

**République Algérienne Démocratique et Populaire**

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



**Université Echahid Hamma Lakhdar d'El-Oued**

**FACULTE DE TECHNOLOGIE**

**DEPARTEMENT DE GENIE d'Hydraulique & de Génie Civil**

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté pour l'obtention du diplôme de

**MASTER ACADEMIQUE**

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Option : Matériaux en génie civil

**Thème**

**Étude numérique 3D de la capacité portante  
d'une fondation superficielle**

**Réalisé par :**

- KHESSIBA BRAHIM
- AMIAR RIAD
- GHERFI TOHAMI
- DACI HATEM

**Encadré par :**

- Dr FRIK Ali
- CO-ENCADREUR :  
YOUSFI MOHAMMED AMIN

**Soutenu le 14/06/2022. Devant le jury composé de:**

- Dr. Mani mohamed.....Président
- Dr.Fethiza boubaker ..... Examineur

**Année Universitaire 2021/2022**



﴿ رَبَّنَا لَا تُؤَاخِذْنَا إِنْ نَسِينَا أَوْ أَخْطَأْنَا رَبَّنَا وَلَا تَحْمِلْ عَلَيْنَا إصْرًا كَمَا حَمَلْتَهُ  
عَلَى الَّذِينَ مِنْ قَبْلِنَا رَبَّنَا وَلَا تُحَمِّلْنَا مَا لَا طَاقَةَ لَنَا بِهِ وَاعْفُ عَنَّا وَارْحَمْنَا أَنْتَ  
وَارْحَمْنَا أَنْتَ مَوْلَانَا فَانصُرْنَا عَلَى الْقَوْمِ الْكَافِرِينَ ﴾ سورة البقرة : الآية 286 .

" صدق الله العظيم "



# Remerciements

*Tout d'abord, je remercie dieu -ALLAH- de tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience durant toutes ces années d'études.*


*Je tiens à exprimer toute ma gratitude et mes sincères remerciements à Monsieur  
Dr: **FRIK Ali**, Docteur à L'Université Echahid Hamma Lakhdar El Oued , pour avoir dirigé ce travail.*

***CO-ENCADREUR: YOUSFI MOHAMMED AMIN**, pour avoir dirigé ce travail.*

*Mes sincères remerciements aux messieurs les membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en participant au jugement de ce travail.*

*Nous tenons à remercier vivement toutes personnes qui nous ont aidés à élaborer et réaliser ce mémoire, ainsi à tous ceux qui nous aidés de près ou de loin à accomplir ce travail.*

*En fin je remercie tout particulièrement mes parents, pour leur soutien inconditionnel tout au long de ces longues années d'études.*





# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A La mémoire de ma mère,*

*A mon père,*

*A Ma femme et mon cher fils "Ghaith",*

*A mes très chères sœurs et frères à ma grande famille.*

*A tous mes amis.*

*A tous ceux qui m'aiment et que j'aime*

*A vous.*



**الملخص**

**résumé**

**Abstract**

## **Résumé**

La réalisation de la fondation d'une construction est une des plus anciennes activités du bâtiment et des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus rencontré.

Les fondations des structures doivent être conçues de manière à ce que le sol ne subisse pas de rupture en cisaillement et qu'il n'y ait pas de tassement excessif.

La charge maximale par unité de surface que le sol peut supporter sans céder ou se déplacer est définie comme capacité portante des sols.

Le présent travail a pour objectif d'étudier numériquement l'influence de méthode de renforcement du sol sur l'amélioration de la capacité portante.

Pour cela nous avons créé un modèle numérique d'une fondation carré reposant sur un sable lâche de faible portance, à l'aide du code de calcul Plaxis 3D qui est basé sur la méthode des éléments finis.

Ensuite une étude paramétrique basée sur les paramètres de référence a été faite pour comparer entre l'amélioration de la capacité portante des sols par reconstitution le sol support avec un autre sol a des bonnes caractéristiques mécaniques et le renforcement par des nappes géogrilles.

**Mots clés:** Fondations, capacité portante, géogridde, sable, analyse numérique, Plaxis3D

## **Abstract**

The foundation is a key element of any construction in order to ensure the stability of a structure.

The foundations of the structures must be designed so that the soil does not undergo shear failure and that there is no excessive compaction.

The conventional method of foundation design is based on the concept of bearing capacity.

The maximum load per unit area which the soil can support without yielding or moving is referred to as bearing capacity of the soil.

In this work, a numerical study has been carried out using a finite element soil-structure interaction software (PLAXIS3D) and varying several parameters including geogrid sheets, the number of dense sand layers, the level of the water table, in order to evaluate the soil reinforcement effect by layers of dense sand and geogrid sheets as well as the variation of the water table levels on the bearing capacity of a square foundation under vertical loading sitting on loose sand soil.

**Keywords:** Foundations, bearing capacity, geogrid, sand, numerical analysis, Plaxis3D

## الملخص

الأساس هو عنصر أساسي لأي مبنى من أجل ضمان استقرار الهيكل. يجب تصميم الأساس الهيكلية بحيث لا تفشل التربة في القص ولا في التسوية. تعتمد الطريقة التقليدية لتصميم الأساس على مفهوم قدرة التحمل . يتم تعريف الحمولة القصوى لكل وحدة مساحة يمكن أن تتحملها التربة دون فشل أو حركة أخرى على أنها قدرة تحمل للتربة. في هذا العمل، تم إجراء دراسة عددية باستخدام برنامج تفاعل هياكل العناصر المحدودة للتربة (Plaxis3D) وبتنوع العديد من المعاملات بما في ذلك طبقات من **géogrille** و طبقات من التربة المرصوصة وكذلك التغيير في منسوب المياه الجوفية. من أجل تقييم تأثير التغيير في طبقات من **géogrille** و طبقات من التربة المرصوصة و منسوب المياه الجوفية على قدرة تحمل الأساس تحت حمولة رأسية مركزة على أرضية هشة. **الكلمات المفتاحية:** أسس، قدرة التحمل، الرمل، ، **géogrille**، التحليل العددي، بلاكسيس ثلاثي الأبعاد



# Sommaire

Dédicace

Remerciement

Résumé

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale

a

<b>CHAPITRE I :Généralités sur les fondations</b>	
I.1. Introduction	4
I.2 Différents types de fondations	5
I.3. Fondation superficielle	5
I.3.1.Principaux types de fondations superficielles	6
I.4.Choix Du Type De Fondation	8
I.5 Types de charges sur les fondations	8
I.6.Sources de charges sur les fondations	9
I.7.Facteurs de choix du type de fondation	9
I.8. Fonctionnement des fondations superficielles	10
I.8.1. Comportement d'une semelle chargée	10
I.8.2. Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle	11
I.9. Distribution des contraintes sous une fondation	14
I.9.1. Cas d'une semelle souple	14
I.9.2. Cas d'une semelle rigide	14
I.9.3. Effet de la nature de sol sur la distribution de pression de contact	15
I.9.4. Influence de la largeur de la fondation	15
I.10. Détermination des contraintes dues à une surcharge (Problème de Boussinesq)	16
I.10.1. Charge ponctuelle	16
I.10.2. Charge linéaire uniformément répartie sur une longueur infinie	17
I.10.3. Charge uniformément répartie sur une surface	18
I.10.3.1.Charge uniformément répartie sur une surface circulaire	19
I.10.3.2. Charge uniformément répartie sur une surface rectangulaire	20
I.10.3.3. Charge uniforme verticale sur une bande de longueur infinie	21
I.11. Estimation de tassement	21
I.11.1. Détermination du tassement	22
I.12. Conclusion	25

<b>CHAPITRE II: Méthodes de calcul de la capacité portante des sols</b>	
II.1. Introduction	27
II.2 Définition capacité portante de sol	27
II.3 Méthode statique (méthode « C- $\Phi$ »)	28
II.2.1 Fondations superficielle	28
II.2.1.1 Méthode de superposition de Terzaghi	28
II.2.2. Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers	31
II.2.2.1 Influence de la forme avec une charge verticale et centré	31
II.2.2.2. Influence de l'inclinaison de la charge	32
II.2.2.3 Influence de l'excentrement e d'une charge vertical	34
II.3 Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ	35
II.3.1 Introduction	35
II.3.2 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique	35
II.3.2.1. Fondations superficielle	35
II.3.2.2 Capacité portante admissible d'une semelle	42
II.3.3 Calcul par la méthode du Pénétrömètre statique	42
II.3.3.1 Calcul du terme de la pointe	44
II.3.3.2 Hauteur d'action du frottement négatif	45
II.3.4 Essai de la plaque	46
II.3.4.1. Calcul de la capacité portante	46
II.4 Calcul du tassement des fondations superficielles	48
II.4.1 Calcul par l'essai au laboratoire « essai œdométrique »	48
II.4.2 Calcul par la méthode pressiométrique	50
II.4.2.1 Détermination de Ed	51
II.4.3 Calcul par la méthode pénétrométrique	52
II.4.4 Calcul par l'essai de la plaque	53
II.5. Fondation sur un milieu hétérogène	54
II.5.1. Exposé du problème	54
II.5.2. Fondations sur milieu de structure quelconque	54
II.5.3. Cas de la stratification horizontale	55
<b>CHAPITRE III: Outils numérique utilisés</b>	
III.1. Introduction	59
III.2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis	59
III.2.1. Bref historique	59

III.2.2.Concepts de base	60
III.2.3.Calculs par la MEF	60
III.3. Presentation de PLAXIS	61
III.3.1.Histoire de PLAXIS	61
III.3.2.Le code PLAXIS	61
III.4.PLAXIS 3D 2010	63
III.4.1.Présentation générale	64
III.4.2.Saisie des données	66
III.5.Les modelés de comportement utilise dans le PLAXIS	71
III.5.1.Comportement élastoplastique	71
III.5.2.Modèle élastique linéaire	72
III.5.3.Le modèle de Mohr-Coulomb	72
III.5.4.Modèle de sol avec écrouissage (HardeningSoil Model)	75
III.6 CONCLUSION	78
<b>CHAPITRE IV :Analyse numerique tridimensionnelle del a capacite portante des fondations superficielles</b>	
IV.1. Introduction	80
IV.2. Outils de modélisation	80
IV.3. Présentation du modèle de référence	81
IV.3.1 Géométrie	81
IV.3.2 Caractéristiques de sol de fondation	81
IV.3.3. Processus de simulation numérique	82
IV.3.4. Maillage et conditions aux limites	83
IV.3.5. Les résultats	84
IV.3.5.1. Déplacement verticale	84
IV.3.5.2. Contrainte verticale	85
IV.3.5.3. Capacitéportante	85
IV.4. Etude paramétrique	86
IV.4.1. L'effet de renforcement par reconstitution de sol	86
IV.4.2. L'effet de renforcement par géogrilles	88
IV.4.3. L'effet de la nappe phréatique	91
IV.5. Conclusion	94
<b>Conclusion générale</b>	96
<b>Bibliographique</b>	



# **LISTE DES FIGURES**

# LISTE DES FIGURES

<b>Chapitre I : Généralités sur les fondations</b>		<b>Page</b>
<b>Figure 1</b>	<i>Types de fondations</i>	5
<b>Figure 2</b>	<i>Fondation superficielle</i>	6
<b>Figure 3</b>	<i>les semelles filantes (ou continues).</i>	7
<b>Figure 4</b>	<i>les semelles isolées</i>	7
<b>Figure 5</b>	<i>semelles en radier.</i>	7
<b>Figure 6</b>	<i>Les types de charges sur les fondations</i>	9
<b>Figure 7</b>	<i>Chargement d'une semelle superficielle</i>	10
<b>Figure 8</b>	<i>Mécanisme de rupture théorique d'un sol homogène supportant une semelle filante</i>	11
<b>Figure 9</b>	<i>Mécanisme de rupture d'une semelle rigide adopté par Vesic (1968), Coduto (2001), Merifield (2005).</i>	12
<b>Figure 10</b>	<i>Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative <math>D_r</math> et <math>D_f</math> /<math>R</math>.(Vesic 1963 modifié par DeBeer 1970)</i>	13
<b>Figure 11</b>	<i>Déformation d'une fondation souple sous une charge de densité uniforme.</i>	14
<b>Figure 12</b>	<i>Distribution théorique de Boussinesq des contraintes sous une plaque rigide</i>	14
<b>Figure 13</b>	<i>Influence de la largeur de fondation sur les isocontraintes verticales</i>	16
<b>Figure 14</b>	<i>Contrainte due à une charge ponctuelle</i>	17
<b>Figure 15</b>	<i>Allure de distribution de contraintes sous une charge concentrée</i>	17
<b>Figure 16</b>	<i>Contrainte due à une charge linéaire</i>	18
<b>Figure 17</b>	<i>Contrainte due à une charge répartie sur surface</i>	18
<b>Figure 18</b>	<i>Charge uniforme sur une surface circulaire</i>	19
<b>Figure 19</b>	<i>La contrainte à la verticale d'un point quelconque</i>	20
<b>Figure 20</b>	<i>Charge uniforme verticale sur une bande de longueur infinie</i>	21
<b>Figure 21</b>	<i>Courbe de tassement pour une fondation superficielle</i>	21
<b>Figure 22</b>	<i>La contrainte effective en un point</i>	22
<b>Figure 23</b>	<i>Principe de calcul du tassement de consolidation</i>	24
<b>Figure 24</b>	<i>Méthode approchée pour le calcul de l'accroissement des contraintes.</i>	25
<b>Chapitre II : Méthodes de calcul de la capacité portante des sols</b>		
<b>Figure 1</b>	<i>Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux sous une</i>	27

	<i>fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R.Frank)</i>	
<b>Figure 2</b>	<i>Schéma de rupture d'une fondation superficielle</i>	28
<b>Figure 3</b>	<i>Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-φ »)</i>	28
<b>Figure 4</b>	<i>Valeurs de <math>N_c(\phi')</math>, <math>N_\gamma(\phi')</math> et <math>N_q(\phi')</math> recommandées par Terzaghi et Peck.</i>	30
<b>Figure 5</b>	<i>Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B.</i>	33
<b>Figure 6</b>	<i>Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée</i>	33
<b>Figure 7</b>	<i>Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée</i>	34
<b>Figure 8</b>	<i>Définition de la pression limite nette équivalente <math>P_{le}^*</math> et de la résistance de pointe équivalente</i>	37
<b>Figure 9</b>	<i>Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle</i>	38
<b>Figure 10</b>	<i>Variation de la capacité portante « <math>Q_i</math> » en fonction de la profondeur <math>D</math> dans un sol homogène</i>	39
<b>Figure 11</b>	<i>Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire</i>	40
<b>Figure 12</b>	<i>Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes</i>	41
<b>Figure 13</b>	<i>Coefficient minorateur pour une charge inclinée (fascicule 62-V, 1993).</i>	42
<b>Figure 14</b>	<i>Valeurs de <math>q_{ce}</math></i>	43
<b>Figure 15</b>	<i>Valeurs de <math>K_c</math></i>	44
<b>Figure 16</b>	<i>Graph chargement-tassement</i>	47
<b>Figure 17</b>	<i>Calcul de tassement par l'essai œdométrique</i>	48
<b>Figure 18</b>	<i>Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation</i>	51
<b>Figure 19</b>	<i>Abaque de la fonction <math>F(\sigma_v')</math></i>	53
<b>Figure 20</b>	<i>Diffusion des contraintes</i>	56
<b>Chapitre III : Outils numérique utilisés</b>		
<b>Figure 1</b>	<i>Histoire de PLAXIS</i>	61
<b>Figure 2</b>	<i>Module de base</i>	62
<b>Figure 3</b>	<i>Exemples de modèles</i>	64
<b>Figure 4</b>	<i>Présentation générale</i>	64
<b>Figure 5</b>	<i>Présentation Mode</i>	65
<b>Figure 6</b>	<i>Présentation Phasage</i>	65
<b>Figure 7</b>	<i>Fenêtre de modification</i>	66
<b>Figure 8</b>	<i>Fenêtre de Mode « Soil »</i>	67
<b>Figure 9</b>	<i>Exemples de stratigraphie créée à partir de « boreholes »</i>	67
<b>Figure 10</b>	<i>Choix du modèle de comportement des sols</i>	68

<b>Figure 11</b>	<i>Choix de type de comportement du sol (drainé ou non drainé)</i>	69
<b>Figure 12</b>	<i>Exemple de structures modélisées par plaxis 3D</i>	70
<b>Figure 13</b>	<i>Différentes charges existes dans plaxis 3D</i>	70
<b>Figure 14</b>	<i>Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique</i>	71
<b>Figure 15</b>	<i>Représentation du comportement élastique parfaitement plastique</i>	71
<b>Figure 16</b>	<i>Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage</i>	72
<b>Figure 17</b>	<i>Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage</i>	73
<b>Figure 18</b>	<i>Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour <math>c=0</math></i>	73
<b>Figure 19</b>	<i>Définition du module à 50 % de la rupture</i>	74
<b>Figure20</b>	<i>Relation contrainte/déformation et surface de charge (Schanz et al., 1999).</i>	76
<b>CHAPITRE IV : Analyse numerique tridimensionnelle del a capacite portante des fondations superficielles</b>		
<b>Figure 1</b>	<i>Présentation du cas étudie</i>	81
<b>Figure 2</b>	<i>Génération du maillage</i>	84
<b>Figure 3</b>	<i>Déformation de sable sans renforcement</i>	84
<b>Figure 4</b>	<i>Contrainte de sable sans renforcement</i>	85
<b>Figure 5</b>	<i>Variation de <math>c_p</math> de sable sans renforcement</i>	85
<b>Figure 6</b>	<i>Déformation de sol en couches de sable reconstitué</i>	86
<b>Figure 7</b>	<i>Contrainte de sol en couches de sable reconstitué</i>	87
<b>Figure 8</b>	<i>Variation de CP en fonction de l'épaisseur de la couche de sable reconstitué</i>	87
<b>Figure 9</b>	<i>Déformation de sol renforcé avec des nappes en géogrilles</i>	89
<b>Figure 10</b>	<i>Déformation de sol renforcé avec des nappes en géogrilles</i>	89
<b>Figure 11</b>	<i>Variation de CP en fonction des nappes en géogrilles</i>	90
<b>Figure 12</b>	<i>Déformation de sol sec</i>	91
<b>Figure 13</b>	<i>Déformation de sol saturé</i>	91
<b>Figure 14</b>	<i>Déformation de sol saturé</i>	92
<b>Figure 15</b>	<i>Contrainte de sol sec</i>	92
<b>Figure 16</b>	<i>Contrainte de sol saturé -02m</i>	93
<b>Figure 17</b>	<i>Contrainte de sol saturé</i>	93
<b>Figure 18</b>	<i>Variation de CP en fonction de la nappe phréatique</i>	94

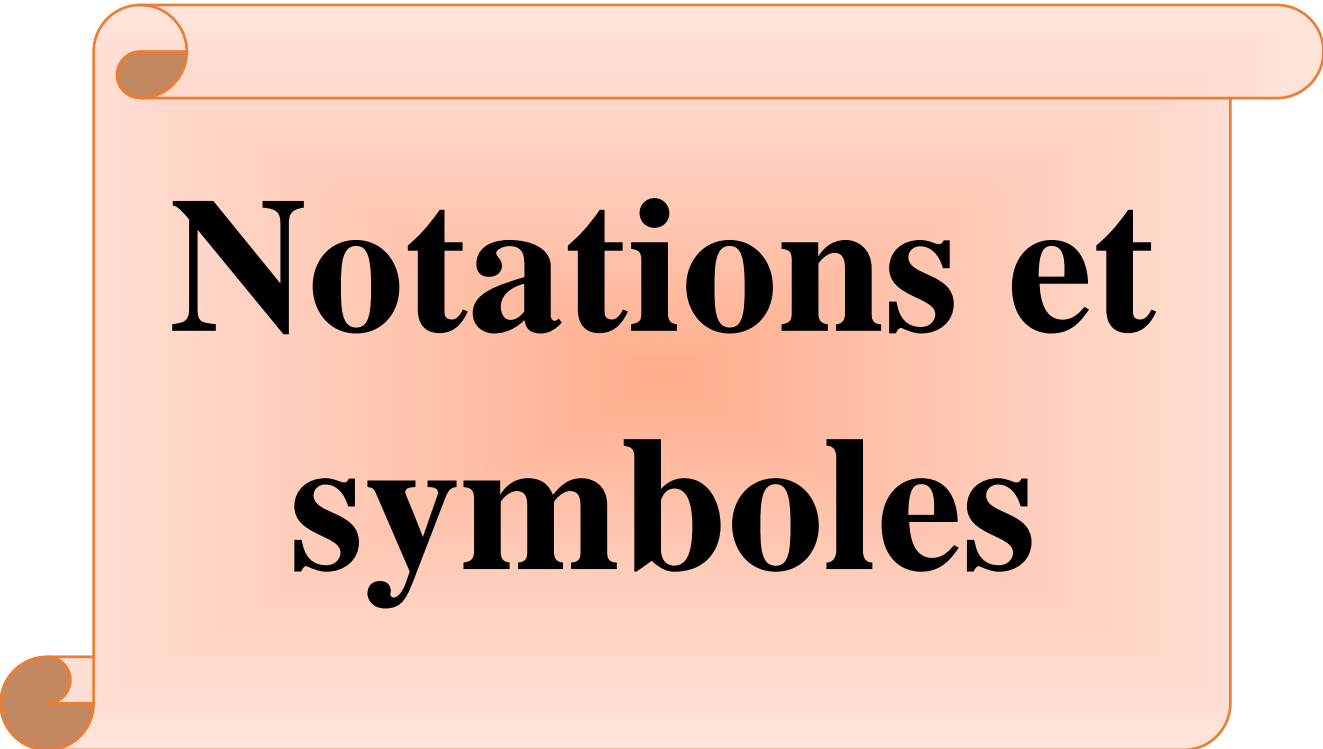


# **LISTE DES TABLEAUX**

# LISTE DES TABLEAUX

Page

<b>Chapitre II : Méthodes de calcul de la capacité portante des sols</b>		
<b>Tableau 1</b>	<i>Valeurs de <math>N_c(\varphi')</math>, <math>N_\gamma(\varphi')</math> et <math>N_q(\varphi')</math></i>	30
<b>Tableau 2</b>	<i>Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)</i>	31
<b>Tableau 3</b>	<i>Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994).</i>	31
<b>Tableau 4</b>	<i>Valeurs des coefficients de profondeur</i>	32
<b>Tableau 5</b>	<i>Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur <math>N_{cq}</math> (argiles) et <math>N_{\gamma q}</math> (sables) (D'après Meyerhof).</i>	33
<b>Tableau 6</b>	<i>Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)</i>	36
<b>Tableau 7</b>	<i>Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)</i>	40
<b>Tableau 8</b>	<i>Valeurs du terme <math>k \tan \delta</math> pour l'évaluation du frottement négatif</i>	46
<b>Tableau 9</b>	<i>Coefficients de forme</i>	51
<b>Tableau 10</b>	<i>Coefficient rhéologique <math>a</math></i>	51
<b>CHAPITRE IV : Analyse numérique tridimensionnelle de la capacité portante des fondations superficielles</b>		
<b>Tableau 1</b>	<i>Caractéristiques de sol de fondation</i>	81
<b>Tableau 2</b>	<i>variation de CP en fonction des couches de sable dance</i>	88
<b>Tableau 3</b>	<i>variation de CP en fonction des nappes en géogrilles</i>	90
<b>Tableau 4</b>	<i>variation de CP en fonction de la nappe phéariatique</i>	94



# **Notations et symboles**

## Liste des Abréviations

- $\sigma_h$  : Contrainte horizontale.  
 $\sigma_v$ : Contrainte verticale.  
 $\sigma_a$ : Contrainte de poussée.  
 $\sigma_p$ : Contrainte de butée.  
 $\sigma_1$  : Contrainte principale.  
 $\tau$ : Contrainte tangentielle.  
 $\gamma$ : Distorsion.  
 $\gamma$ : Poids volumique.  
 $K_0$  : Coefficient de pression de terre au repos.  
 $K_a$ : Coefficient de poussée.  
 $K_p$ : Coefficient de butée.  
 $K_q$ : Coefficient de pression due à la surcharge.  
 $K$ : Matrice de rigidité.  
 $R_0$  : Rapport de sur consolidation.  
 $C$ : La cohésion.  
 $\nu$ : Coefficient de poisson.  
 $E$ : Module d'Young.  
 $\varphi$ : Angle de frottement.  
 $\psi$ : Angle de dilatance.  
 $\delta$ : Angle de frottement sol - Mur.  
 $\theta$ : Angle de rupture.  
 $\lambda$ : Angle du parement incliné.  
 $\beta$ : l'inclinaison du remblai d'arrière le mur.  
 $e$ : Excentricité.  
 $F_a$ : Force de poussée.  
 $F_p$ : Force de butée.  
 $q$ : Surcharge uniformément répartie.  
 $F_r$ : Coefficient de sécurité au renversement.  
 $F_g$ : Coefficient de sécurité au glissement.  
 $R_p$ : Résistance à la pointe.  
 $q_s$ : Frottement latérale unitaire.  
 $\mu$  : Coefficient de frottement réel.  
 $\tau^*$  : Frottement limite.  
 $U^*$  : Déplacement relative.  
 $f_\varphi$ : Coefficient de frottement.

