome **2.** Dunod, **1973.**

**[11]** Melbouci Bachir Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènements 1954-2009.

**[12]** Mécanique des sols II (CCI-315), chapitre 5

**[l3]** MENARD L : Le pressiomètre MENARD. Notice générale. D-60.

**[14]** Ménad CHENAF et Nicolas RUAUX fondations, conception, dimensionnement et realisation. En application des DTU 13.12, 13.3 et 20.1 et du fascicule 62, titre V.

[15] Philipponat. G et Hubert B, (2002), Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles.

**[16]** (Plumelle, 2004) PDF fondation profondes.

[17] Poulos (H.G) et Davis-pile foundation analyse and design. 1980.

**[18]** (Roger FRANK, (Juin 2003), calcul des fondations superficielles et profondes édition technique de l'ingénieur.

[19] Thèse De Doctorat, L'université De Lille/ Flandres-Artois 1989

[20] Thèse De Doctorat, L'école Doctorale <<Mécanique et énergétique>> Modilisation du comportement des fondations profondes dans les Argiles molle, 10mars 2008.

**[21]** site d'internet www faucaud.com