$W_n$ : Teneur en eau naturelle.

$S_r$ : Degré de saturation.

$W_l$ : Teneur en eau de liquidité.

$W_p$ : Teneur en eau de plasticité.

$I_p$ : Indice de plasticité.

$\gamma_d$ : Densité sèche.

$\gamma_h$  : Densité humide.

$EI$ : Rigidité de flexion.

$S_v$ : Espacement vertical.

$L$ : Longueur de géogridde.

$U$ : Déplacement total.

$U_h$  : Déplacement horizontal.

$F_s$ : Coefficient de sécurité.



# **Introduction générale**

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

La réalisation d'une fondation pour une construction est le problème de géotechnique le plus ancienne et le plus courant rencontré. L'étude et la réalisation de travaux de fondation sont d'une importance primordiale dans tout genre d'ouvrages, elles jouent le rôle de liaisons entre la structure et le sol, notamment l'estimation de la force portante des fondations. On appelle pression admissible la pression ou contraintes maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et risque de rupture du sol.

Les techniques de renforcement utilisées pour l'amélioration des sols ont été largement développées au cours des dernières décennies, en particulier celles appliquées dans la construction de murs en terre renforcée, de pentes renforcées, de remblais sur sols mous et de sols de fondation.

L'utilisation de divers renforcements fournira une contrainte de cisaillement supplémentaire dans la masse du sol à travers la force de traction dans le renforcement, ce qui augmentera la résistance de la masse de sol renforcé, et donc réduira par la suite les déformations horizontales en augmentant la stabilité globale de la structure.

Récemment, les géosynthétiques utilisés pour renforcer le sol et stabiliser les structures en terre telles que les décharges, les ouvrages routiers, les pentes raides et les murs de soutènement sont devenus courants dans les projets d'ingénierie géotechnique en raison des avantages tels que la réduction des coûts et du temps de construction, l'augmentation de l'espace utilisable, l'apparence attrayante et la performance satisfaisante.

Le présent travail a pour objectif de présenter quelques théories utilisées pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles, par la suite des études numériques au moyen d'analyse en éléments finis sont effectuées, à l'aide du code PLAXIS 3D pour étudier l'influence de méthode de renforcement du sol sur l'amélioration de la capacité portante.

Nous avons organisé ce mémoire en quatre chapitres:

Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique sur les fondations superficielles, leur fonctionnement ainsi que les différents mécanismes de rupture.

Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes développées pour calculer la capacité portante des fondations superficielles, qui dépend de plusieurs paramètres comme les types de chargement, la morphologie des terrains, la forme des fondations...etc.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation de l'ensemble de fonctionnalités de l'outil de simulation numérique PLAXIS 3D (version 2013) nécessaires pour l'estimation numérique de la capacité portante des fondations. En suite on va présenter les lois de comportements utilisées par le code PLAXIS 3D.

Le quatrième chapitre de ce mémoire a été consacré à l'établissement d'un modèle numérique de référence avec le logiciel Plaxis3D d'une fondation carrée reposant sur un sable lâche de faible portance. Dans la deuxième partie de ce chapitre une étude paramétrique basée sur les paramètres de référence a été faite pour étudier l'influence de la méthode de renforcement du sol sur l'amélioration de la capacité portante.

Les résultats obtenus sont présentés et analysés dans ce chapitre.

# **Chapitre I**

## **Généralités sur les fondations**

## I.1. Introduction

Tous les ouvrages, quel que soit leurs natures, utilisent le sol comme un organe de support. Pour que les sols résistent mieux aux charges apportées par les structures, les constructeurs et les projeteurs ont admis la nécessité d'établir des fondations capables de distribuer ces charges à travers le sol dans des bonnes conditions. Fonder une construction est une des plus anciennes activités géotechnique du bâtiment et des travaux publics, et le problème le plus courant de Génie Civil à nos jours.

A travers les âges, on a construit des édifices importants et certains de ces ouvrages sont restés en service pendant des siècles. Il était par la suite inévitable que les travaux de terrassement et de fondations se soient développés, pour l'essentiel, comme un art s'appuyant sur des pratiques et des usages issus des expériences satisfaisantes.

Pendant les soixante dernières années, des développements considérables ont été accomplis dans le domaine des investigations et dans l'appréciation de la validité des théories sur le comportement des sols. Les méthodes d'études et de construction ont subi des progrès significatifs, bien que l'expérience demeure toujours le critère essentiel, les méthodes rationnelles d'étude ont largement remplacées les règles empiriques.

Dans son sens le plus strict, une fondation est l'élément qui sert de support à l'ouvrage et les charges de service. Elle comprend la couche superficielle de l'écorce terrestre et la partie de l'édifice destinée à reporter les efforts sur le sol. Une fondation représentent un enjeu fondamental d'une construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements.

Selon la nature du sol ou de la roche à supporter les structures, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation permet de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de solsituées à une profondeur variante de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

## I.2 Différents types de fondations

Selon la capacité du sol ou de la roche à supporter les structures telles que bâtiments, usines, barrages et ponts, on distingue deux (02) types de fondations suivant le mode de transmission des charges des constructions aux couches de sol sous-jacentes :

- Fondations superficielles
- Fondations profondes

Les fondations superficielles sont, par définition, des fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastrées.

Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les Chapitre 1 couches superficielles et peu profondes. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent, quant à superficielles qu'elles traversent.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve un autre type de fondations appelé fondations semi courts.

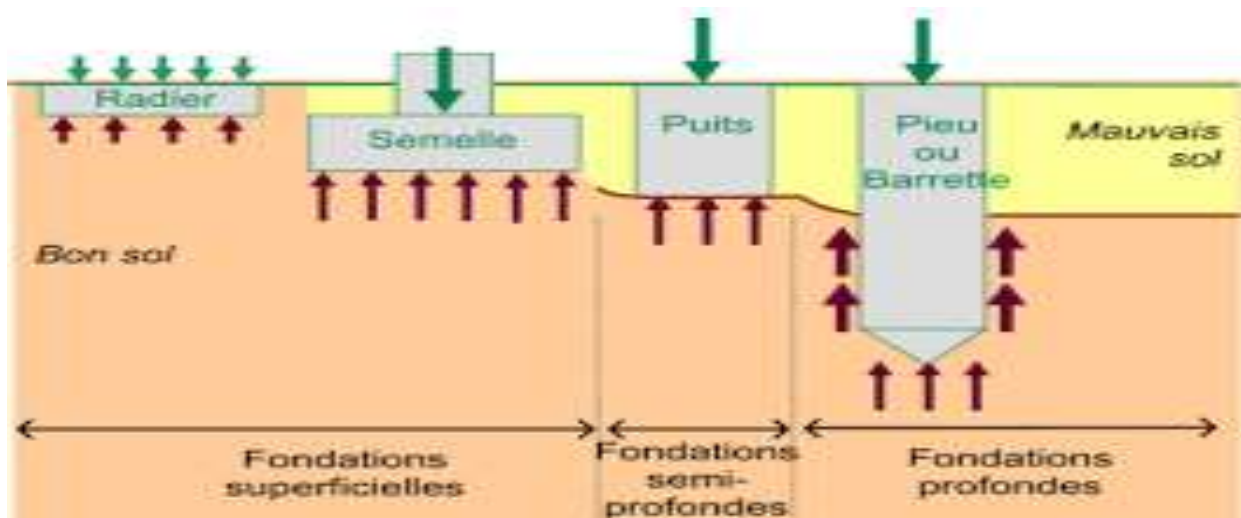


Figure I.1: Types de fondations

## I.3. Fondation superficielle

Une fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui est faiblement encastrée (Figure I.2). Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches peu profondes.

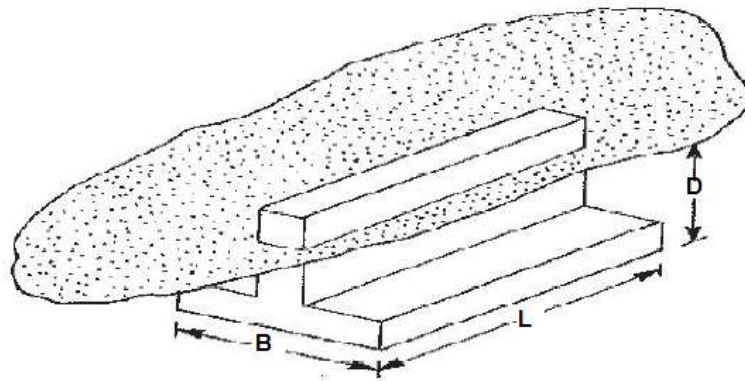


Figure I.2 : Fondation superficielle.

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont:

- B, la largeur de la fondation ;
- L, la longueur de la fondation ;
- D, l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.

On considère une fondation comme superficielle quand la profondeur d'encastrement D par rapport à la surface superficielle du terrain n'excède pas quatre à cinq fois la largeur B (ou B le plus petit côté) du massif de la fondation (Figure I.2).

$\frac{D}{B} \rightarrow < 4$  Fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers)

$4 \leq \frac{D}{B} < 10$  Fondation semi- profondes (puits)

$\frac{D}{B} \rightarrow > 10$  Fondation profondes (pieux)

### I.3.1.Principaux types de fondations superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles : les semelles isolées, les semelles filantes, et les radiers ou dallages, sont la solution idéale pour les fondations superficielles.

- **Semelle filante:** de longueur L importante devant la largeur B ( $L/B > 5$ ) ;

Les semelles filantes (continues) peuvent être employées si :

- Colonnes trop rapprochées
- Capacité de portance du sol est variable
- Avantage : éviter le tassement différentiel

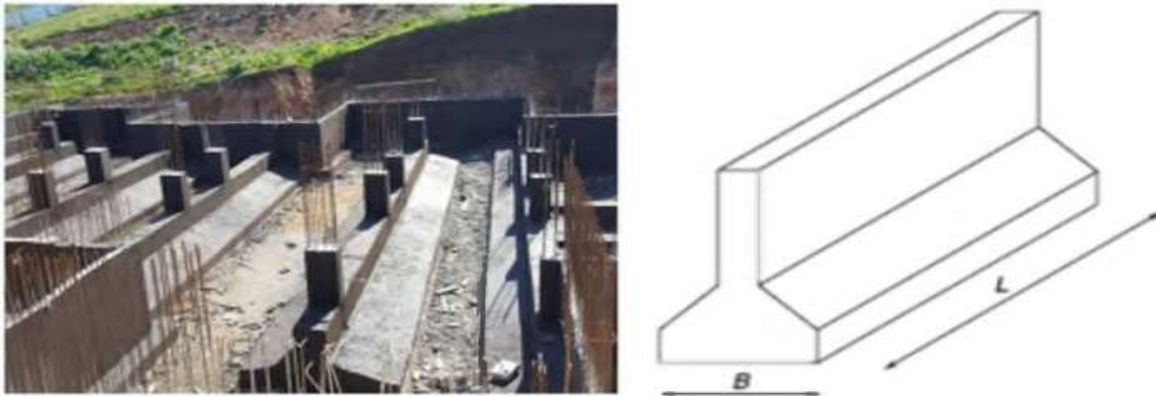


Figure 1.3 : les semelles filantes (ou continues).

- **Semelle isolée** : si la fondation supporte un poteau ,dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux modestes ; entre autres les semelles carrées ( $L/B = 1$ ) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;

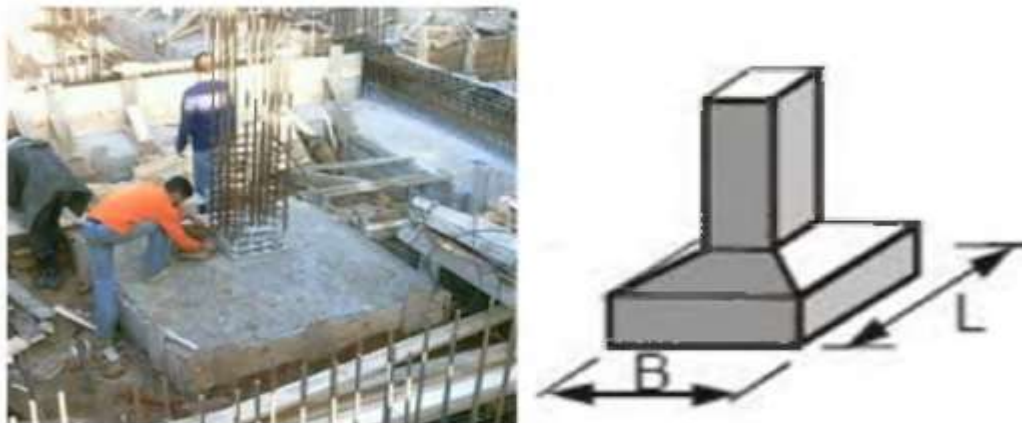


Figure 1.4 : les semelles isolées.

- **Radier général**: si la fondation correspond à la surface totale du bâtiment, de dimensions B et L importantes.

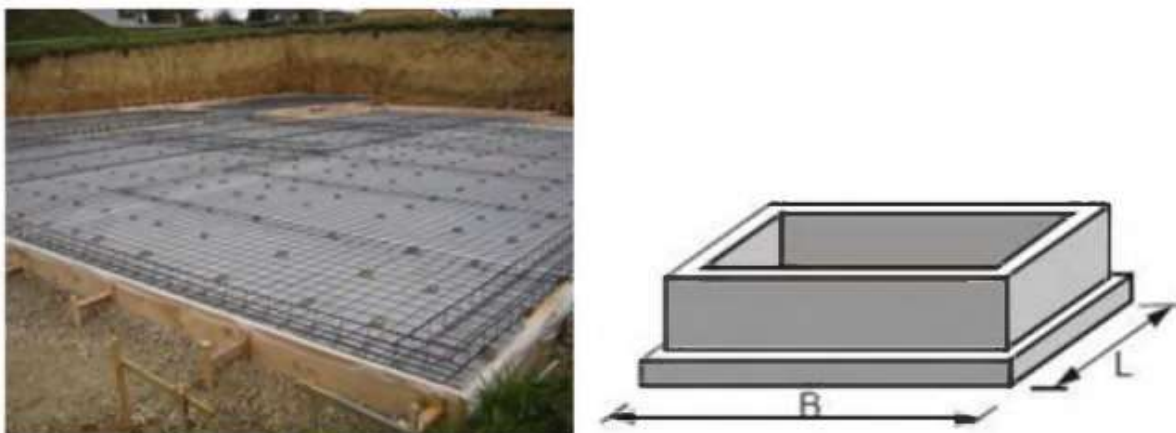


Figure 1.5 : semelles en radier.

On cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante du point de vue technique ou économique, une solution en fondation profonde sera envisageable.

#### **I.4.Choix Du Type De Fondation**

Le choix du type de fondation la plus appropriée est gouverné par certains facteurs importants tels que :

- ✓ La nature de la structure
- ✓ Les charges appliquées par la structure
- ✓ Les caractéristiques du sol sous la fondation
- ✓ Les coûts des fondations

Cependant, afin de décider sur le type de fondation à utiliser, on doit 'abord explorer les couches de sol concernées, évaluer minutieusement les caractéristiques du sol sous la construction, puis évaluer par la suite la charge admissible que peut supporter le terrain. C'est à ce moment-là qu'on peut se prononcer sur le type de fondation, superficielle ou profonde, à utiliser

#### **I.5 Types de charges sur les fondations**

- 1- Forces normales
- 2- Forces de cisaillement
- 3- Moments
- 4- Torsion

La figure I.6 montre les types de charges sur les fondations.

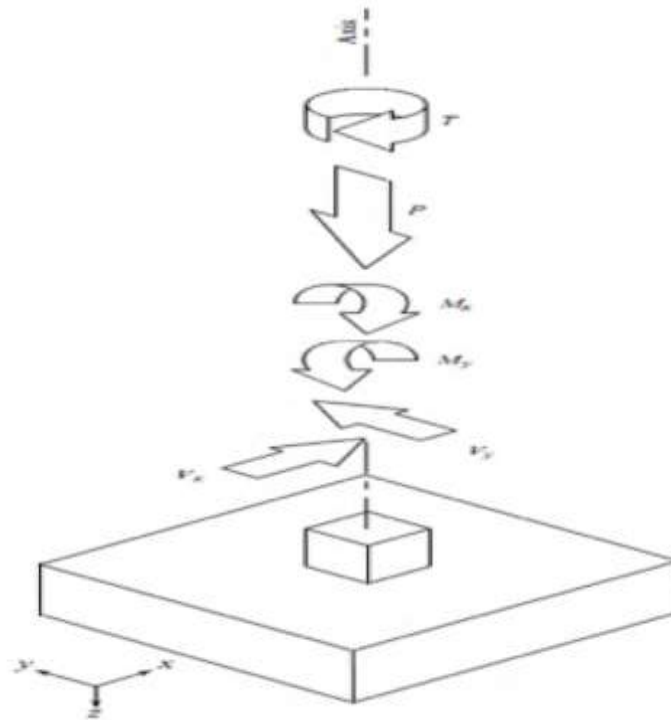


Figure I.6 : Les types de charges sur les fondations

## I.6.Sources de charges sur les fondations

- 1- Charges Permanentes
- 2- Charges de neige
- 3- Pression de la terre
- 4- Pression de l'eau (fluide)
- 5- Charges du vent
- 6- Charges dues au séisme
- 7- Charges d'impact
- 8- Charges induites par la température
- 9- Charges Flux /glace
- 10- Centrifuge / freinage
- 11- Charges de cisaillement

## I.7.Facteurs de choix du type de fondation

1. La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment industriel, bâtiment, d'habitation,

2. La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
3. Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer, ...
4. La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, ...
5. Le type d'entreprise : matériel disponibles compétences,...
6. Le cout des fondations : facteur important non décisif

## I.8. Fonctionnement des fondations superficielles

### I.8.1. Comportement d'une semelle chargée

Les tassements qui vont se produire sous une semelle superficielle sont en fonction de l'intensité de la charge appliquée et qui ont en général l'allure de la courbe illustrée sur de la Figure (I.7).

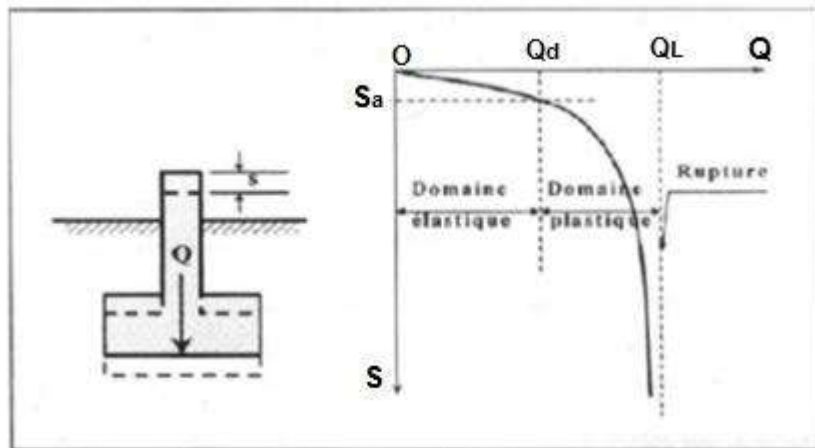


Figure I.7 : Chargement d'une semelle superficielle.

$Q_L$  : est la charge limite de la semelle : c'est la charge maximale que peut supporter au moment de rupture. Comme cette valeur n'est pas très bien définie, on considère souvent que

$Q_L$  est la charge correspondant à un certain enfoncement dans le sol.

La contrainte de rupture ou limite de la semelle est donnée par l'expression :

$$q_L = \frac{Q_L}{A} \quad (I.1)$$

La contrainte admissible  $q_a$ , c'est la valeur de cette contrainte qui permettra au bureau d'étude de dimensionner les fondations avec une marge de sécurité. On constate sur la Figure(I.4) que  $q_a$  devra dépendre de deux conditions :

- Un critère de rupture  $q_a = q_L/FS$

Avec  $F_s$  : coefficient de sécurité généralement pris égale à 3.

La contrainte admissible devra, être telle que tout risque de rupture est évité.

- Un critère de déformabilité : la condition précédente étant supposée remplie et la semelle chargée de telle sorte que la contrainte admissible transmise au sol  $q_a$ , cette semelle tassera de la valeur  $S_a$  (Figure I.7).

Il conviendra d'assurer que le tassement est compatible avec le comportement de l'ouvrage. La valeur du tassement admissible dépend donc directement du type de l'ouvrage, elle peut varier de l'ordre de millimètre (antennes spatiales) à l'ordre d'un mètre (réservoirs de pétrole de très grands diamètres).

### I.8.2. Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

Les résultats d'essais sur des semelles rigides (Vesic 1963) montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol (Figure I.8).

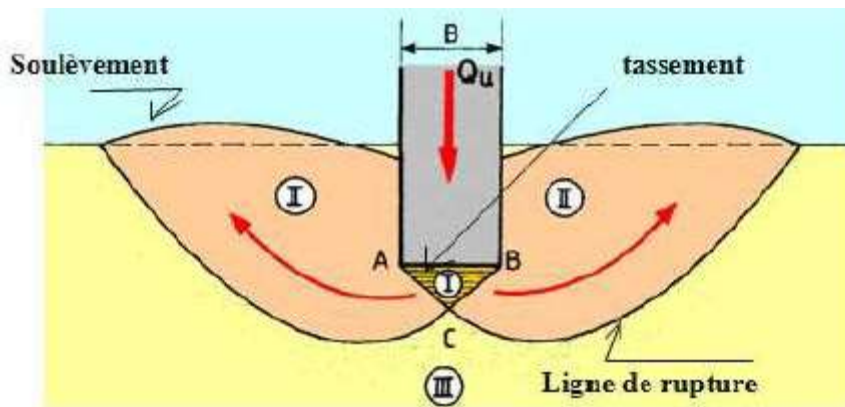


Figure I.8: Mécanisme de rupture théorique d'un sol homogène supportant une semelle filante.

- ❖ **Un mécanisme général** : caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement qui se propagent jusqu'à la surface de sol. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants (Figure I.9-a). Dans le sol, on constate trois zones de perturbation :

- **Zone I** : Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. Le sol de cette zone est dans un état surabondant ;

- **Zone II** : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Les déplacements et les efforts de cisaillement sont importants, donc la rupture est généralisée;
- **Zone III** : Les zones externes sont peu perturbées et ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne les mettent pas en rupture.

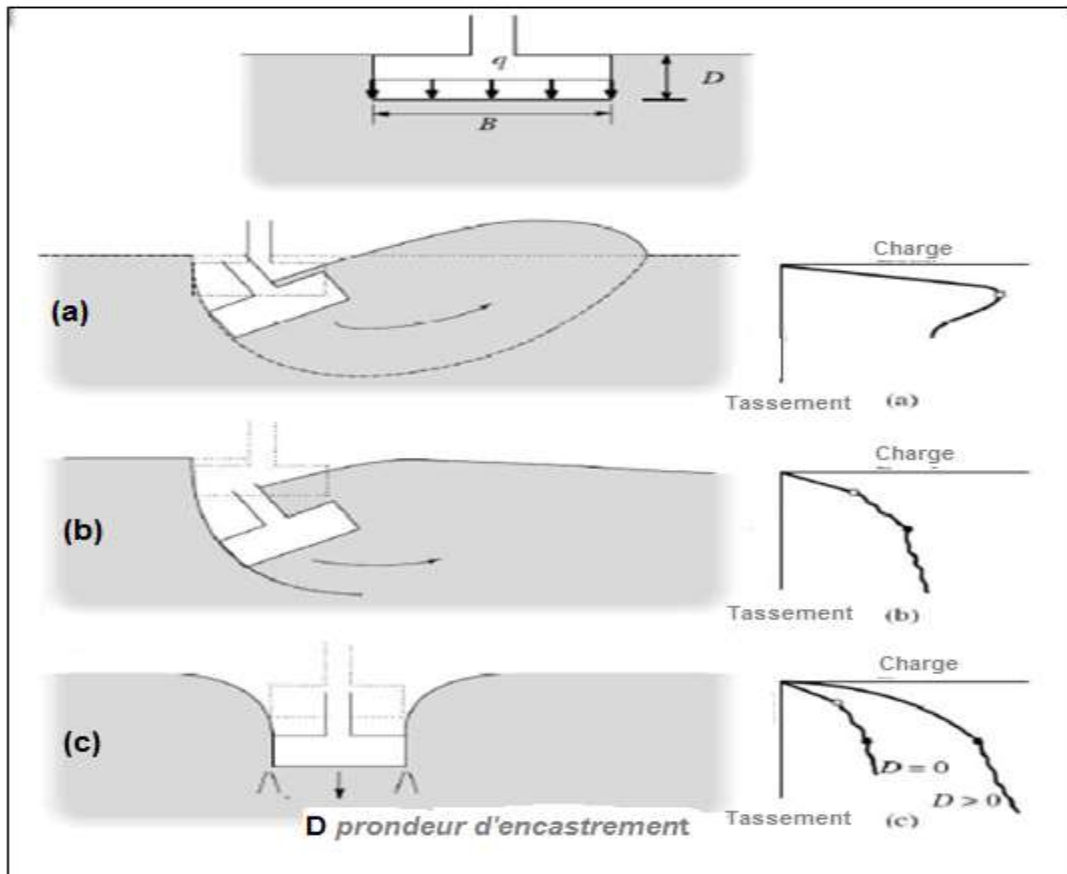


Figure I.9: Mécanisme de rupture d'une semelle rigide adopté par Vesic (1968), Coduto (2001), Merifield (2005).

- ❖ Un mécanisme de cisaillement localisé : qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables lâches (Figure I.9-b).
- ❖ Un mécanisme de rupture par poinçonnement : La fondation pénètre verticalement dans le massif, sans perturber le sol adjacent à la fondation (Figure I.9-c).

Pour les sols cohérents et saturés, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent

supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées).

Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (des enchevêtrements ou compaction des grains selon les niveaux de contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus.

Vesic (1973) a proposé une distribution du mécanisme de rupture suivant la densité du sol et le rayon hydraulique comme il est indiqué sur la Figure I.6. La nature de la rupture du sol sous charge ultime est une fonction de plusieurs facteurs tels que la résistance et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement ( $D_f$ ) par rapport à la largeur de la fondation  $B$ , et le rapport largeur - longueur ( $B/L$ ) de la fondation. Cela a été expliqué clairement par Vesic (1973), qui a mené plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. La conclusion de ses résultats est montrée dans la Figure (I.7) Dans cette figure  $D_r$  est la densité relative du sable, et  $R$  le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit :  $R = A / P_r$

Où :  $A$  : Surface de la fondation =  $B.L$   $P_r$  : Périmètre de la fondation =  $2.(B+L)$ .

On remarque, pour  $D_f / R > 18$  la rupture par poinçonnement se manifeste quelle que soit la valeur de la densité relative du sable.

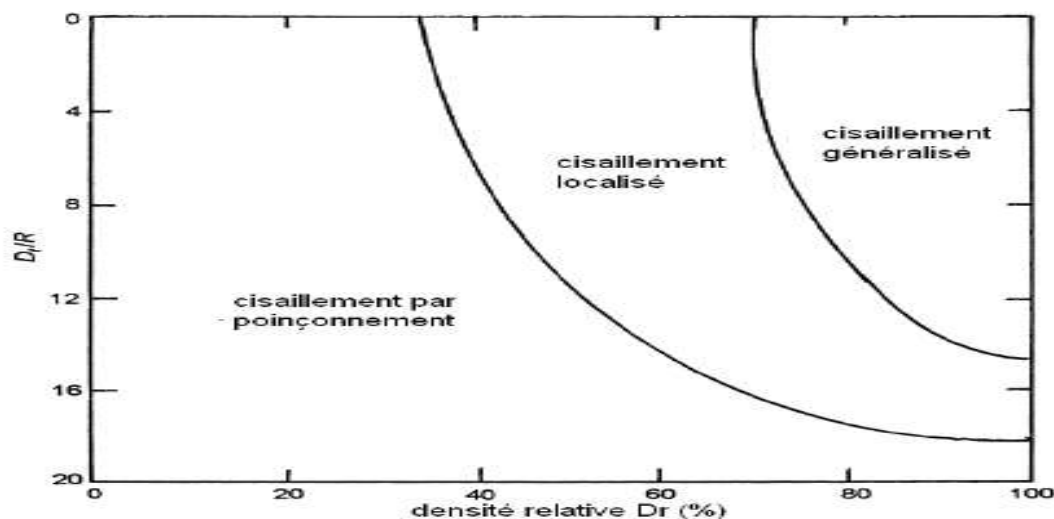


Figure I.10 : Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative  $D_r$  et  $D_f/R$ .  
(Vesic 1963 modifié par DeBeer 1970)

## I.9. Distribution des contraintes sous une fondation

Lorsqu'on exerce sur une plaque circulaire, posée sur le sol, une charge uniforme, la distribution des contraintes sous la plaque dépend de sa rigidité.

### I.9.1. Cas d'une semelle souple

Si la plaque est très souple elle peut suivre toutes les déformations du terrain, la pression de contact sera distribuée uniformément, mais le tassement sera inégalement réparti (Figure I.11).

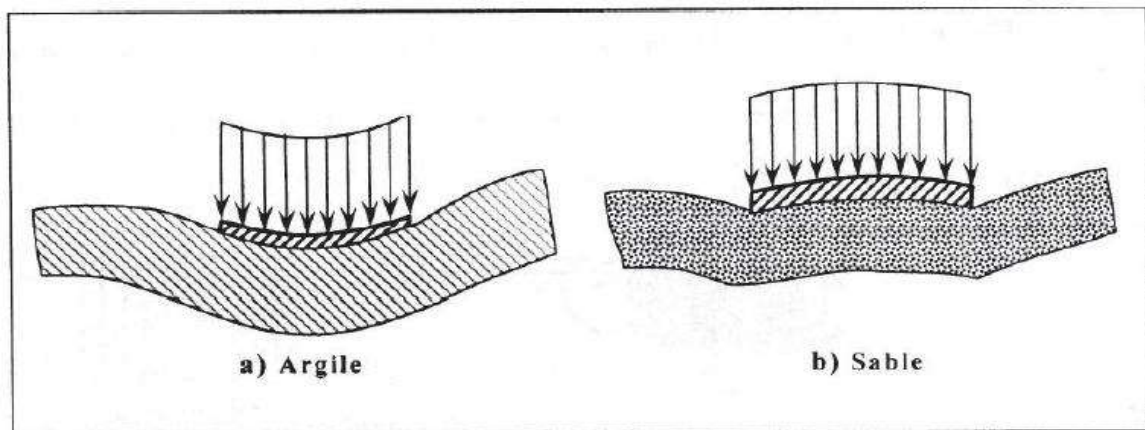


Figure I.11: Déformation d'une fondation souple sous une charge de densité uniforme.

### I.9.2. Cas d'une semelle rigide

Si la plaque est infiniment rigide le tassement est uniforme, mais la pression de contact sera non uniforme. Dans le cas d'un sol idéal parfaitement élastique Boussinesq a déterminé la répartition théorique de cette pression (Figure I.12). Au centre de la plaque la pression de contact est égale à la moitié de la pression moyenne,  $\sigma = Q/\pi R^2$ , puis elle croît lentement, et vers les bords, elle tend vers l'infini. Pour les sols réels, il ne peut pas être ainsi, on observe des répartitions d'allure différente suivant que le sol soit cohérent ou pulvérulent.

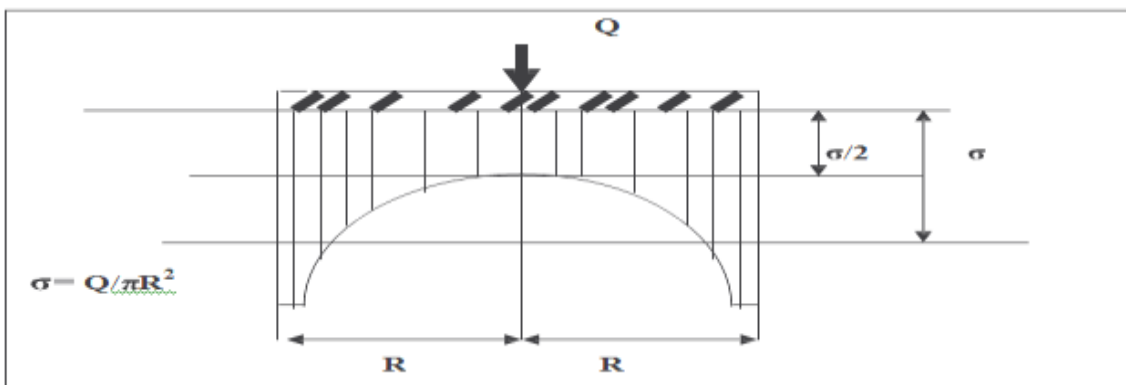


Figure I.12: Distribution théorique de Boussinesq des contraintes sous une plaque rigide.

### **I.9.3. Effet de la nature de sol sur la distribution de pression de contact**

#### **A) Cas des sols cohérents**

Dans le cas d'un sol cohérent (argile, limon, sable à faible perméabilité), l'application d'une charge entraîne l'apparition des surpressions interstitielles qui se dissipent lentement. Il faut donc étudier le comportement du massif à court terme et à long terme : les conditions les plus défavorables sont souvent rencontrées à court terme. L'existence de la cohésion permet au sol de résister, pour une certaine gamme de contrainte, à la plastification due à la pénétration de la fondation, notamment aux bords de celle-ci. La contrainte verticale au contact sol fondation à court terme a une allure parabolique proche de la solution de Boussinesq, bornée par la résistance du sol.

#### **B) Cas des sols pulvérulents**

Dans le cas d'un sol pulvérulent (sable à forte perméabilité, gravier), le module d'Young croît avec la pression de confinement, la contrainte verticale près des bords de la fondation est donc petite car le confinement est faible et la résistance au cisaillement est due uniquement au frottement interne (la cohésion est nulle). En revanche, au centre de la fondation, la contrainte verticale au contact est maximale car le confinement est important. Une distribution non linéaire est alors observée.

#### **Notion Bien**

*Dans la réalité, la fondation est plus au moins flexible ou elle peut se trouver dans un cas intermédiaire. La distribution de pression de contact n'est pas uniforme, mais elle n'a pas non plus une allure aussi marquée que dans le cas d'une fondation très rigide.*

*La répartition observée s'adapte à la fois aux caractéristiques de la fondation et du terrain pour que les déplacements verticales de l'une soient identiques aux tassements de l'autre. C'est cette interaction du sol et de la fondation qui rend l'étude de la pression de contact si difficile.*

### **I.9.4. Influence de la largeur de la fondation**

La largeur de la fondation a également une influence sur la distribution des contraintes dans le sol. En effet, plus la fondation est large, plus le sol est sollicité en profondeur pour une même charge appliquée. La Figure (I.13) met en évidence ce phénomène en présentant la même iso contraintes verticales dans le sol pour des fondations ne différent que par leurs

largeurs  $B$ . Il apparaît ainsi important de bien connaître les différentes couches, constituant le terrain, qui vont être atteinte par les contraintes apportées par la structure envisagée.

Toutefois, il est admis qu'au-delà d'une profondeur comprise entre  $B$  et  $2.5B$  la nature du sol n'a pratiquement plus d'influence sur le comportement de la fondation (Mesta .P & Prat M(1999)).

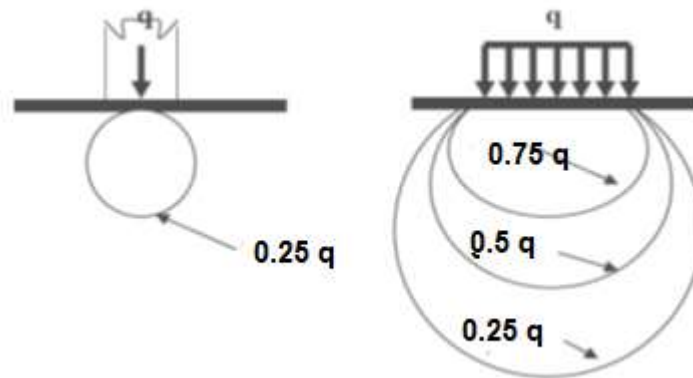


Figure I.13: Influence de la largeur de fondation sur les isocontraintes verticales.

## I.10. Détermination des contraintes dues à une surcharge (Problème de Boussinesq)

Pour déterminer les contraintes dues à une surcharge, on fait couramment l'hypothèse d'un sol élastique homogène et isotrope. C'est une hypothèse admissible pour la détermination de la composante verticale des contraintes dans le sol. Les calculs de supplément de contrainte pour un milieu non pesant élastique ont été établis par Boussinesq.

### I.10.1. Charge ponctuelle

Considérons un milieu élastique, non pesant, homogène et isotrope, limité à sa partie supérieure par un plan horizontal illimité et soumis à l'action d'une force verticale isolée  $P$ , (Figure I.14). Boussinesq a montré que la contrainte qui s'exerce sur une facette horizontale, centrée en  $M$ , a pour direction  $OM$ , ( $O$ : point d'application de la force  $P$ ), et que la composante normale à la facette a pour expression.

$$\Delta\sigma_z = \frac{3\rho}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^2} \cdot \cos^5\theta = \frac{3\rho}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^2} \cdot \left(\frac{z}{\rho}\right)^5$$

( $\rho=OM$ )

$$\cos\theta = \frac{z}{\rho} \text{ avec } \rho = \sqrt{r^2 + z^2}$$

$$\Delta\sigma_\sigma = \frac{3\rho}{2\pi z^2} \cdot \frac{z^5}{(r^2+z^2)^{5/2}} \text{ soit } \Delta\sigma_z = \frac{\rho}{z^2} N_B$$

Avec  $N_B = f\left(\frac{r}{z}\right) = \frac{3/2\pi}{\left(1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right)^{5/2}}$

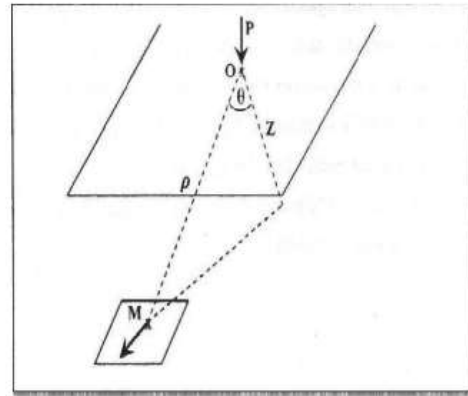


Figure I.14: Contrainte due à une charge ponctuelle.

On remarque que  $\Delta\sigma_z$  est indépendante des paramètres élastiques, module d'Young E et coefficient de poisson  $\nu$ .

Les Figures (I.15) montrent les distributions de contraintes verticales suivant un plan horizontal et les bulbes de pressions à valeurs égales. On remarque que la contrainte est dissipée sous forme d'une courbe en cloche, au fur et à mesure que la profondeur augmente la courbe s'aplatit, on parle du phénomène de dissipation des contraintes. Pour simplifier on fait l'approximation en assimilant la courbe en cloche à une répartition uniforme de charge.

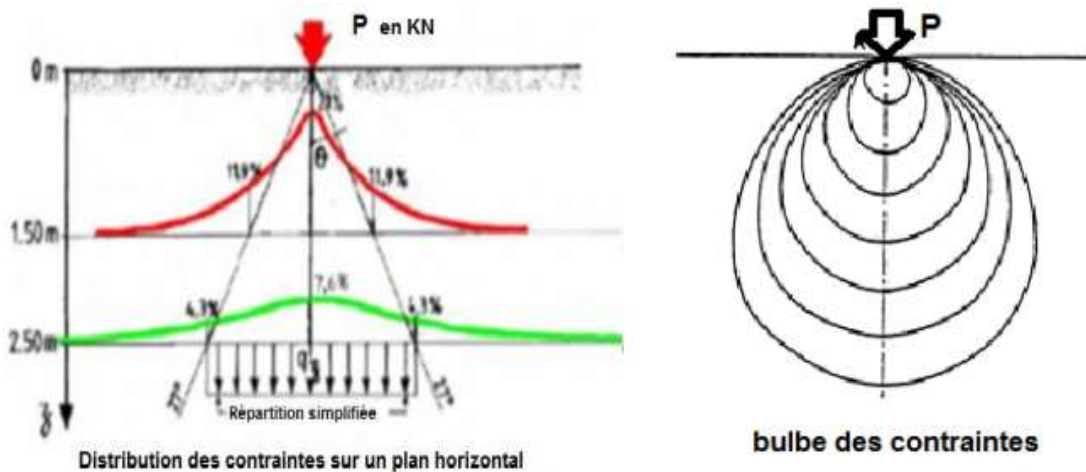


Figure I.15 : Allure de distribution de contraintes sous une charge concentrée.

### I.10.2. Charge linéaire uniformément répartie sur une longueur infinie

La solution est donnée par Flamant (Figure I.16), par intégration l'expression de Boussinesq  $\Delta\sigma_z = \frac{2Q}{\pi\rho} \cos^3\theta$  avec  $\cos\theta = \frac{z}{\rho}$  et  $\rho = \sqrt{r^2 + z^2}$  remplaçant on aura:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2Q}{\pi\sqrt{r^2+z^2}} \left( \frac{z}{\sqrt{r^2+z^2}} \right)^3 = \frac{Q}{z} \frac{2/\pi}{(1+(r/z)^2)^{3/2}}$$

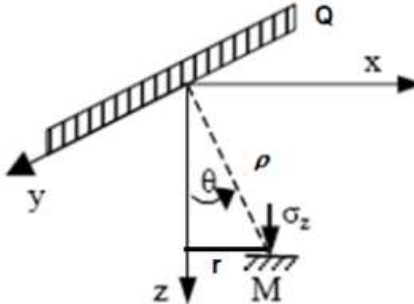
$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{z} \cdot N_2 \quad N_2 = \frac{2/\pi}{(1+(r/z)^2)^2}$$


Figure I.16: Contrainte due à une charge linéaire.

### I.10.3. Charge uniformément répartie sur une surface

Afin de calculer la contrainte due à la surcharge on va utiliser la formule de Boussinesq présentée, en effet sur une superficie infinitésimale  $dS$  chargée par la contrainte  $q$ , on assimile la résultante appliquée sur cette surface à une charge ponctuelle de valeur  $(q \times dS)$  appliquée au centre de gravité de la surface  $dS$ .

La force élémentaire  $dF = q \cdot dS$  provoque à la profondeur  $z$  et à la distance  $r$ , une contrainte  $(\Delta\sigma_z)$ . On intègre l'expression la formule de Boussinesq pour avoir la contrainte  $\Delta\sigma_z$  due à charge totale soit :

$$d(\Delta\sigma_z) = \frac{3qds}{2\pi} \frac{1}{Z^2} \cos^5\theta \tag{I.2}$$

$$\Delta\sigma_z = \int d(\Delta\sigma) \quad \text{d'où} \tag{I.3}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{3}{2\pi Z^2} \iint_S \cos^5\theta ds \tag{I.4}$$

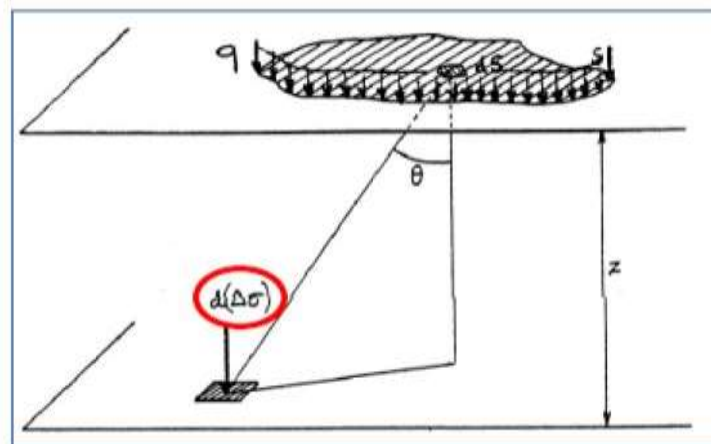


Figure I.17: Contrainte due à une charge répartie sur surface

$$\Delta\sigma_z = 3. ds. q. z^3 / (2\pi. (r^2 + z^2)^{5/2}) \quad (I.5)$$

Pour avoir la contrainte due à l'ensemble de la répartition il suffira de procéder à l'intégration sur l'ensemble de la surface chargée.

Pour faciliter le calcul des contraintes dues à l'application de charges uniformément réparties, des abaques ont été établies, ainsi en sachant la profondeur à laquelle on veut calculer la contrainte due aux surcharges, et les caractéristiques de la surface de chargement on peut calculer la contrainte due aux surcharges selon la formule :

$$\Delta\sigma_z = q. \sum I \quad (I.6)$$

$\Delta\sigma_z$  : contrainte sur une facette horizontale

q : charge verticale uniformément répartie

I : coefficients d'influences (<1), qui dépend de rapport a/z et b/z

z: La profondeur de points

### I.10.3.1. Charge uniformément répartie sur une surface circulaire

Pour une surface circulaire de rayon R, chargée uniformément par une contrainte q, comme c'est montré dans la Figure (I.18), la contrainte dans l'axe de la surcharge est égale à :

$$\Delta\sigma_z = q. I \quad (I.7)$$

$$I = 1 - \left[ \frac{1}{1 + \left(\frac{R}{z}\right)^2} \right]^{3/2} \quad (I.8)$$

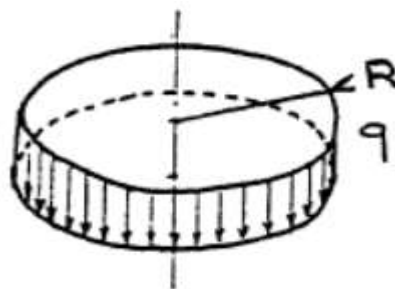


Figure I.18: Charge uniforme sur une surface circulaire

### I.10.3.2. Charge uniformément répartie sur une surface rectangulaire

L'abaque de *Steinbrenner* (Figure I.19) permet de calculer  $\Delta\sigma_z$  s'exerçant sur une facette horizontale à la profondeur  $z$  sous un coin de l'aire.

$$\Delta\sigma_z = q \cdot \sum I., I(m, n) \quad (I.9)$$

Pour une semelle de longueur  $L$  et de largeur  $B$ , l'abaque donne  $I$  en fonction de  $m = L/z$  pour différentes valeurs de  $n = B/z$ . ( $L$  et  $B$  sont interchangeable).

#### Généralisation :

La contrainte à la verticale d'un point quelconque  $A$  s'obtient en définissant, à partir d'un rectangle effectivement chargé et du point considéré, quatre rectangles ayant chacun un coin à la verticale du point  $A$ . Le coefficient d'influence total, à la verticale de  $A$ , est obtenu par application du principe de superposition en faisant la somme algébrique des coefficients d'influence de chacun des rectangles.

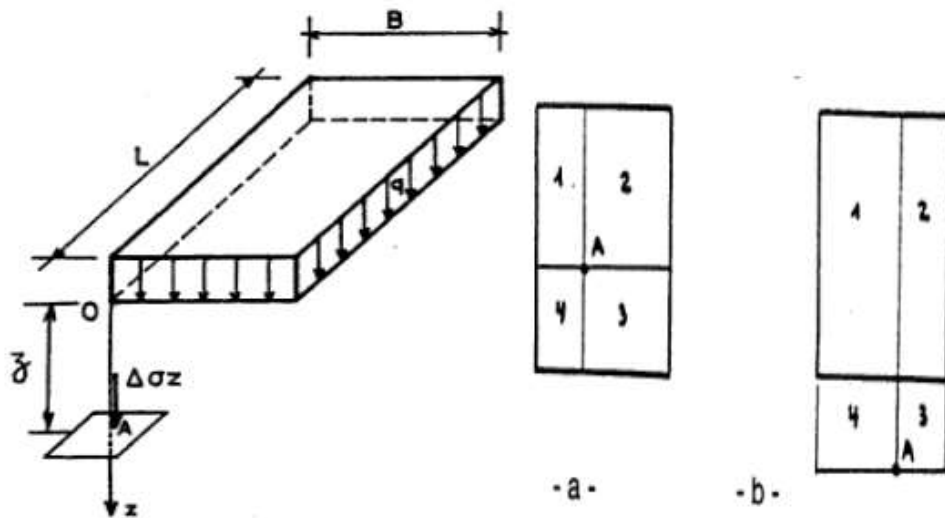


Figure I.19 : La contrainte à la verticale d'un point quelconque

- La verticale passant par  $A$  traverse la zone chargée (figure : I.20.a) :

$$I = I_1 + I_2 + I_3 + I_4 \quad (I.10)$$

- La verticale passant par  $A$  ne traverse pas la zone chargée (figure : I.20.b):

$$I = I_1 + I_2 - I_3 - I_4 \quad (I.11)$$

### I.10.3.3. Charge uniforme verticale sur une bande de longueur infinie

Pour une semelle filante ou un remblai de la largeur  $2b$

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\pi} (\alpha + \sin \alpha \cdot \cos \cos(\alpha + 2\delta)) \quad (I.12)$$

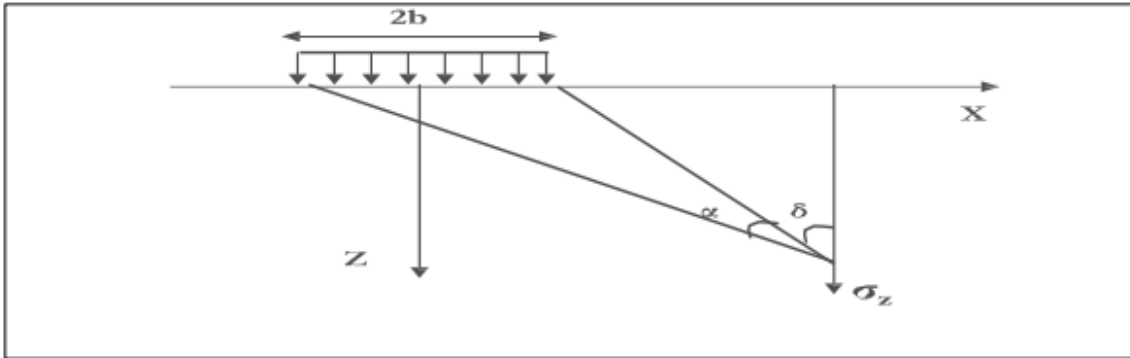


Figure I.20: Charge uniforme verticale sur une bande de longueur infinie

### I.11. Estimation de tassement

L'application des charges sur un sol provoque des déformations. La plupart des surcharges appliquées à un terrain sont verticales et les déplacements les plus importants sont des déplacements vers le bas. Ces déplacements sont appelés « tassements » ils peuvent avoir des conséquences non négligeables sur la stabilité des structures supportées par le sol, (Figure I.21).

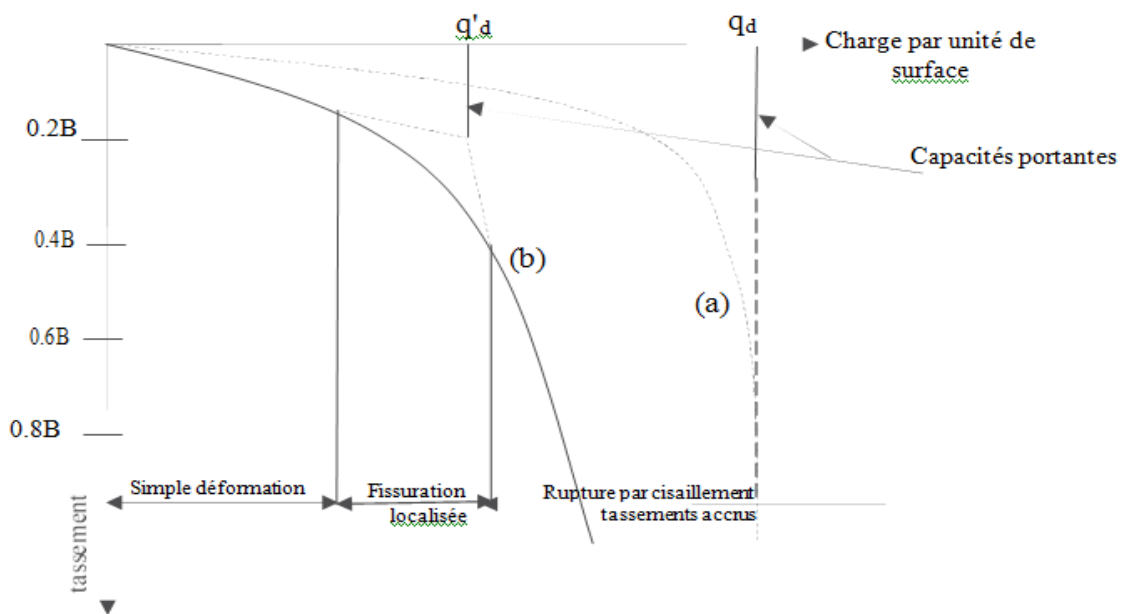


Figure I.21 : Courbe de tassement pour une fondation superficielle.

Pour un sol relativement résistant ou compacte (sable dense) la courbe pression-tassement (courbe «a») présente un palier d'écoulement plastique très marqué, les tassements'accroît sans augmentation de la pression. L'abscisse  $q_d$  de l'asymptote représente sansambiguïté la pression maximale que le sol supporter avant la rupture, c'est ce que l'on appellela capacité portante. On notera que cette pression  $q_d$  est définie par le rapport de la charge quiprovoque la rupture à la surface de la fondation, c'est une contrainte moyenne et non unecontrainte maximale réelle mesurée sous la semelle.

Deux aspects sont à prendre en compte dans le tassement :

- Le tassement absolu qui se traduit par un déplacement de l'ensemble d'unestructure vers le bas.
- Le tassement différentiel provoqué par la différence de déplacement entredeux points d'une même structure.

Le calcul du tassement nécessite de connaître la valeur de la contrainte effective enchaque point du milieu, sur un élément de surface horizontale, (Figure I.22).

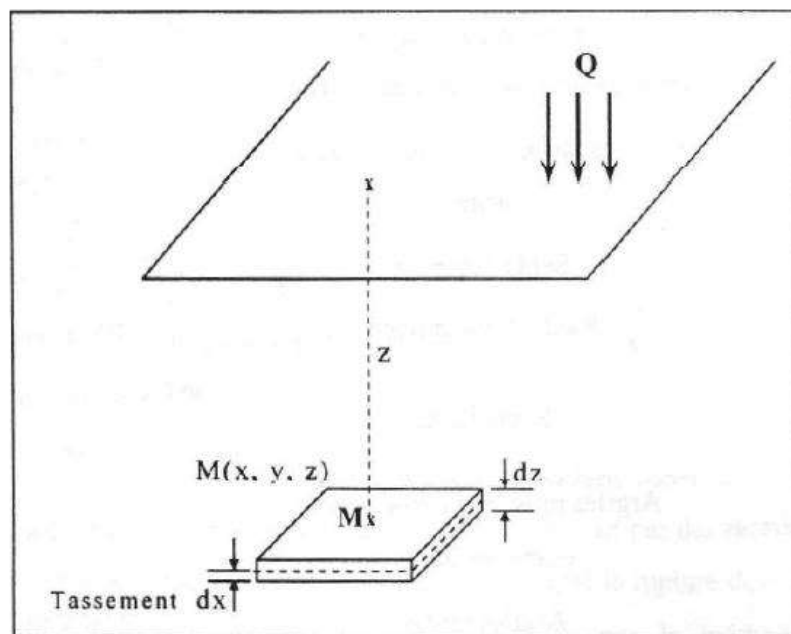


Figure I.22: La contrainte effective en un point.

### I.11.1. Détermination du tassement

Si des résultats de laboratoire sont disponibles, le tassement final de la fondation  $S_f$  est calculé comme la somme d'un tassement immédiat  $S_i$  et d'un tassement de consolidation  $S_c$ .

Dans le cas d'une fondation posée en surface sur un sol homogène d'épaisseur infini, et uniformément chargée, le tassement immédiat sous la fondation est fourni par la théorie de l'élasticité ;

$$S_i = C_f \frac{(1 - \nu^2)qB}{E} \quad (I.13)$$

Où  $C_f$  est un coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de manière dont la charge est transmise au massif de sol (nature de l'interface) et de la position du point de calcul (centre ou bords de fondation, par exemple).

La théorie de l'élasticité montre que le tassement d'une semelle filante sur un sol homogène d'épaisseur infinie est également infini ( $C_f$  est infini). Il convient alors pour calculer la valeur du tassement immédiat dans un massif de sol semi-infini de considérer les cas suivants :

- Soit le massif de sol est d'épaisseur finie. Dans le cas d'une semelle filante, les valeurs de  $C_f$  dépendent du coefficient de Poisson et de l'épaisseur  $H$ .
- Soit le massif de sol d'épaisseur infinie et la fondation est de dimensions finies. Les valeurs du coefficient  $C_f$  ne dépendent que des dimensions de la fondation et de la position du point de calcul.

Le module d'Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  sont déterminés dans un essai à court terme. Dans le cas d'une argile, le module d'Young est le module non drainé  $E_u$  et le coefficient de Poisson est égal à 0.5.

Pour sa part, le tassement de consolidation est estimé en faisant l'hypothèse d'une déformation unidimensionnelle et en utilisant la courbe de compressibilité oedométrique (Figure I.23). Pour une couche homogène d'épaisseur  $H$ , le tassement de consolidation vaut :

$$S_c = \frac{HC_s}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{zz}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{si } \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{zz} \leq \sigma'_p \quad (I.14)$$

$$S_c = \frac{HC_s}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{HC_c}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{zz}}{\sigma'_{v0}} \quad \text{si } \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_{zz} \geq \sigma'_p \quad (I.15)$$

Où  $CC$  est l'indice de compression ;  $C_s$ , l'indice de gonflement ;  $e_0$ , l'indice des vides à l'état initial  $\sigma'_{v0}$ , la pression verticale effective initiale des terres au milieu de la couche considérée;  $\sigma'_p$ , la pression de préconsolidation et  $\Delta\sigma_{zz}$ , la surcharge verticale apportée dans le plan méridien de la charge.

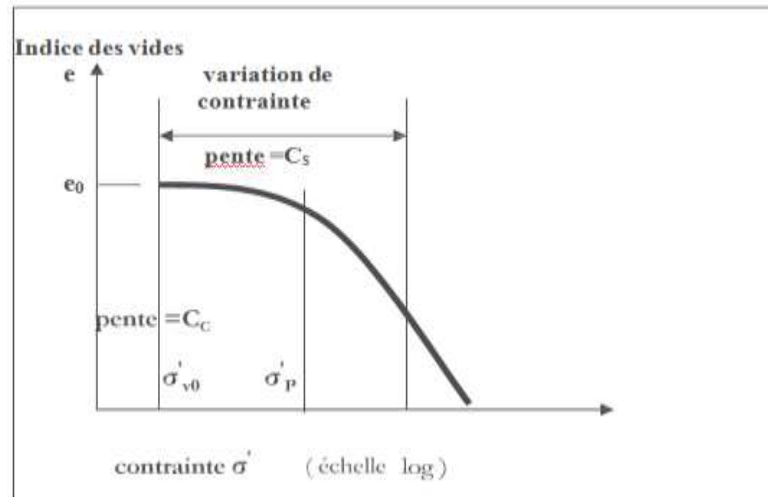
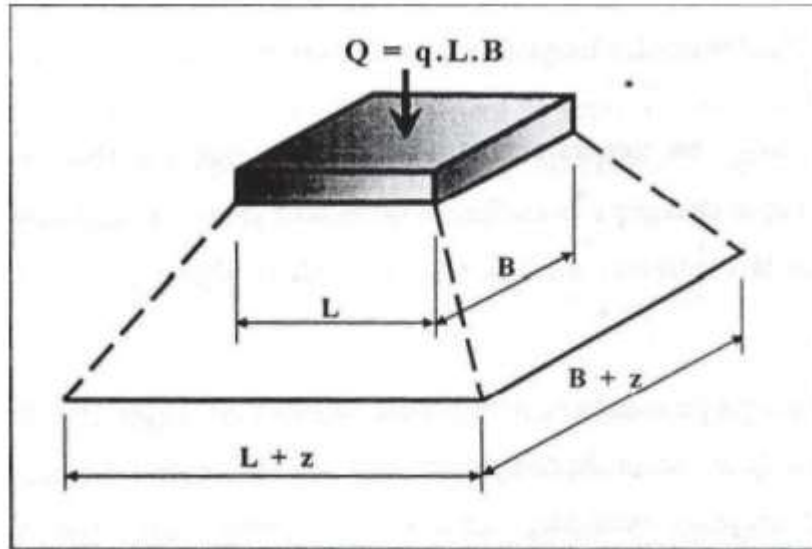


Figure I.23: Principe de calcul du tassement de consolidation

La surcharge  $\Delta\sigma_{zz}$  est généralement déterminée à partir d'abaques. Dans le cas d'une semelle filante souple chargée à la surface d'un massif semi infini, *Boussinesq* a démontré que la distribution de la contrainte dans le plan est indépendante de la valeur du coefficient de Poisson.

En revanche, lorsque le substratum rigide est situé à une profondeur finie, la distribution de contrainte dépend de la valeur du coefficient de Poisson. Celui-ci a une influence relativement faible sur la contrainte verticale, mais une influence significative sur la contrainte horizontale. En pratique, une formule est souvent utilisée, qui donne une bonne approximation de l'accroissement de la contrainte verticale à une profondeur  $z$ , sous une fondation rectangulaire, de largeur  $B$  et de longueur  $L$ , soumise à une pression uniforme  $q$  (Figure I.24).

$$\Delta\sigma_{zz} = \frac{qLB}{(L + Z) + (B + Z)} \quad (I.16)$$



*Figure I.24: Méthode approchée pour le calcul de l'accroissement des contraintes.*

Il faut remarquer que le calcul du tassement de consolidation néglige les déformations latérales et l'influence des contraintes horizontales.

## **I.12. Conclusion**

Une fondation superficielle et une fondation dont l'encastrement  $D$  dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur  $B$ . Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol. Un projet de fondation superficielle adéquate doit répondre aux préoccupations suivantes :

- La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante.
- Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition de fissures localisées qui rend l'ouvrage inutilisable.

# **Chapitre II**

**Méthodes de calcul de la  
capacité portante des sols**

## II.1. Introduction

Le problème de détermination de la capacité portante d'une fondation constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales du génie géotechnique. La capacité portante ultime d'une fondation superficielle est définie comme la charge maximale que peut supporter le sol support. Sous l'effet de la charge appliquée sur la fondation, le sol va subir un tassement acceptable tant que la charge reste raisonnable. Mais dès que la pression appliquée sous la fondation atteint la capacité portante ultime alors le sol immédiatement sous la fondation et adjacent à cette dernière subit une rupture brusque.

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante du sol : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion «  $C$  » et de l'angle de frottement «  $\phi$  » (méthodes de la théorie de plasticité) et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite «  $p_i$  » du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe «  $q_c$  » du pénétromètre statique SPT.

## II.2 Définition capacité portante de sol

Si on applique une charge  $Q$  croissante à une fondation, au début du chargement le comportement est sensiblement linéaire (Les déplacements verticaux évoluent proportionnellement à la charge).

A partir d'une certaine valeur  $Q_d$ , les déplacements ne sont plus proportionnels à la charge. En fin, pour une charge  $Q_l$  les déplacements deviennent incontrôlables, le sol n'est plus capable de supporter la charge appliquée figure (II.1). Cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation. Cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation.

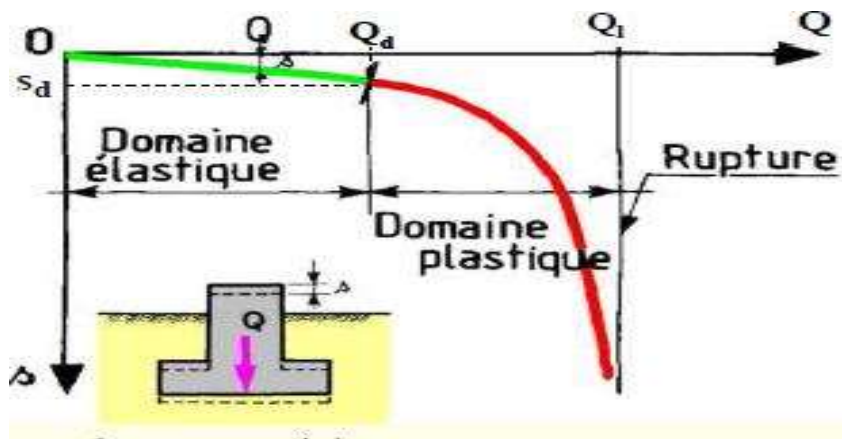


Figure II.1: Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R.Frank)

## II.3 Méthode statique (méthode « C-Φ »)

### II.2.1 Fondations superficielle

#### II.2.1.1 Méthode de superposition de Terzaghi

Terzaghi [1] était le premier à développer une théorie pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi). Il a proposé un mécanisme de rupture d'une fondation filante, figure II.2.

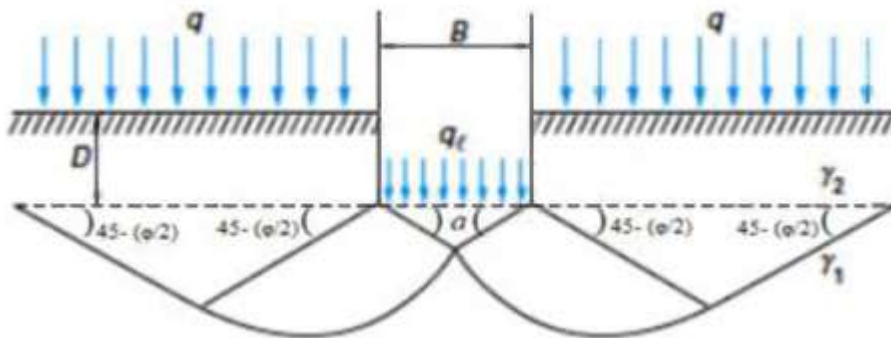


Figure II.2 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle.

Terzaghi a émis l'hypothèse que la charge maximum que l'on pouvait appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être considérée approximativement comme étant la résultante des charges maximales applicables dans 3 états (figure II.3)

- Sol pesant, mais sans cohésion (Etat 1).
- Sol supposé sans poids et sans cohésion, la charge dépend alors uniquement de la surcharge  $q$  et de l'angle de frottement interne  $\Phi$  (Etat 2).
- Sol non pesant, et cohérent (Etat 3).

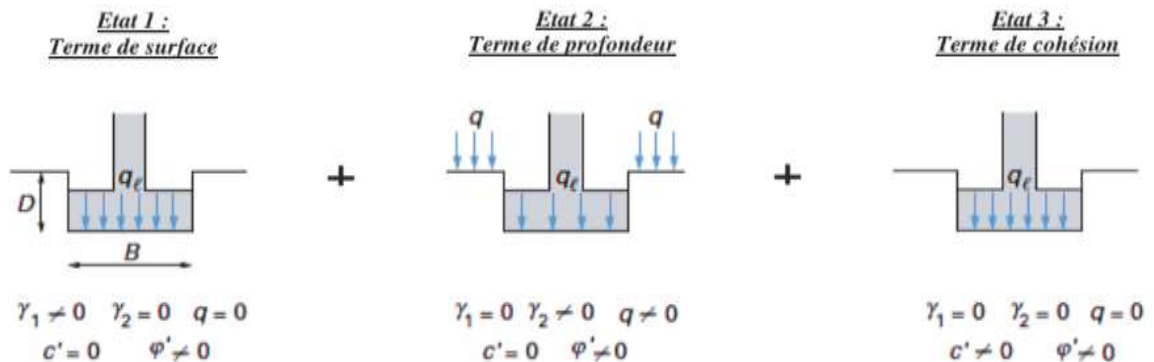


Figure II.3 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-φ »)

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + (q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\varphi) + C \cdot N_c(\varphi) \quad (\text{II.1})$$

Avec :

$q_l$  : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

$\gamma_1$  : poids volumique du sol sous la base de la fondation,

$\gamma_2$  : poids volumique du sol latéralement à la fondation,

$q$  : surcharge verticale latérale à la fondation,

$C$  : cohésion du sol sous la base de la fondation

$N_\gamma(\varphi)$ ,  $N_c(\varphi)$  et  $N_q(\varphi)$  : facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne « $\varphi$ » du sol sous la base de la fondation.

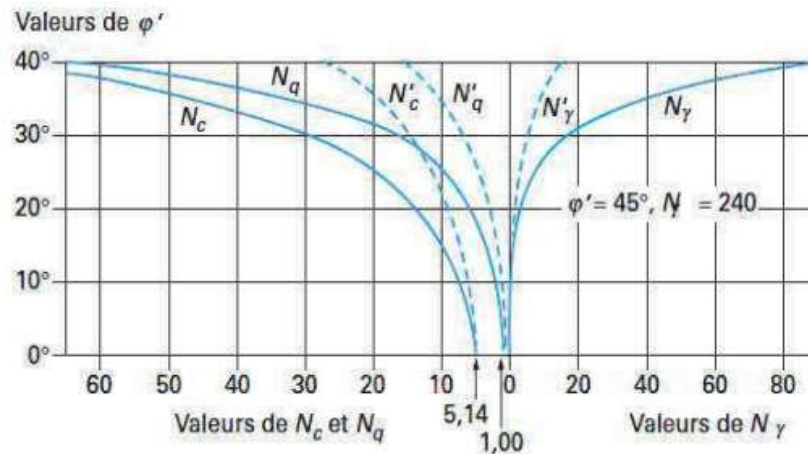
- Le premier terme ( $1/2 \gamma_1 B N_\gamma(\varphi)$ ) est le « terme de surface » (ou de pesanteur). C'est la charge limite pour un massif pesant et frottant uniquement
- Le deuxième terme ( $C N_c(\varphi)$ ) est « le terme de cohésion ». C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant
- Le troisième terme ( $(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$ ) est le « terme de surcharge » ou de profondeur

C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (« $\gamma_2$  » est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension  $N_c(\varphi)$  et  $N_q(\varphi)$ , on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \cos \varphi'$$

Ces valeurs sont données sur la Figure II.4 et dans le tableau II.1



Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, Terzaghi et Peck recommandent d'utiliser  $\frac{2}{3} c'$  et  $\frac{2}{3} \varphi'$  en lieu et place de  $c'$  et  $\varphi'$ , pour tenir compte de la rupture localisée et non généralisée. Les valeurs des courbes en tiretés ( $N'_c$ ,  $N'_q$ , et  $N'_\gamma$ ) correspondent à  $\frac{2}{3} \varphi'$ .

Figure II.4 : Valeurs de  $N_c(\varphi')$ ,  $N_\gamma(\varphi')$  et  $N_q(\varphi')$  recommandées par Terzaghi et Peck.

Tableau II.1 Valeurs de  $N_c(\varphi')$ ,  $N_\gamma(\varphi')$  et  $N_q(\varphi')$

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88
1	5.38	1.09	0.07	26	22.25	11.85	12.54
2	5.63	1.20	0.15	27	23.94	13.20	14.47
3	5.90	1.31	0.24	28	25.80	14.72	16.72
4	6.19	1.43	0.34	29	27.86	16.44	19.34
5	6.49	1.67	0.45	30	30.14	18.40	22.40
6	6.81	1.72	0.57	31	32.67	20.63	25.99
7	7.16	1.88	0.71	32	35.49	23.18	30.21
8	7.53	2.06	0.86	33	38.64	26.09	35.19
9	7.92	2.25	1.03	34	42.16	29.44	41.06
10	8.34	2.47	1.22	35	46.12	33.30	48.03
11	8.80	2.71	1.44	36	50.59	37.75	56.31
12	9.28	2.97	1.69	37	55.63	42.92	66.19
13	9.81	3.26	1.97	38	61.35	48.93	78.02
14	10.37	3.59	2.29	39	67.87	55.96	92.25
15	10.98	3.94	2.65	40	75.31	64.20	109.41
16	11.63	4.34	3.06	41	83.86	73.90	130.21
17	12.34	4.77	3.53	42	93.71	85.37	155.54
18	13.10	5.26	4.07	43	105.11	99.01	186.53
19	13.93	5.80	4.68	44	118.37	115.31	224.63
20	14.83	6.40	5.39	45	133.87	134.87	271.75
21	15.81	7.07	6.20	46	152.10	158.50	330.34
22	16.88	7.82	7.13	47	173.64	187.21	403.65
23	18.05	8.66	8.20	48	199.26	222.30	496.00
24	19.32	9.60	9.44	49	229.92	265.50	613.14
				50	266.88	319.06	762.86

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, toutes ces études conduisent à la formule générale de Terzaghi.

Ainsi le problème de la capacité portante se réduit à la détermination des facteurs de la capacité portante  $N_c$ ,  $N_\gamma$  et  $N_q$ .

## II.2.2. Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers

### II.2.2.1 Influence de la forme avec une charge verticale et centré

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de cotés B et L, des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Terzaghi pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires ; et la relation sera :

$$q_t = \frac{1}{2} S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + S_q (q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\varphi') + S_c C \cdot N_c(\varphi) \quad (\text{II.2})$$

Tableau II.2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)

Fondations	Rectangulaires ou carrées $\left(\frac{B}{L} = 1\right)$	Circulaires
$s_\gamma(1)$	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8
$s_c$	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2
$s_q$	1	1

(1) Conditions drainées, seulement.

Tableau II.3 : Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994).

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	rectangulaires	carrées ou circulaires $(B/L = 1)$	rectangulaires	carrées ou circulaires $(B/L = 1)$
$s_\gamma$			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
$s_c$	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{\left(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'\right) N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
$s_q$	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, et quand la profondeur de la fondation plus grand que sa largeur, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$q_l = \frac{1}{2} d_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + d_q (q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\varphi') + d_c C \cdot N_c(\varphi) \quad (\text{II.3})$$

Tableau II.4 : Valeurs des coefficients de profondeur.

Fondations	Coefficients de profondeur	Conditions drainées et non drainées
$D > B$	$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right)$ $d_q = d_\gamma = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1}\left(\frac{B}{D}\right)$ $d_\gamma = d_q = 1.0$	$\varphi > 10^\circ$ $\varphi = 0$
$D \leq B$	$d_c = 1 + 0.4 \left(\frac{D}{B}\right)$ $d_q = d_\gamma = 1 + 2 \tan(\varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \left(\frac{B}{D}\right)$ $d_\gamma = d_q = 1.0$	$\varphi > 10^\circ$ $\varphi = 0$

### II.2.2.2. Influence de l'inclinaison de la charge

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma S_\gamma \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + i_q S_q (q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\varphi') + i_c S_c C \cdot N_c(\varphi) \quad (\text{II.4})$$

Avec :  $i_\gamma$ ,  $i_c$  et  $i_q$  : Coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B (Figure II.5), d'angle « $\delta$ » par rapport à la verticale, le DTU 13.12 propose les relations suivantes pour les coefficients  $i_\gamma$ ,  $i_c$  et  $i_q$  dues à Meyerhof :[2]

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi'}\right)^2 \quad (\text{II.5})$$

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 \quad (\text{II.6})$$

Dans le cas d'un sol purement cohérent (argile) et dans le cas d'un sol purement frottant (sable), Meyerhof a également donné des solutions pour les fondations filantes sous la forme

de facteurs de portance  $N_{cq}$  (combinaisons de  $N_c$  et  $N_q$ ) et  $N_{\gamma q}$  (combinaisons de  $N_\gamma$  et  $N_q$ ), dépendant de l'angle de frottement  $\varphi$ , de l'inclinaison  $\delta$  et de l'encastrement  $D/B$  (Figure II.5).

Ces solutions peuvent être résumées par les coefficients de réduction du Tableau II.5.

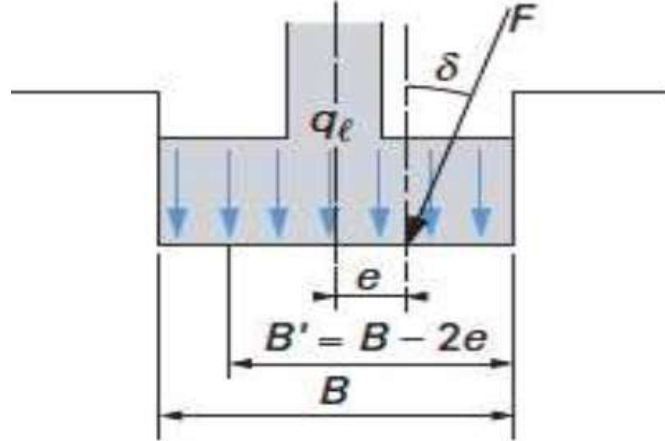


Figure II.5 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B.

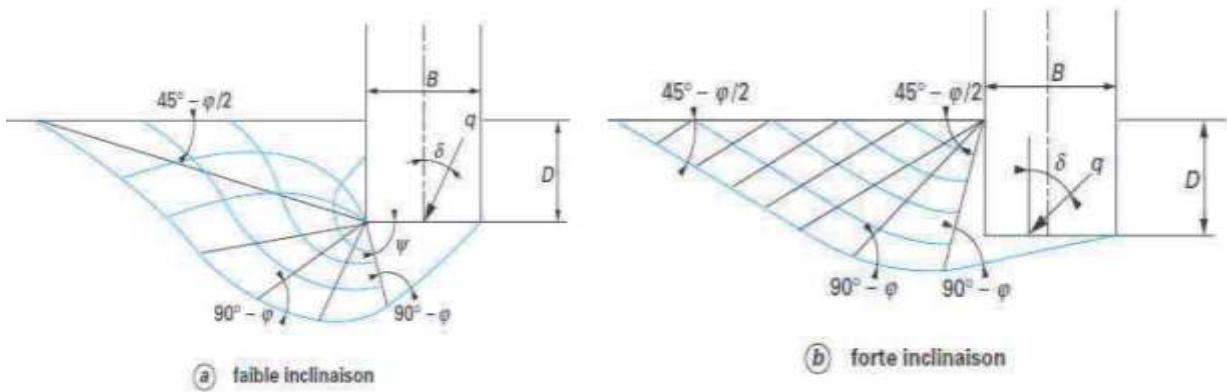


Figure II.6 : Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge inclinée.

Tableau II.5 : Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur  $N_{cq}$  (argiles) et  $N_{\gamma q}$  (sables) (D'après Meyerhof).

Sol	D / B	Inclinaison de la charge $\delta$						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{cq}(\delta) / N_{cq}(0)$	0 à 1	1,0	0,8	0,6	0,4	0,25	0,15	0
Sables $N_{\gamma q}(\delta) / N_{\gamma q}(0)$	0	1,0	0,5	0,2		0 pour $\delta = \varphi$	0,05	0
	1	1,0	0,6	0,4	0,25	0,15		

### II.2.2.3 Influence de l'excentrement e d'une charge vertical

Meyerhof indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consiste à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur  $B'$  réduite : (Figure II.7) :

$$B' = B - 2e \quad (\text{II.7})$$

Ce qui revient à avoir une fondation centrée sous la charge. Dans le cas d'un excentrement «  $e'$  » parallèle à la dimension «  $L$  », on procède de même pour cette dimension:

$$L' = L - 2e' \quad (\text{II.8})$$

La capacité portante totale est alors obtenue par :

$$Q_l = q_l B' L' \rightarrow \text{pour une fondation rectangulaire ou carrée}$$

$$Q_l = q_l \pi B' B/4 \rightarrow \text{pour une fondation circulaire}$$

Avec :

$q_l$  contrainte de rupture définie ci-dessus, incluant tous les coefficients correctifs éventuels,  $B'$  largeur ou diamètre réduit (ou effectif) dans le cas de l'excentrement,  $L'$  longueur réduite (ou effective) dans le cas de l'excentrement.

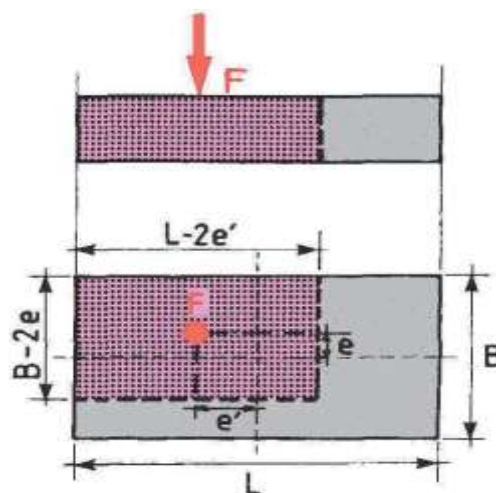


Figure II.7: Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée.

Ou encore calculer la charge limite par la formule suivante :

$$q_l = (1 - 2e^*) \gamma \frac{1}{2} B \cdot N_\gamma(\varphi) + (1 - 2e^*) (\gamma D \cdot N_q(\varphi)) + C \cdot N_c(\varphi) \quad (\text{II.9})$$

$$e^* = \frac{e}{B} \text{Excentricité relative}$$

Meyerhof attire l'attention du lecteur sur la liaison entre la résistance et le déplacement; sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de sa 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou la rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

## II.3 Détermination de la capacité portante à l'aide des essais in situ

### II.3.1 Introduction

Certains essais "in situ" sont utilisés pour le calcul des fondations superficielles et profondes. Ces calculs résultent de certaines analogies que l'on peut établir entre le comportement d'un sol lors d'un essai "in situ" et le comportement du même sol vis-à-vis des sollicitations d'une fondation. En effet, des recherches récentes montrent qu'il existe une analogie étroite entre le comportement du sol lors de l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique (essai pressiométrique) et le comportement du sol autour de la pointe du pieu. De même, le pressiomètre est largement utilisé pour le calcul des pressions de rupture des fondations superficielles ainsi que pour la détermination des tassements. Il existe aussi une analogie mécanique entre le pénétromètre statique et le pieu. Il s'agit du même type de sollicitation, mais les conditions de l'essai et les conditions de travail peuvent être différentes.

### II.3.2 Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiométrique

#### II.3.2.1. Fondations superficielle

Cette méthode a été développée à l'origine par L. Ménard. La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + k_p(p_l - p_0) = q_0 + k_p p_l \quad (\text{II.10})$$

Pour une profondeur d'encastrement D de la fondation on a :

$q_0$  : la contrainte verticale totale ;  $q_0 = \gamma \cdot D$  ;

$p_l$  : est la valeur de la pression limite mesurée au niveau de la fondation ;

$p_o$  : est la contrainte horizontale initiale du sol au repos mesurée au niveau de la fondation ;

**a. Pression limite nette équivalente «  $P_{le}^*$  » au pressiomètre Ménard et résistance de pointe**

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à 1,5 B au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites  $p_l$  sont dans un rapport de 1 à 2 , au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette  $P_l^* = P_l - p_o$  et l'on prend pour pression limite nette équivalente  $P_{le}^*$  la valeur à la profondeur  $D + 2/3 B$ , comme indiqué sur la Figure II-10.

$$P_{le}^* = P_l^* \left( D + \frac{2}{3} \cdot B \right) \quad (II.11)$$

Pour le calcul de la pression limite  $P_l$  d'après le tableau des catégories de sols suivantes (Tableau II.6) :

**Tableau II.6: Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993)**

Classe de sol		Pressiomètre $P_l$ (MPa)
Argile, limon	A- Argiles et limons.....	< 0,7
	B- Argiles et limons fermes.....	1,2 à 2,0
	C- Argiles très ferme à dures.....	>2,5
Sables, graves	A- Lâches.....	< 0,5
	B- Moyennement compacts.....	1,0 à 2,0
	C- Compacts.....	>2,5
Craïes	A- Molles.....	< 0,7
	B- Altérées.....	1,0 à 2,5
	C- Compacts.....	>2,5
marnes	A- Tendres.....	1,5 à 4,0
	B- Compacts.....	>4,5
Roches (1)	A- Altérées.....	2,5 à 4,0
	B- Fragmentées.....	>4,5

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins «1,5B» au-dessous de la base de la fondation, on retient «  $P_{le}^*$  » pour la moyenne géométrique (voir figure II.8):

$$P_{ie}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^* P_{l2}^* \dots \dots \dots P_{ln}^*} \quad (\text{II.12})$$

$P_{l1}^*$ ,  $P_{l2}^*$ ,... et  $P_{ln}^*$  étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de  $D$  à  $D + 1,5 B$ , après avoir écarté, si besoin est, des valeurs singulières.

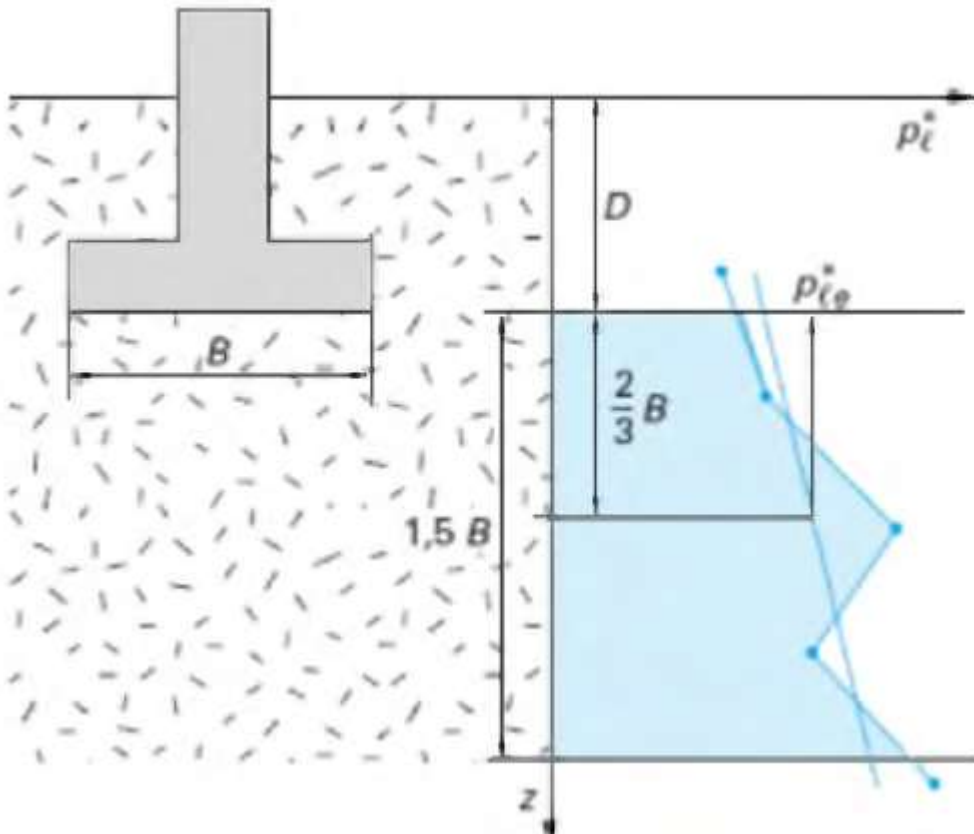


Figure II.8 : Définition de la pression limite nette équivalente  $P_{ie}^*$  et de la résistance de pointe équivalente

**b. Hauteur d'encastrement équivalente « De »**

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

On considère la courbe représentant la variation de la pression limite ou de la résistance de pointe en fonction de la profondeur  $z$  (Figure II.9):

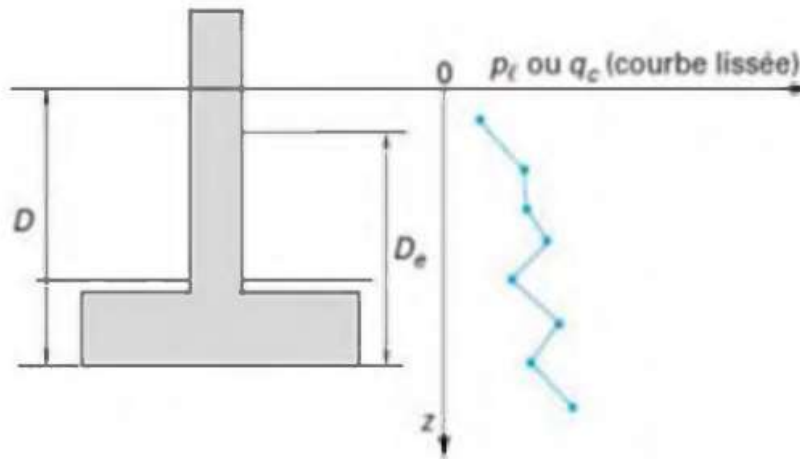


Figure II.9: Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle.

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_t^*(Z) \cdot dz \quad (\text{II.13})$$

La hauteur d'encastrement équivalente « De » est définie par :

$P_{le}^*$  étant la pression limite nette

### c. Profondeur critique

En fonction du rapport  $De/B$  entre la hauteur d'encastrement équivalente et la largeur de la fondation, on pourra admettre les limites suivantes proposées par le fascicule 62-V (1993) pour déterminer le type de fondation :

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

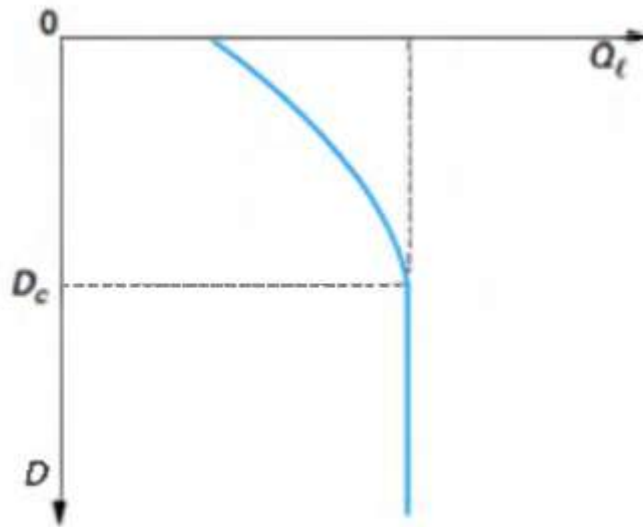


Figure II.10: Variation de la capacité portante «  $Q_i$  » en fonction de la profondeur  $D$  dans un sol homogène

- **Charge verticale centrée**

La contrainte de rupture (capacité portante unitaire) sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_l = q_0 + K_p \cdot P_{le}^* \quad (\text{II.14})$$

$q_l$  contrainte de rupture,

$q_0$  contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (après travaux),

$P_{le}^*$  pression limite nette équivalente,

$k_p$  facteur de portance pressiométrique.

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance «  $k_p$  » sont données par le tableau II.7 et par les figures II.11 et II.12 :

Tableau II.7 : Facteur de portance pressiométrique (fascicule 62-V, 1993)

Type de sol	Expression de Kp	K <sub>pmax</sub> (semelle carrée)	K <sub>pmax</sub> (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A.....	$0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B.....	$0,8 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C.....	$0,8 \left[ 1 + 0,5 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A.....	$\left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B.....	$\left[ 1 + 0,5 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C.....	$\left[ 1 + 0,8 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C.....	$1,3 \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées.....	$\left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_c}{B} \right]$	1,68	1,41

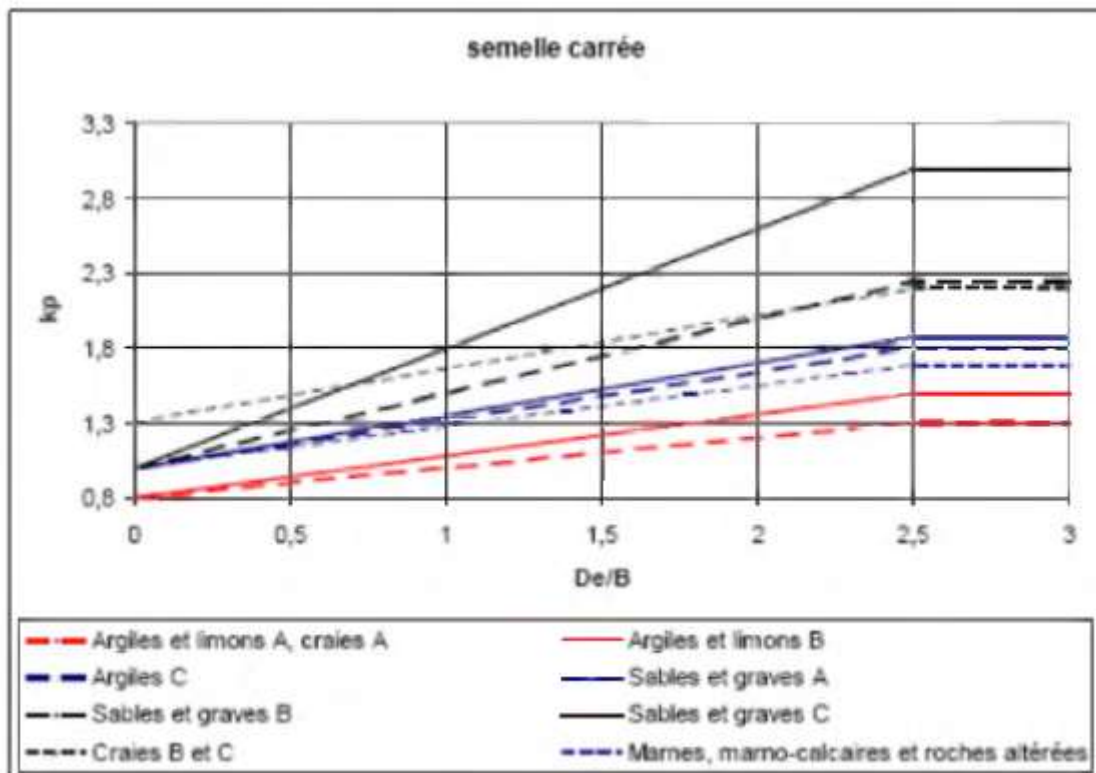


Figure II.11: Facteur de portance pressiométrique pour les semelles carrées et circulaire

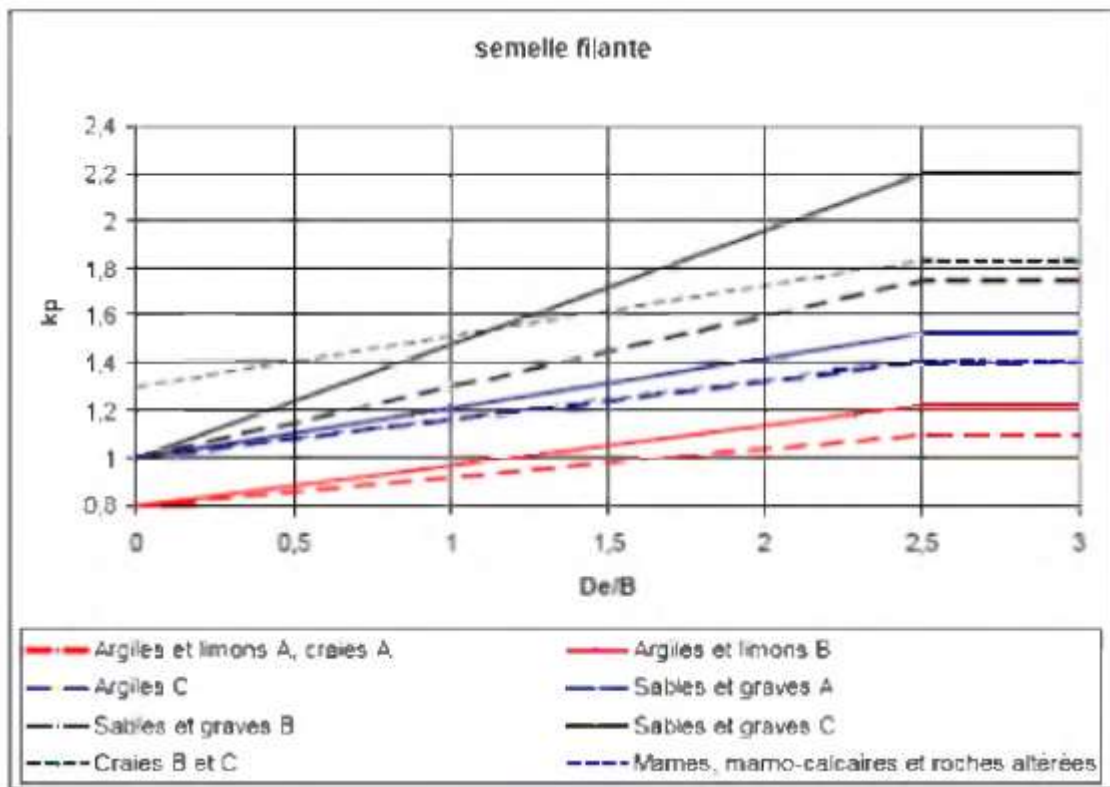


Figure II.12: Facteur de portance pressiométrique pour les semelles filantes.

• **Influence de l'inclinaison de la charge**

La relation (2) est remplacée par la relation suivante :

$$q_l = q_0 + i_{\delta\beta} + K_p \cdot P_{le}^* \tag{II.15}$$

Le fascicule 62-V (1993) [8], propose des coefficients minorateurs qui diffèrent selon l'inclinaison de la charge.

• **Charge centrée incline**

Dans le cas d'une charge centrée inclinée de «  $\delta$  » par rapport à la verticale, on applique pour les sols cohérents (argiles, limons, marnes) et pour les craies, les marnocalcaires et les roches altérées :  $i_{\delta\beta} = \Phi_1(\delta)$  et pour les sols pulvérulents (sables et graves) :  $i_{\delta\beta} = \Phi_2(\delta)$ .

Les fonctions  $\Phi_1(\delta)$  et  $\Phi_2(\delta)$  sont représentées sur la Figure II.13 :

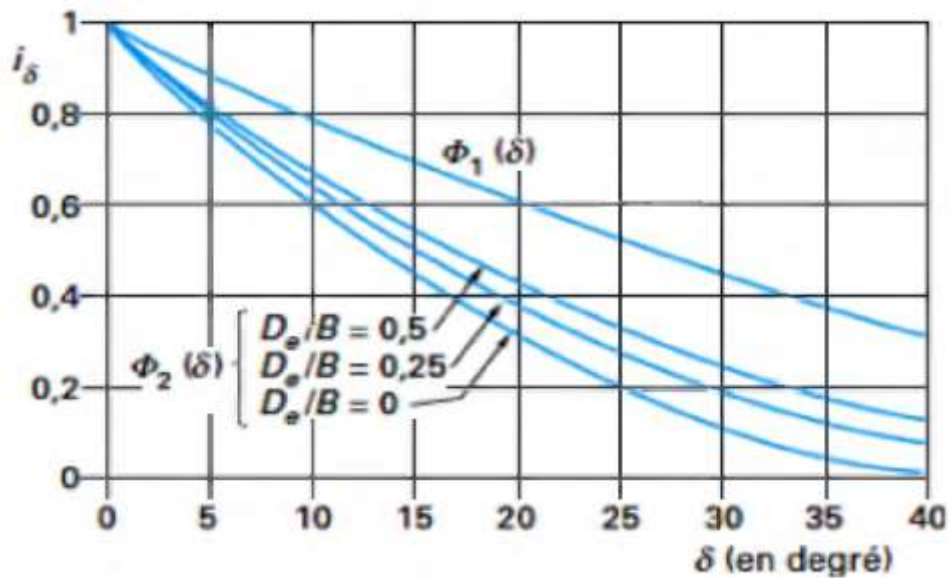


Figure II.13 : Coefficient minorateur pour une charge inclinée (fascicule 62-V, 1993).

- pour les sols cohérents, la fonction « $\Phi_1(\delta)$ » est la même que pour « $i_c$ » dans la méthode « $C - \Phi$ » .
- Pour les sols pulvérulents, la réduction est fonction de l'encastrement équivalent relatif « $D_e/B$ » .

### II.3.2.2 Capacité portante admissible d'une semelle

La capacité portante unitaire admissible est donnée par la formule suivante :

$$q_{ad} = q_0 + \frac{K_p}{3} P_{le}^* \quad (\text{II.16})$$

### II.3.3 Calcul par la méthode du Pénétrömètre statique

Cette méthode est donner la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q_u = i_d \cdot K_c \cdot q_{ce} + q'_0 \quad (\text{II.17})$$

$q_{ce}$  : résistance de pointe équivalente

$i_d$  = idem essaipressiométrique

$k_c$  = facteur de portance fonction des dimensions de la fondation et de la nature des sols (voir abaque)

N.B. : dans le cas de charges excentrées on remplace B par  $B' = B - 2e$

• **Résistance de pointe équivalente.**

La résistance de pointe moyenne peut être définie à partir d'une courbe lissée ou écrêtée à « $1,3 q_{cm}$  » avec :

$$a = B/2 \quad \text{si} \quad B > 1\text{m}$$

$$a = 0,5 \text{ m} \quad \text{si} \quad B < 1\text{m}$$

$b = \min(a, h)$  où  $h$  est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse

$$q_{ce} = \frac{1}{3 \cdot a + b} \int_{D-b}^{D+3 \cdot a} q_c(Z) \cdot dz \quad (\text{II.18})$$

Ou avec autre méthode on peut déterminer la valeur de  $q_{ce}$  comme le montre la figure II.13:

$q_{cm}$ : valeur moyenne des  $q_c$  mesurées sur une profondeur de  $1.5 \times B$  en dessous de la fondation

$q_{cc}$ : résistances nettes déduites des  $q_c$  mesurées en écrêtant les valeurs de  $q_c$  supérieures à  $1.3$  fois  $q_{cm}$

$q_{ce}$ : valeur moyenne des  $q_{cc}$

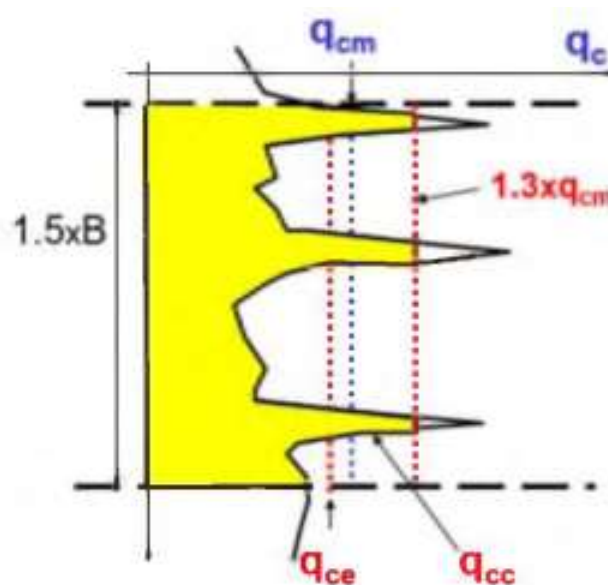


Figure II.14: Valeurs de  $q_{ce}$

Avec le facteur de portance  $K_p$  :

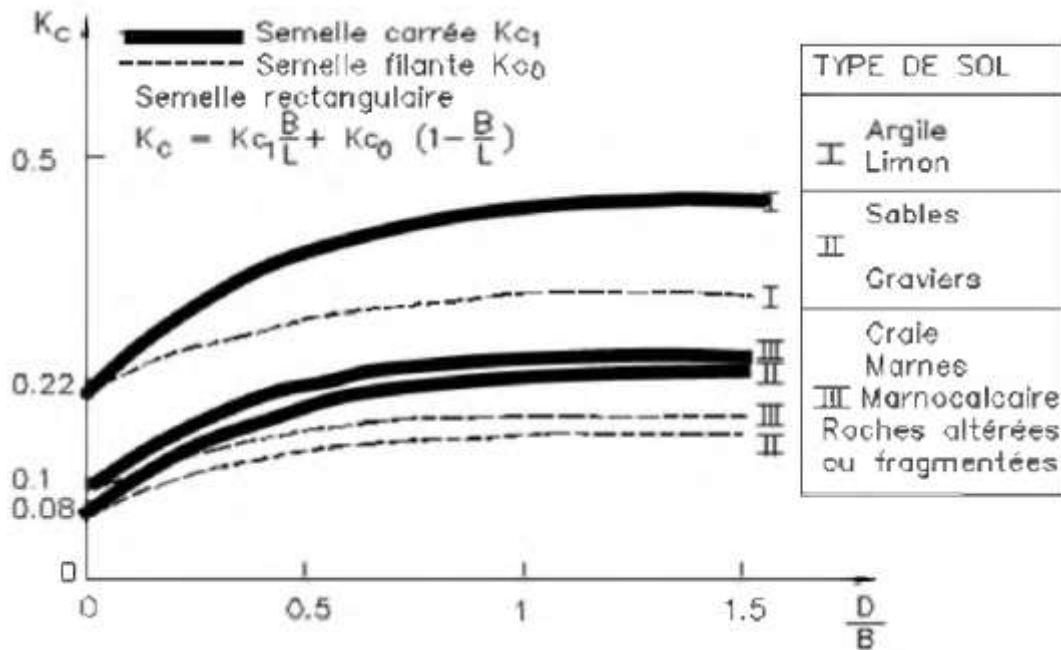


Figure II.15 : Valeurs de  $K_c$

### II.3.3.1 Calcul du terme de la pointe

Les études expérimentales ont montré que le terme de pointe d'une fondation profonde ne correspond pas directement à la résistance de pointe de pénétromètre,

$$Q_{p\gamma} \neq R_p \quad (\text{II.19})$$

Car « $R_p$ » n'est pas constante d'où il faudra prendre une moyenne et il faut tenir compte de la profondeur critique d'encastrement (pieu fortement encasté, ou faiblement encasté) car pour un sol homogène la résistance de pointe augmente avec la profondeur jusqu'à une hauteur critique puis reste constante.

#### a. Pieu fortement encasté (pieu)

$$R_p = \frac{R_{p1} + R_{p2}}{2} \quad (\text{II.20})$$

$R_p$  résistance de pointe moyenne

$R_{p1}$ : moyenne de résistance de pointe du pénétromètre sur une hauteur de 8 fois le diamètre du pieu « $8\phi$ » au-dessus de la pointe du pieu.

$$R_{p1} = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n} \quad (\text{II.21})$$

$R_{p2}$  : moyenne pondérée de résistance de pointe sur une hauteur de 3,5 à 4 fois le diamètre du pieu en dessous de la pointe.

$$R_{p2} = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n + n \cdot R_{min}}{2n} \quad (\text{II.22})$$

$$Q_p = A_p \cdot R_p$$

$A_p$  : section droite du pieu

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

$$f_n = \sigma'_h \tan \delta = \sigma'_v K \tan \delta \quad (\text{II.23})$$

Avec :

$\sigma'_v$  et  $\sigma'_h$  contraintes effectives à long terme horizontale et verticale, à l'interface sol pieu,  $K$  rapport,  $\delta$  angle de frottement du contact sol pieu.

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

$$G_{ef} = p \int_{-H}^h K \tan \delta \cdot \sigma'_v dz \quad (\text{II.24})$$

Avec :

$P$  périmètre du pieu («  $2 \pi R$  » pour un pieu circulaire, «  $R$  » rayon du pieu),  $H$  hauteur du remblai,  $h$  hauteur d'action du frottement négatif dans le sol compressible.

### II.3.3.2 Hauteur d'action du frottement négatif

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

**a. Sol suffisamment compressible**

$h_1$ : profondeur où la contrainte devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en l'absence du pieu. Cette condition n'est possible que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu.

**b. Sol très peu compressible**

Où, manifestement, la valeur calculée pour «  $h_i$  » est excessive

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

Ce tassement peut être calculé par les méthodes œdométriques habituelles (calcul à effectuer sans tenir compte de la présence du pieu).

*Tableau II.8 : Valeurs du terme  $k \tan \delta$  pour l'évaluation du frottement négatif.*

Nature du terrain		Type de pieu		
		Pieux forés tubés	Pieux forés	Pieux battus
Tourbes	Sols organiques	0.1	0.15	0.20
Argiles Limens	mous	0.1	0.15	0.20
	Fermes à durs	0.15	0.20	0.30
Sables Graves	Très lâches	0.35		
	lâches	0.45		
	autres	1.0		

**II.3.4 Essai de la plaque**

L'essai de la plaque est un essai sur le terrain, qui est effectué pour déterminer la capacité portante ultime du sol et le tassement probable sous une charge donnée. Ce test est très populaire pour la sélection et la conception des fondations superficielles.

Pour effectuer ce test, la plaque est placée à la profondeur souhaitée, puis la charge est appliquée progressivement et le tassement pour chaque incrément de charge est enregistré. À un moment donné, un tassement se produit rapidement, la charge totale jusqu'à ce point est calculée et divisée par la superficie de la plaque pour déterminer la capacité portante ultime du sol à cette profondeur. La capacité portante finale est ensuite divisée par un facteur de sécurité (typiquement 2,5 ~ 3) pour déterminer la capacité portante de sécurité.

### II.3.4.1. Calcul de la capacité portante

Après la collecte des données de terrain, la courbe de répartition des charges est dessinée. C'est un graphique logarithmique où la charge appliquée est tracée sur l'axe X et le tassement sur l'axe Y. A partir du graphique, on obtient la charge ultime pour la plaque qui est la charge correspondante pour le tassement d'un cinquième de la largeur de la plaque.

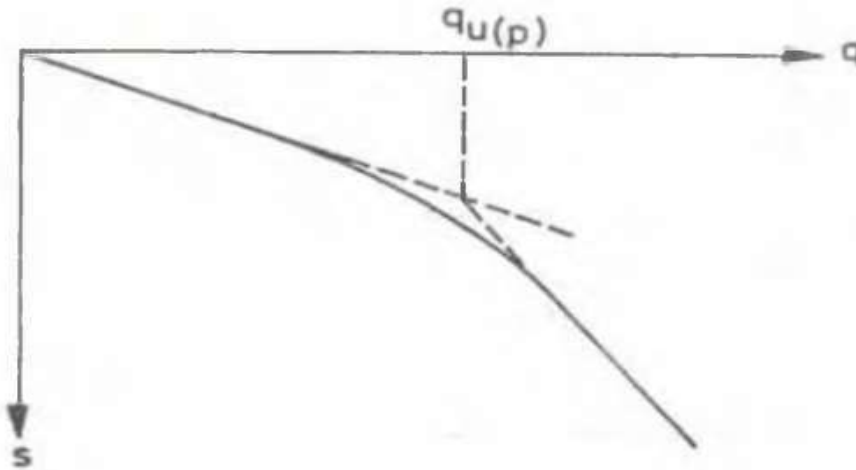


Figure II.16 : Graph chargement-tassement

Lorsque les points sont tracés sur le graphique, la courbe est cassée en un point. La charge correspondante à ce point de rupture est considérée comme la charge ultime sur la plaque. La capacité de charge finale peut être calculée à partir de la charge finale de la plaque. La capacité portante finale est ensuite divisée par un facteur de sécurité approprié pour déterminer la capacité portante du sol à partir des fondations.

La formule générale pour le calcul de la capacité portante avec cet essai de la plaque :

Pour le sol argileux : Capacité portante ultime = Charge ultime pour la plaque.

Pour le sol sablonneux :

Capacité portante ultime = [Charge maximale pour la plaque x Largeur de la plaque] / diamètre de la plaque.

Capacité portante admissible = capacité portante ultime / facteur de sécurité  
Typiquement, pour le facteur de sécurité varie de 2 à 3.

## II.4 Calcul du tassement des fondations superficielles

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet des charges qui lui sont appliquées. Le tassement est habituellement noté  $S$  ou encore  $S_t$ .

Le tassement total ou global  $S$  peut être décomposé en trois termes liés chacun à un phénomène différent,

$$S_t = S_i + S_c + S_s.$$

$S_i$ : tassement immédiat ou instantané pendant l'application de la charge, sans expulsion d'eau.

$S_c$ : tassement de consolidation mesuré après la dissipation des pressions interstitielles.

$S_s$ : tassement de compression secondaire qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la suppression interstitielle

### II.4.1 Calcul par l'essai au laboratoire « essai œdométrique »

On considère le tassement final, le sol est entièrement consolidé, la variation de contrainte due aux surcharges est reprise par le squelette solide. On découpe le sol en  $n$  couches de hauteur  $h_i$  figure II.17. Les essais œdométriques font sur des échantillons prélevés au milieu de chaque couche. Pour chaque échantillon se détermine les indices de gonflement et de compression et  $cc$  et  $cg$  ainsi que la pression de pré consolidation  $\sigma'_p$ .

On calcule, au milieu de chacune des couches, la contrainte effective verticale avant travaux  $\sigma_{v0}$  et la variation de contrainte due aux travaux réalisés  $\Delta\sigma'_z$ .

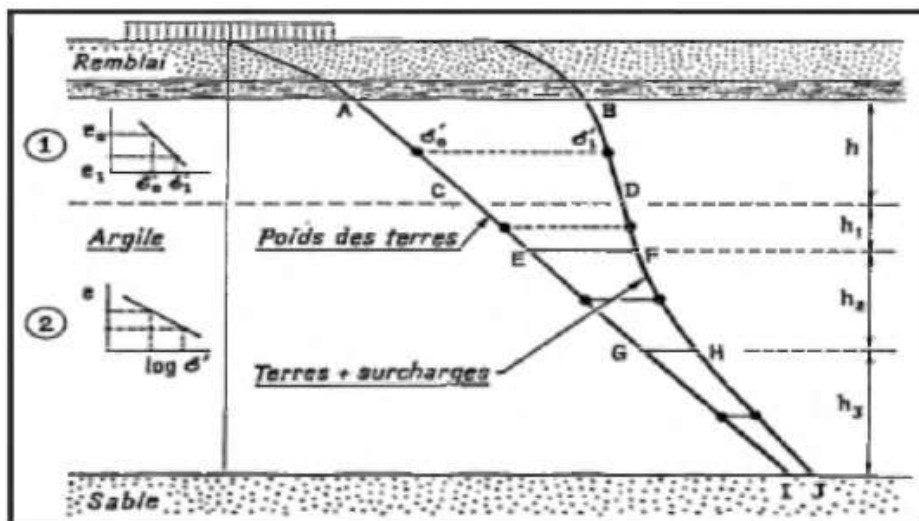


Figure II.17 : Calcul de tassement par l'essai œdométrique

On suppose que les valeurs de ces deux paramètres restent constantes dans toute l'épaisseur de la couche considérée.

On calcule dans le tassement si de chacune des n couchent à l'aide les relations suivantes :

- Lorsque  $\sigma_{v0} = \sigma'_p$  : le sol est dit normalement consolidé. Le tassement est donné par la relation :

$$S = H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \lg\left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (\text{II.25})$$

- Lorsque  $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$  : le sol est dit sur — consolidé. Pour  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' > \sigma'_p$  le tassement est donné par la relation

$$S = H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) + H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p}\right) \quad (\text{II.26})$$

- Pour  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' < \sigma'_p$  le tassement est donné par la relation :

$$S = H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (\text{II.27})$$

- Lorsque  $\sigma'_{v0} > \sigma'_p$  le sol est dit sous consolidé. Le tassement est donné par la relation

$$S = H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \lg\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (\text{II.28})$$

Avec :

$e_0$  : indice des vides initial

$C_c$  : indice de compression

Le tassement total est égal à la somme des tassements des n couches considérées

$$S = \sum_{i=1}^{i=n} S_i \quad (\text{II.29})$$

#### II.4.2 Calcul par la méthode pressiométrique

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les recommandations du fascicule 62 titre V.

Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais.

Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B. Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$S = S_c + S_d \quad (\text{II.30})$$

Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B \quad (\text{II.31})$$

$$S_d = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad (\text{II.32})$$

Avec

q : contrainte verticale appliquée par la fondation ;

$\sigma_v$  : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

$\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : coefficients de forme donnés dans le tableau II.9 ;

$\alpha$  : coefficient rhéologique dépendant du sol et donné dans le tableau II.10 ;

B : largeur ou diamètre de la fondation ;

$B_0 = 0.60\text{m}$  : dimension de référence ;

$E_c$  : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique ;

$E_d$  : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.

Tableau II.9 : Coefficients de forme

L/B	Cercle	Carrée	2	3	5	20
$\lambda_c$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau II.10 Coefficient rhéologique a

Type	Tourbe	Argile		Limon			Sable		Sable Gravier	
	a	E/pl	a	E/pl	a	E/pl	a	E/pl	a	
Sur consolidé très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	
Normalement consolidé ; normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4	
Sous consolidé altéré remanié ou lâche		7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3			

#### II.4.2.1 Détermination de Ed

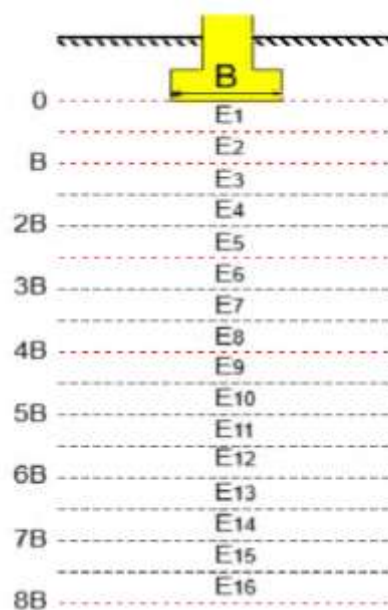


Figure II.18 : Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation

Les modules  $E_c$  et  $E_d$  sont calculés de la manière présentée dans ce qui suit. La figure II.17 indique les notations utilisées pour le calcul.

On note par  $E_1$  le module mesuré dans la tranche d'épaisseur  $B/2$  située sous la fondation :  $E_c = E_1$

$E_d$  est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2.5E_{6,8}} + \frac{1}{2.5E_{9,16}} \quad (\text{II.33})$$

$E_{i,j}$ , étant la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur

### II.4.3 Calcul par la méthode pénétrométrique

On peut calculer le tassement avec la méthode pénétrométrique  $S_c$  de consolidation unidimensionnelle d'une tranche du sol, épaisse de  $H_0$  et soumise à une contrainte effective finale  $\sigma'_v$  à partir de l'essai CPT,

$$S_c = 0.6 \frac{H_0}{\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}} F(\sigma'_v) \quad (\text{II.34})$$

$q_c/\sigma'_{v0}$  : est la résistance pénétrométrique statique normalisée (ou qd la résistance pénétrométrique dynamique pour le DPT) , et  $F(\sigma'_v)$  est adoptée fonction de répartition de contraintes verticales, donnée par :

$$F(\sigma'_v) = \frac{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{1 + d \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}} \quad (\text{II.35})$$

La figure II.19 illustre la variation de la fonction F et sert en pratique comme un abaque pour l'évaluation graphique de F en fonction de la variation relative des contraintes  $\Delta\sigma'_v/\sigma'_{v0}$ .

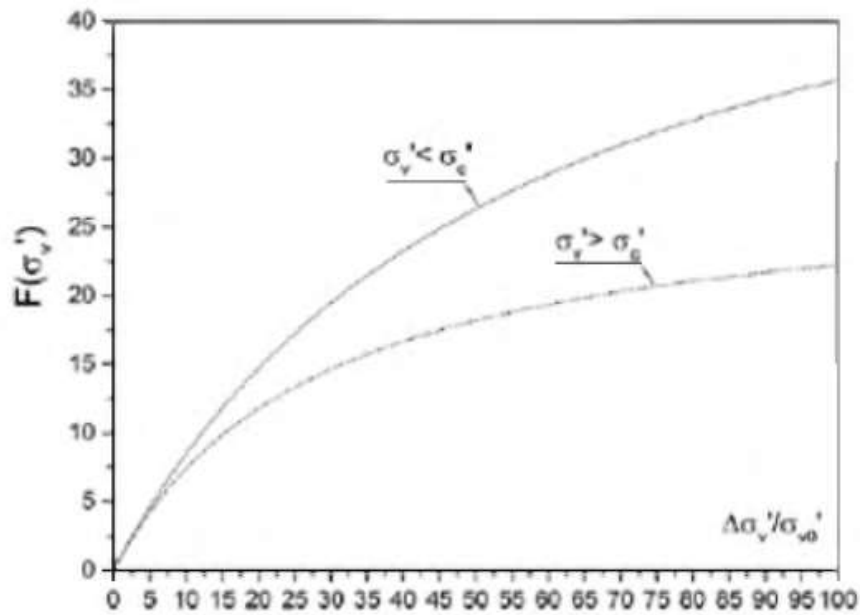


Figure II.19: Abaque de la fonction  $F(\sigma_v')$

#### II.4.4 Calcul par l'essai de la plaque

La valeur du tassement admissible ( $S_f$ ) pour différents types de semelles (isolées ou en radier) pour des structures de types différents est spécifiée dans le I.S code. Le tassement correspondant de l'essai de la plaque ( $S_p$ ) peut être calculé à partir de la formule suivante,

$$S_f = S_p \left( \frac{B(B_p + 0.3)}{B_p(B + 0.3)} \right)^2 \quad (\text{II.36})$$

Avec :

$B$ : profondeur mm.

$B_p$  : profondeur de la plaque mm.

$S_p$ : tassement de la plaque mm.

$S_f$ : tassement de la fondation mm.

## **II.5.Fondation sur un milieu hétérogène**

### **II.5.1. Exposé du problème**

Toute la théorie de la capacité portante a été établie pour une fondation reposant sur un milieu homogène semi infini, du moins en dessous de la surface horizontale passant par la base de la fondation. Or dans la nature de tel milieux n'existent pas, du fait de leur origine géologique.

Tout au plus peut-on considérer qu'une couche satisfait à peu près à cette condition, si son épaisseur dépasse deux à quatre fois la largeur de la fondation ? En effet cette épaisseur minimale est fonction des différences de qualité entre les couches superficielles et les formations sous jacentes.

Mais bien souvent, même avec cette tolérance, directement sous un ouvrage on ne rencontre pas une couche d'assise uniforme. La structure du terrain comporte bien souvent des couches diverses en nature et comportement. Leur disposition est tantôt variable, tantôt ordonnée ; dans ce dernier cas, on a le plus souvent affaire à des sols stratifiées à peu près horizontalement.

### **II.5.2.Fondations sur milieu de structure quelconque**

Dans ce cas on inclura également les sols stratifiés dans une direction non horizontale.

Lorsqu'on a affaire à une telle structure, si on adoptait une profondeur de fondation constante par rapport à la base de l'ouvrage à construire, les fondations reposeraient sur des matériaux dont le comportement pourrait être extrêmement variable. Les couches les plus raides risqueraient de créer des points durs qui ne se déformeraient pratiquement pas, tandis que sur les couches compressibles se produiraient des tassements importants ; on aurait donc des déformations différentielles qui provoqueraient certainement des fissures et peut être même la ruine de l'ouvrage.

Pour éviter de tels désordres il convient de faire reposer un ouvrage entièrement sur la même couche géologique ou du moins sur la même structure géologique. Cette recommandation peut conduire à une variation du niveau de fondation sous un même ouvrage: si, par exemple, une couche de bonne qualité s'abaisse plus ou moins régulièrement dans l'emprise du bâtiment à construire, toutes les fondations de cet ouvrage devront l'atteindre.

Cette règle est absolue lorsque l'on a des couches très différentes. Ainsi quand on se trouve en présence d'un socle calcaire plus ou moins érodé recouvert par du limon, si une partie de la base de l'ouvrage à construire atteint le calcaire, le bâtiment tout entier doit reposer sur le socle.

Cependant, lorsque l'on a affaire à des couches de comportement pas trop différent et à des ouvrages peu importants et déformables, il est parfois possible de se contenter d'une assise hétérogène; mais il s'agit alors de cas particuliers pour lesquels des dénivellations d'appui et de légers désordres peuvent être sans gravité (par exemple des hangars en charpente métallique).

### **II.5.3. Cas de la stratification horizontale**

#### **a. Différents types de disposition des couches**

Heureusement, par suite des conditions géologiques de dépôt, on rencontre le plus souvent des structures à peu près horizontales. Alors la stratification est perpendiculaire à l'effort vertical auquel on a généralement affaire et l'on peut aborder leur étude.

#### **b. Cas où la qualité des matériaux s'améliore avec la profondeur**

Souvent la qualité des formations géologiques s'améliore avec la profondeur ou du moins ne diminue pas. Alors les calculs exécutés avec les caractéristiques mécaniques de la première couche rencontrée sont du côté de la sécurité.

#### **c. Cas où la qualité des couches diminue avec la profondeur**

On risque d'avoir des problèmes lorsque les formations géologiques profondes sont moins bonnes que le terrain de surface ; de telles structures de sol sont à l'origine de bien des désordres.

Si la structure géologique dans laquelle les couches profondes sont seulement un peu moins bonnes que la couche d'assise supérieure, on utilise alors une méthode d'étude basée sur la répartition des contraintes en profondeur.

Lorsque l'on a affaire à une telle structure géologique, on opère par approximations successives. On commence par déterminer la largeur de la semelle en tenant uniquement compte des caractéristiques mécaniques de la couche d'assise ; puis on calcule la répartition des contraintes suivant l'axe de la fondation, de la même façon que pour une étude de tassement. En suite on compare la pression apportée par la fondation à la contrainte limite sur

chaque couche médiocre rencontrée. Si le coefficient de sécurité s'avère insuffisant pour une des couches, on augmente la largeur de la semelle de façon à diminuer la contrainte moyenne. On opère jusqu'à ce que l'on obtienne une sécurité suffisante pour chacune des couches en question.

Cependant cette détermination des contraintes en profondeur par le calcul est fastidieuse; en outre, en tout état de cause les résultats qui sont basés sur l'élasticité sont seulement approchés. Par suite on peut le plus souvent se contenter de l'approximation suivante: on admet que la surcharge se diffuse à une profondeur approximativement suivant un angle d'environ  $30^\circ$  par rapport à la verticale Fig.II.19, si l'on a affaire à une semelle filante, la largeur de la semelle fictive  $B_b$  au niveau de la couche la plus faible située à la profondeur  $H$  est :  $B_b=B+2Htg\varepsilon$ .

On vérifie alors que cette nouvelle semelle fictive peut supporter la charge apportée par la construction augmentée du poids de l'épaisseur de la couche interposée entre la semelle et la couche médiocre.

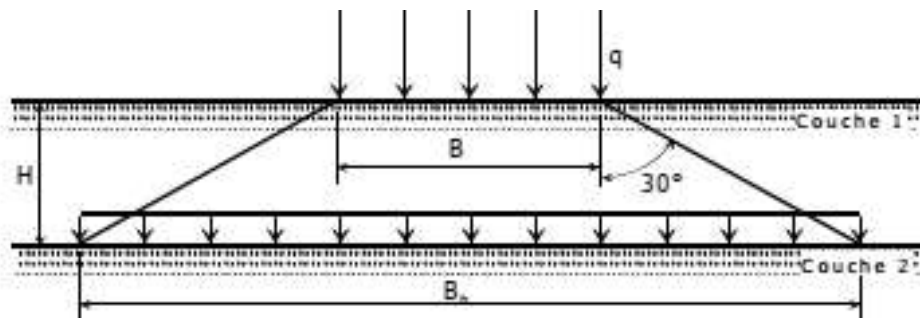


Figure II.20 :Diffusion des contraintes

#### d. Cas particulier d'une couche sableuse peu épaisse reposant sur de l'argile molle

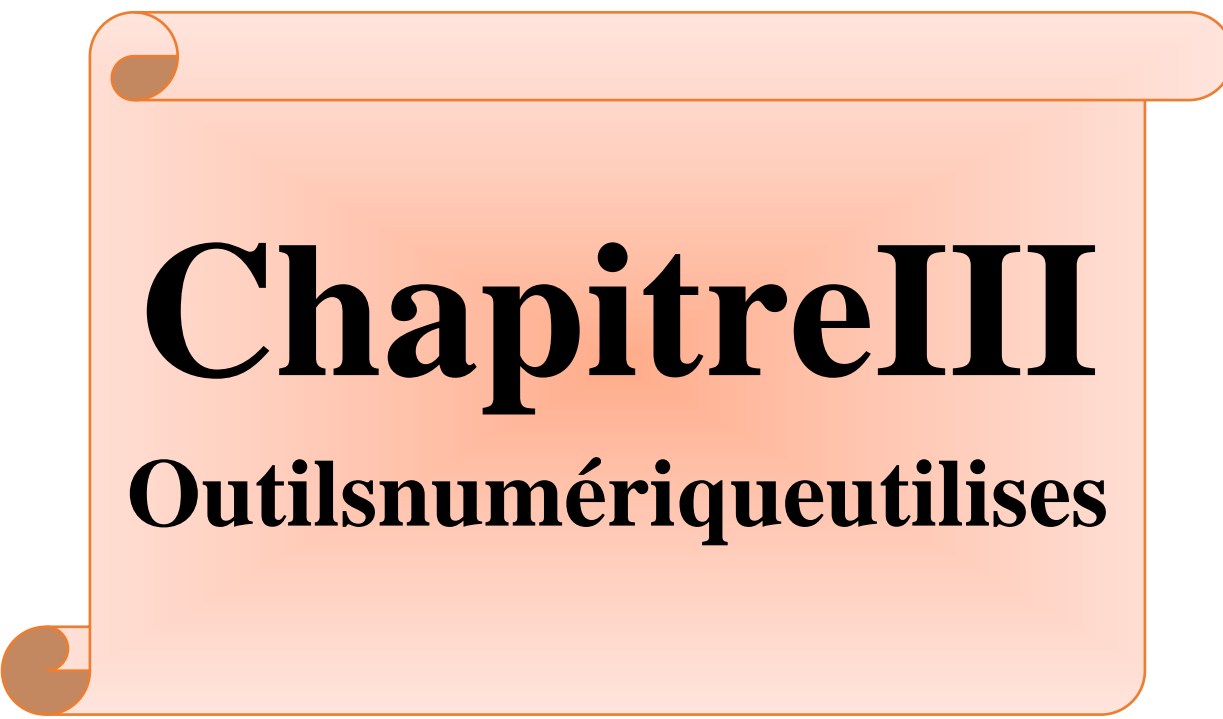
La méthode précédemment indiquée n'est pas valable, lorsque la couche résistante superficielle est peu épaisse et que la couche sous-jacente est très molle. Cette structure géologique, qui est souvent rencontrée le long des côtes et des rives des fleuves, est particulièrement dangereuse parce qu'au niveau de la fondation on aperçoit seulement le sable qui constitue généralement une bonne assise.

Lorsque l'épaisseur de sable est relativement faible par rapport à la largeur de la fondation, la rupture présente une allure spéciale : au lieu de voir apparaître sous la semelle un coin qui refoule le sol de part et d'autre, on observe que la fraction de la couche sableuse

située entre la fondation et l'argile molle est découpée à l'emporte pièce et refoulée dans cette argile.

Tcheng (1956) a étudié ce problème sur modèle utilisant de la graisse comme milieu image de l'argile molle. A la suite de cette expérimentation et de considérations théoriques, il est arrivé aux conclusions suivantes :

- Lorsque l'épaisseur de la couche de sable  $H$ , est inférieure à une fois et demie la largeur de la semelle  $B$ , l'ensemble du bicouche se comporte comme un milieu purement cohérent, mais dont la cohésion est légèrement améliorée par rapport à celle de la formation argileuse d'origine ; la contrainte de rupture est alors :  
$$q_u = (2 + \pi)C / [1 - 0.3(H/B)]$$
- Lorsque  $H$  est supérieur à  $3.5B$ , la résistance est à peu près inférieure, de l'ordre de 10%, à celle du milieu homogène correspondant à la couche d'assise.
- Lorsque  $H$ , est compris entre  $1.5$  et  $3.5B$ , le comportement du système bicouche évolue entre les deux cas précédents, on peut adopter une valeur intermédiaire fonction de l'épaisseur relative  $H/B$  de la couche résistante. Cependant Lebegue (1972-1976) a repris les études de Tcheng pour des épaisseurs de sable inférieures à deux fois la largeur de la semelle ; il a mesuré les contraintes dans l'axe de la semelle sous celle-ci et à l'interface sable graisse. La contrainte limite lors de la rupture augmente en fonction surtout de l'épaisseur du sable et un peu de sa densité ; la contrainte à l'interface est relativement peu modifiée. La résistance d'ensemble est apparentée à celle des fondations profondes ; elle est obtenue par addition de l'effort limite sur l'argile sous-jacente et de la résistance au cisaillement vertical de la surface passant par la périphérie de la fondation; malheureusement cette résistance périphérique, qui en fait correspond à un phénomène de butée, paraît nettement inférieure (à peu près deux fois moins dans les essais réalisés) aux résultats que donneraient les valeurs théoriques. Cette réduction provient sans doute du fait que la réaction totale du milieu sableux n'est pas entièrement mobilisée par suite de la trop grande déformabilité du milieu sous-jacent.



# **Chapitre III**

## **Outils numérique utilisés**

### **III.1.Introduction**

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc.

### **III.2.Bref aperçu sur la methode des elements finis**

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

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

#### **III.2.1.Bref historique**

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castiglione en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements.

Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

### III.2.2. Concepts de base

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

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

### III.2.3. Calculs par la MEF

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

- **Elle nécessite:**

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay, ... etc.
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

- **Elle permet:**

- d'effectuer les calculs d'écoulement;
- de simuler toutes les phases de travaux;
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants;
- de calculer un coefficient de sécurité.

- **Les sorties fournis pour les ouvrages sont:**
  - les déplacements des ouvrages;
  - les sollicitations internes des ouvrages;
  - les efforts dans les butons ou tirants.
- **Et pour le sol:**
  - les déplacements du sol;
  - les déformations du sol;
  - les contraintes totales et effectives dans le sol;
  - les pressions interstitielles;
  - de calculer un coefficient de sécurité.

### III.3. Présentation de PLAXIS

#### III.3.1. Histoire de PLAXIS



Figure III.1: Histoire de PLAXIS.






#### III.3.2. Le code PLAXIS

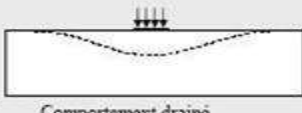
Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse dynamique.

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

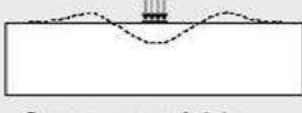
## Plaxis V8 : module de base

- Analyse aux éléments finis des projets géotechniques : déplacements, stabilité, capacité portante, etc.
- Outil particulièrement convivial, pour l'ingénierie et la recherche.
- Interactions sols/structure (éléments interfaces) ;
- Couplage avec les calculs hydrauliques (calculs d'écoulements en régime permanent) ;
- Calculs de consolidation ;
- Calculs de coefficients de sécurité (procédure  $\phi/c$  réduction) ;
- Calculs en grandes déformations ;
- Plusieurs lois de comportement disponibles : linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock Model, User-defined model.



Comportement drainé



Comportement non drainé

PLAXIS FINITE ELEMENT CODE FOR SOIL AND ROCK ANALYSES
Présentation Plaxis, Déc. 2006
4

Figure III.2: Module de base

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves) :

❖ **Le programme d'entrée de données (Input)**



Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

❖ **Le programme de calcul (Calculations)**



Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

❖ **Le programme courbe (Curves)**



Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

### **III.4.PLAXIS 3D 2010**

PLAXIS 3D FOUNDATION est un programme PLAXIS tridimensionnel, développé pour l'analyse des constructions de fondations, y compris les fondations de radeaux et les structures offshore.

Il fait partie de la gamme de produits PLAXIS, une suite de programmes d'éléments finis utilisés dans le monde entier pour l'ingénierie et la conception géotechniques. Le développement de PLAXIS a commencé en 1987 à l'Université de technologie de Delft à l'initiative du ministère néerlandais des Travaux publics et de la Gestion de l'eau (Rijkswaterstaat). L'objectif initial était de développer un code d'éléments finis 2D facile à utiliser pour l'analyse des remblais de rivières sur les sols mous des basses terres de Hollande.

Au cours des années suivantes, PLAXIS a été étendu à la plupart des autres domaines de l'ingénierie géotechnique. En raison de la croissance continue des activités, la société PLAXIS (PLAXIS bv) a été créée en 1993. En 1998, le premier programme d'analyse de déformation et de contrainte PLAXIS 2D pour Windows a été lancé. Entre-temps, un noyau de calcul pour les calculs par éléments finis 3D a été développé, ce qui a abouti à la sortie du programme PLAXIS 3D TUNNEL en 2001. PLAXIS 3D FOUNDATION est le deuxième programme PLAXIS tridimensionnel et a été développé en coopération avec TNO-Diana bv.



Figure III.3:Exemples de modèles

### III.4.1.Présentation générale

Un seul module et plusieurs modes (onglets) suivant les étapes de la modélisation.

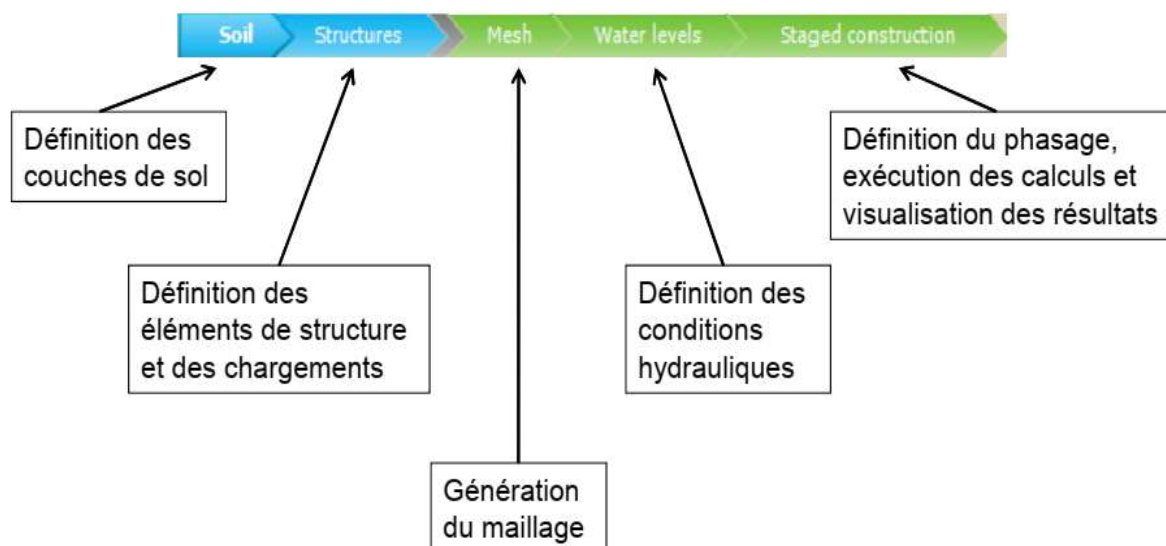


Figure III.4:Présentation générale

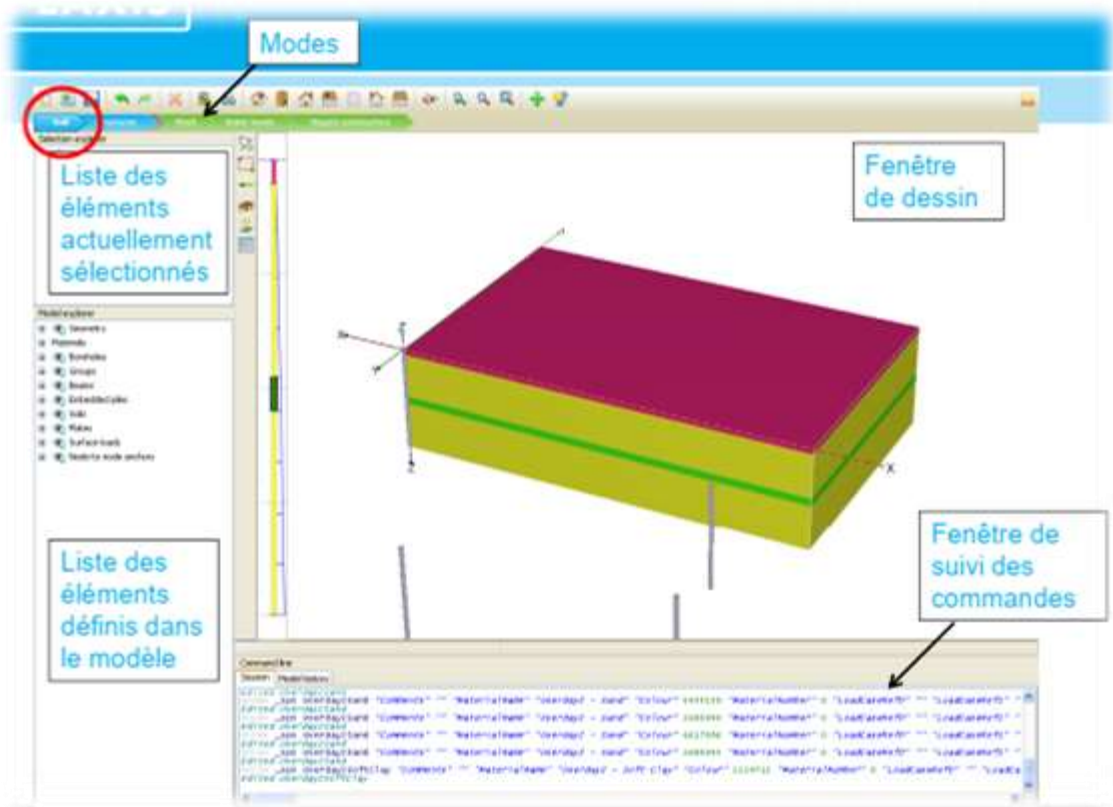


Figure III.5:Présentation Mode

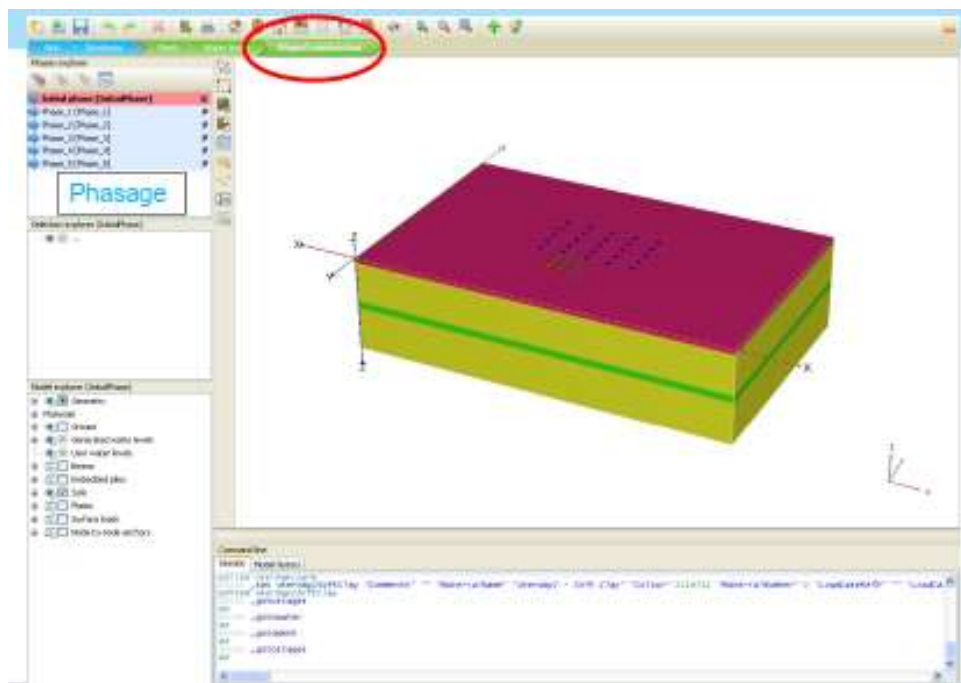


Figure III.6 : Présentation Phasage

### III.4.2.Saisie des données

Les caractéristiques générales du projet sont définies à l'ouverture d'un nouveau projet.

Elles peuvent être modifiées à tout moment.

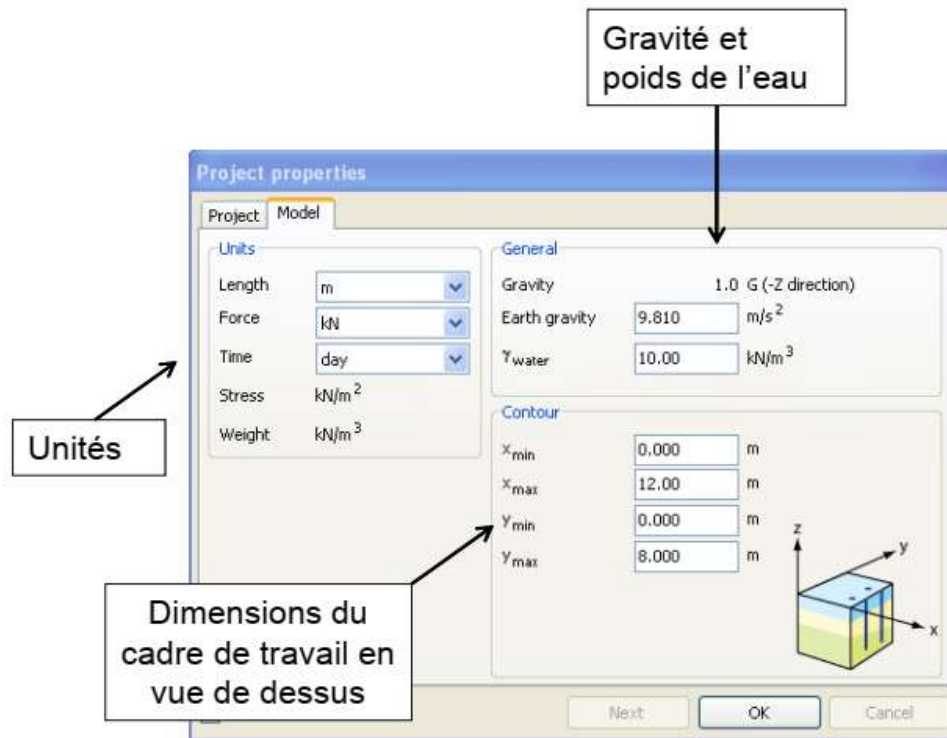


Figure III.7 : Fenêtre de modification

- **Géométrie – Mode « Soil »**

- Définie à partir des « boreholes » (idem 3D Foundation)
- Possibilité d'importer des surfaces créées sous Autocad (DXF/DWG) ou 3D Studio (3DS) : fonctionnalité réservée aux abonnés VIP.



- **Boreholes**

- Définition des cotes de limites des couches de sol pour chaque « borehole »
- Définition des niveaux d'eau par couche
- Possibilité de dupliquer les « boreholes »
- Possibilité d'afficher les différents « boreholes » en parallèle

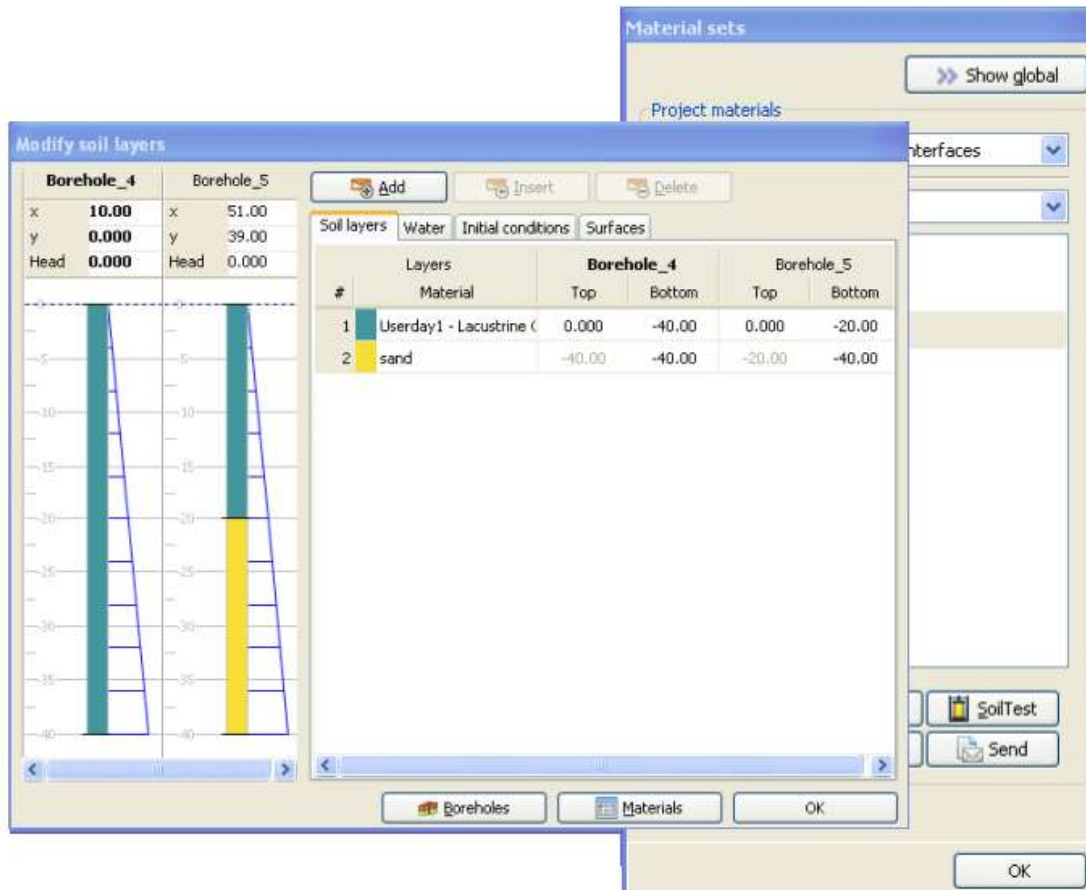


Figure III.8 : Fenêtre de Mode « Soil »

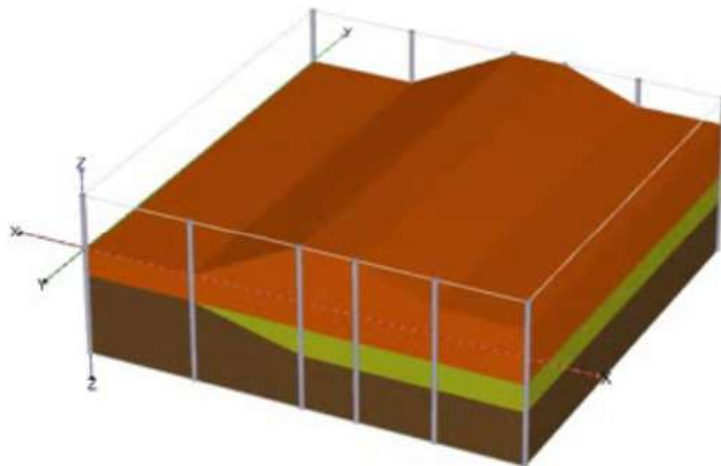


Figure III.9 : Exemples de stratigraphie créée à partir de « boreholes »

- **Lois de comportement des sols**

- Linéaireélastique
- Mohr-Coulomb
- HardeningSoil
- HSsmall
- Soft Soil
- Soft SoilCreep
- Jointed Rock Model
- Hoek-Brown (VIP)
- Modified Cam Clay
- User-defined model (VIP)

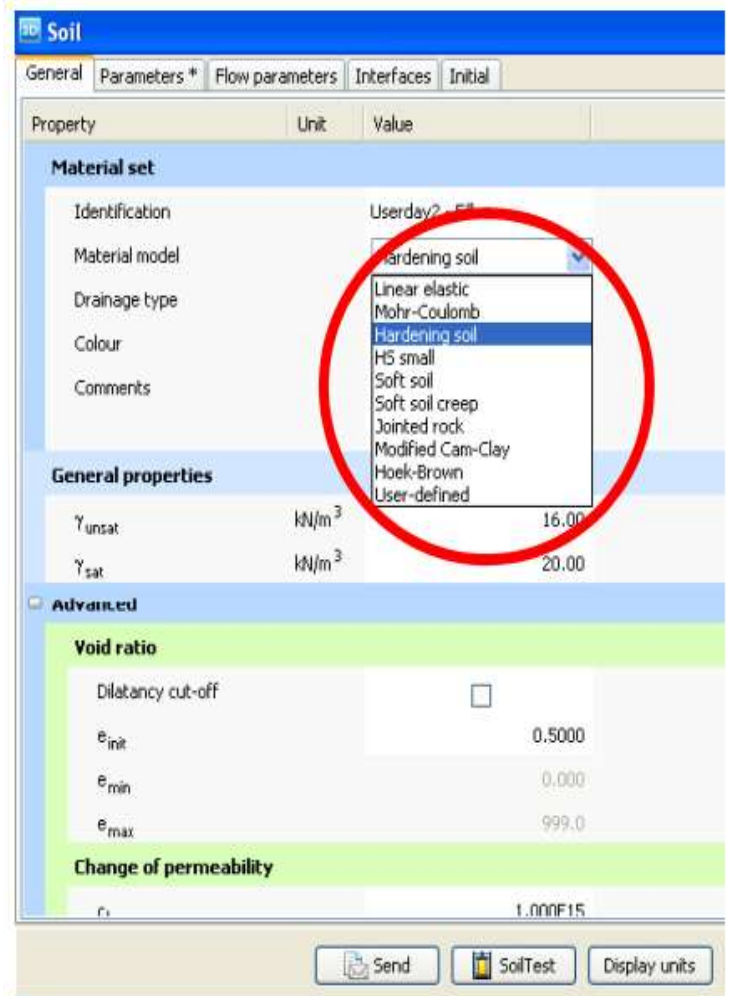


Figure III.10: Choix du modèle de comportement des sols

- **Comportement drainé /non- drainé**

- **Drained**
- **Undrained A** (utilisation des paramètres de résistance et de rigidité effectifs)
- **Undrained B** (utilisation des paramètres non drainés pour la résistance et effectifs pour la rigidité)
- **Undrained C** (analyse en contraintes totales avec paramètres non drainés)
- **Non-porous**

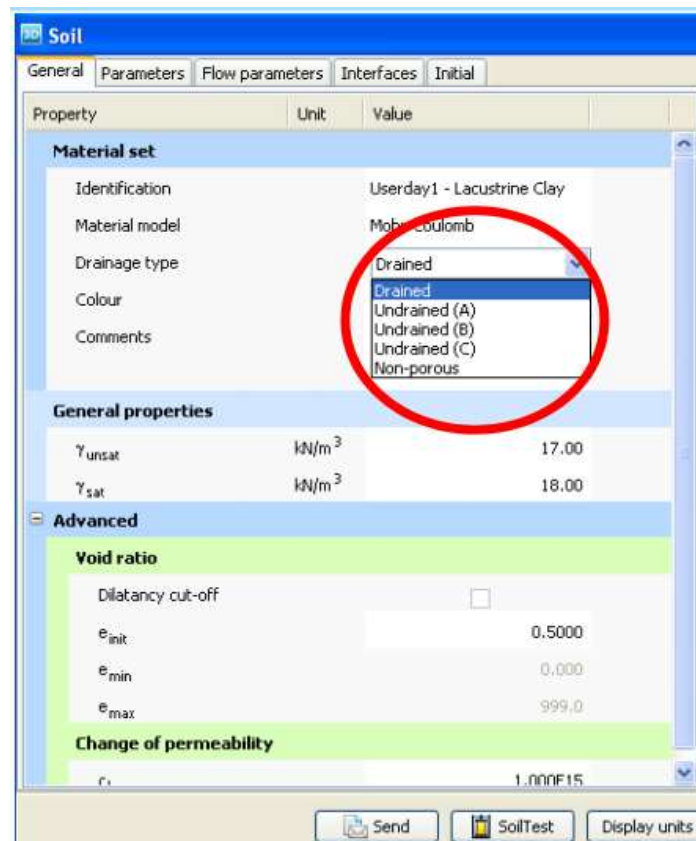


Figure III.11: Choix de type de comportement du sol (drainé ou non drainé)

- **Géométrie – Mode « Structures »**

- Éléments de plaque (« plates »)
- Poutres (« beams »)
- Ancrages (« node-to-node, fixed-end »)
- Géotextiles (« geogrids »)
- Pieux (« embedded piles »)
- Importation de surfaces
- Importation de solides prédéfinis
- Éléments d'interface (verticaux ou horizontaux)



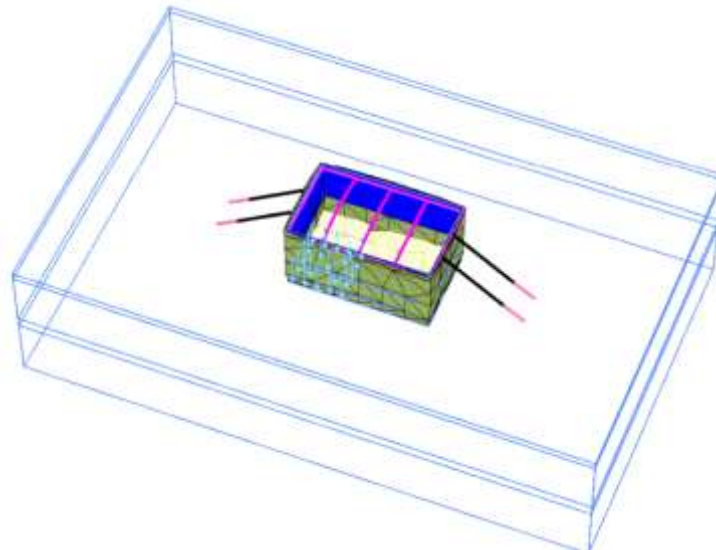


Figure III.12: Exemple de structures modélisées par plaxis 3D

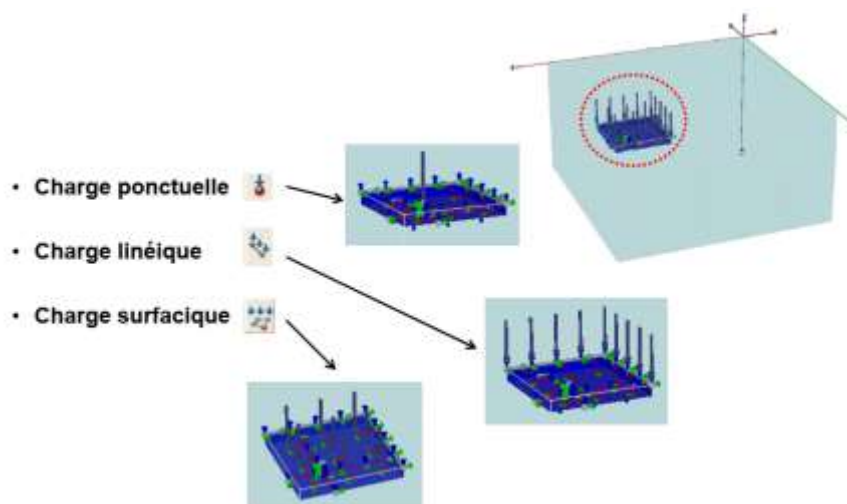


Figure III.13: Différentes charges existes dans plaxis 3D

Le dessin à la souris en 3D est facilité par plusieurs modes de définition des coordonnées. Par exemple:

- Dessin à la souris dans un plan XY (Z étant fixé, mais modifiable par la touche Shift ou par la touche TAB qui permet de s'accrocher à un plan existant)
- Dessin dans les vues 2D prédéfinies (une boîte de dialogue permet de définir le plan de travail)
- Définition des coordonnées par frappe directement dans la fenêtre de commande
- Assistant pour la définition de réseaux rectangulaires d'éléments de structure (fonction « array »)

### III.5. Les modèles de comportement utilisés dans le PLAXIS

#### III.5.1. Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil  $S_0$  (figure III.14).

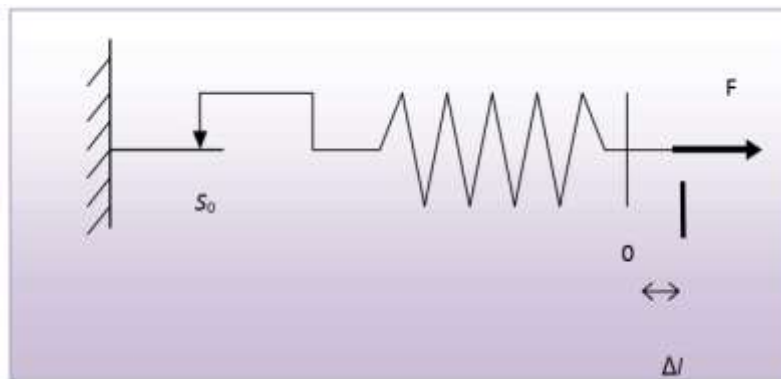


Figure III.14: Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

Le courbe effort déplacement ou contrainte déformation que l'on trouve est présentée sur la figure III.15.

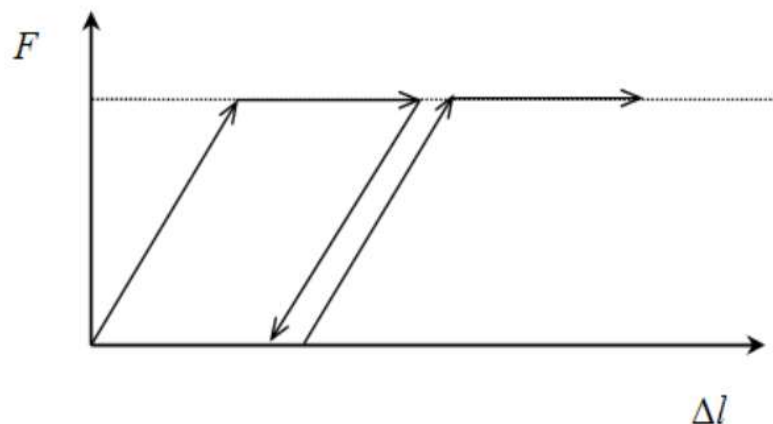


Figure III.15: Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures III.14 et III.15 est un comportement élastoplastique sans écrouissage. La figure III.16 représente un comportement élastoplastique avec écrouissage.

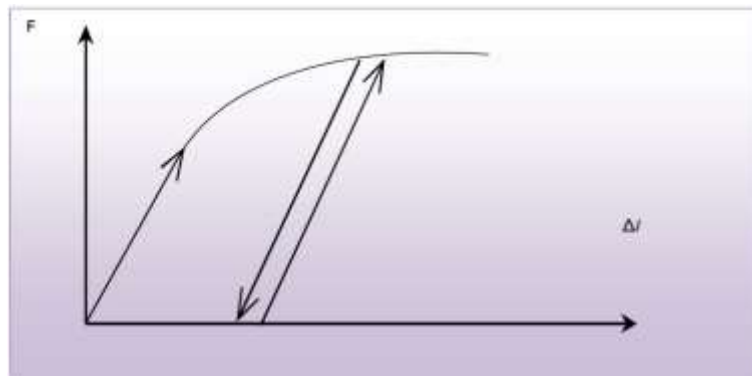


Figure III.16: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

### III.5.2. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ , l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_u$  est infini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ; \quad K = \frac{E}{3(1 + \nu)} ; \quad E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}$$

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

### III.5.3. Le modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Le modèle de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (\text{III.1})$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et cisaillement, et  $c$  et  $\phi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure III.17).

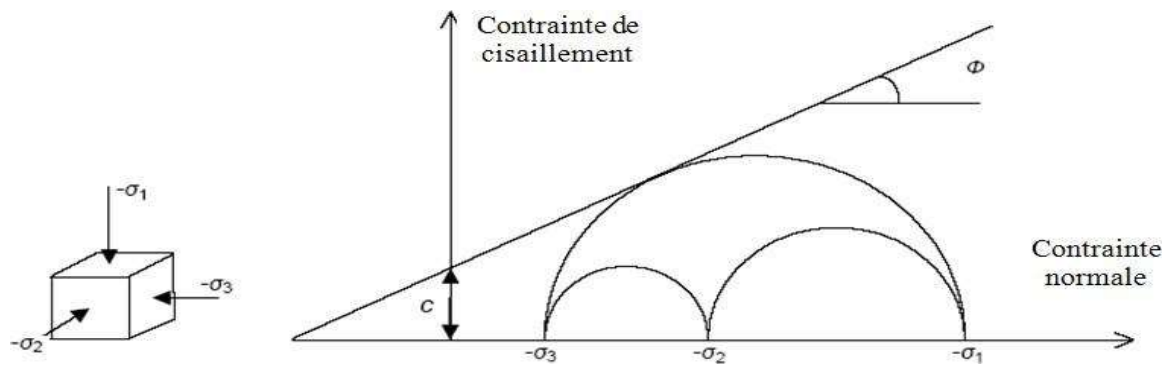


Figure III.17: Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure III.18) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

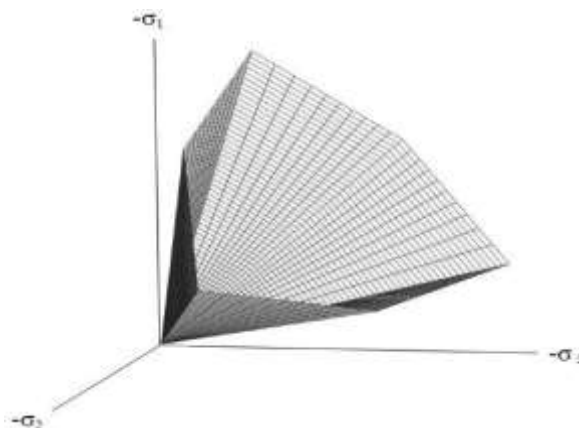


Figure III.18: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$ .

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination des cinq paramètres suivants :

#### ❖ Module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique.

Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au  $G_{max}$  mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais

spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure III.19).

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

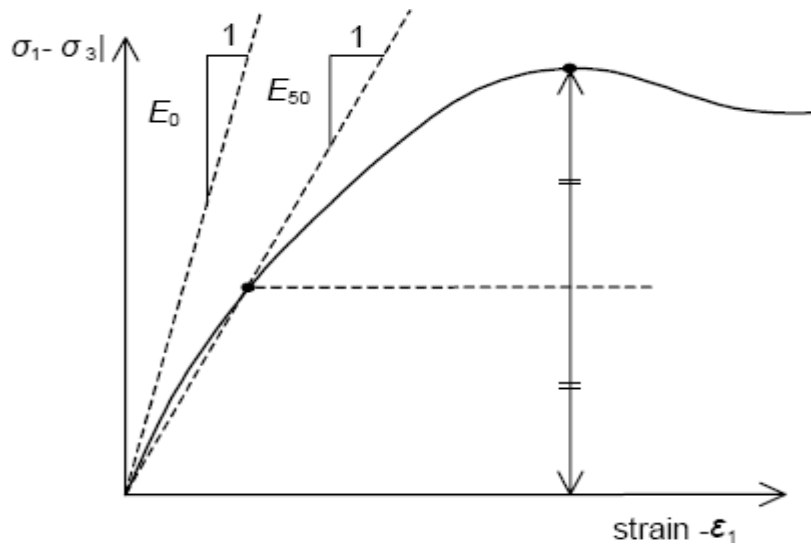


Figure III.19: Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi entrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

#### ❖ Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est éalisted pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

#### ❖ Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne.

L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer

des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

Cette valeur de  $35^\circ$  est compatible avec les angles de frottement  $\phi_{cv}$  (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr Coulomb (figure III.18).

#### ❖ Cohesion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement flottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $u=0$ , PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre *c-depth*. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en (kPa/m)).

#### ❖ Angle de dilataance

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

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ.$$

$$\psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ.$$

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

La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau Élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilataance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

### III.5.4. Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)

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

De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œnométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;

De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort- déformation avant d'atteindre la plasticité ;

De distinguer entre une charge et une décharge ;

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.

Le modèle HSM, dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang (1970) car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques et est adapté à tous les types de sols. La surface de charge est décrite par deux mécanismes avec écrouissage isotrope contrôlant respectivement les déformations volumiques et déviatoriques (Figure III.20).

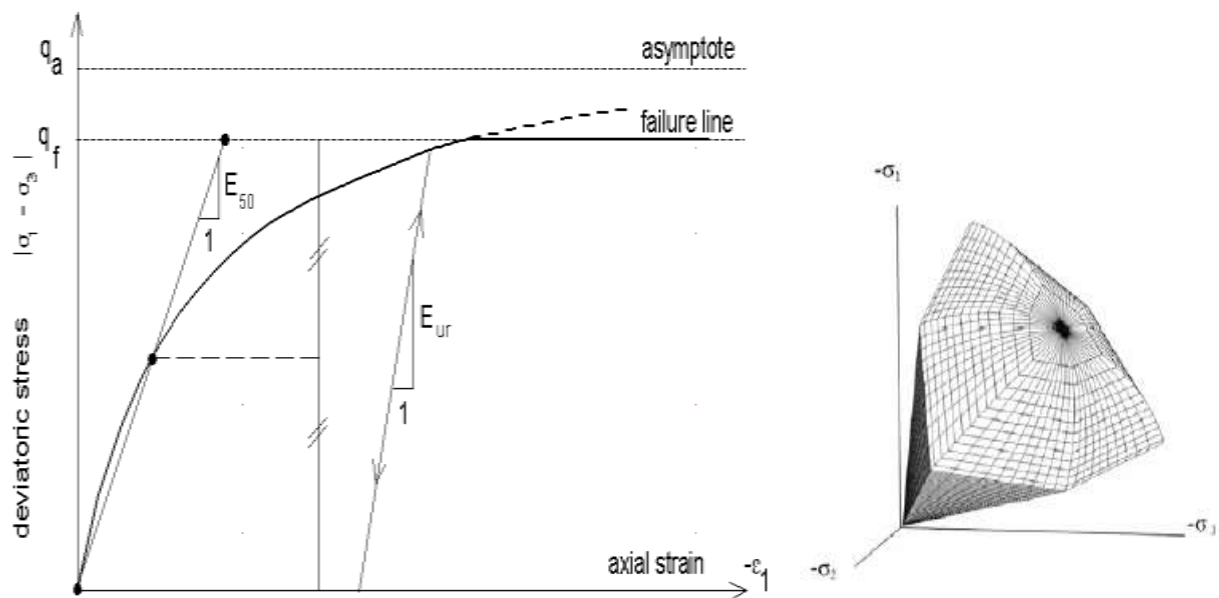


Figure III.20: Relation contrainte/déformation et surface de charge (Schanz et al., 1999).

Les paramètres du modèle sont ceux de Mohr-coulomb pour les critères d'échec ( $c$ ,  $\psi$ ): De plus, d'autres paramètres sont présentés.

- la rigidité Sécante dans la norme (le standard) a drainé triaxial test:  $E_{50}^{ref}$ , et ensuite:

$$E_{50}(\sigma) = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma'_3}{c \sin \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right) \quad (III.2)$$

- la rigidité de Tangente pour odomètre principal  $E_{oed}^{ref}$ .
- Le Pouvoir (la Puissance) pour la dépendance de niveau de stress des tiffness:m
- Déchargent/Rechargent stiffness:  $E_{ur}^{ref}$  (le défaut :  $E_{ur}^{ref} = E_{50}^{ref}$ ) et ensuite:

$$E_{ur}(\sigma) = E_{ur}^{ref} \left( \begin{array}{c} c \cos \varphi - \sigma'_3 \\ c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi \end{array} \right) \quad (III.3)$$

La proportion de Poisson pour débarquez/rechargez:(défaut:=0.2).

- la Référence soulignent pour stiffness:  $p^{ref}$  (le défaut  $p^{ref} = 100$  unités de stress).
- $K_0$ estiment pour  $K_0^{ref}$  normal0(default:  $K_0^{ref} = 1 \sin \varphi$ ).
- Proportion d'Échec :  $R_f = q_f / q_s =$  (défaut :  $R_f = 0.9$ )
- Force de tension:  $\sigma_{tension}$  (défaut:  $\sigma_{tension} = 0$ ) Aussi il définit la rigidité odomètre:

$$E_{oed}(\sigma) = E_{oed}^{ref} \left( \begin{array}{c} c \cos \varphi' - \sigma \sin \varphi \\ c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi \end{array} \right) \quad (III.4)$$

Notez que la rigidité oedomètre touche à la mise à l'épreuve d'odomètre, donc au tassement durcissant la partie. D'autre et touchent à la mise à l'épreuve de triaxial et ainsi à la friction durcissant la partie. Pour expliquer la tension volumétrique en plastique dans la compression isotropie, une deuxième surface de rendement ferme la région élastique dans la direction du p-axe. Tandis que la surface de rendement se tondant est principalement contrôlée par le module triaxial, le module odomètre contrôle le rendement capsurface.

### III.6 CONCLUSION

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués.

Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité: à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains de ces paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est l'angle de dilatance.

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

# **Chapitre IV**

**Analyse numerique tridimensionnelle de  
la capacite portante des fondations  
superficielles**

## IV.1. Introduction

Dans ce chapitre on va aborder la modélisation numérique de comportement de sol sous l'action des charges transmises par une fondation rigide. La simulation numérique est performée à l'aide d'un code de calcul en éléments finis Plaxis3D (version 2013).

Dans la première partie de ce chapitre on crée un modèle numérique de référence avec le logiciel Plaxis3D d'une fondation carré reposant sur un sable lâche de faible portance.

Dans la deuxième partie de ce chapitre une étude paramétrique basée sur les paramètres de référence a été faite pour étudier l'influence de méthode de renforcement du sol sur l'amélioration de la capacité portante.

L'étude paramétrique comporte les points suivants :

- **Effet de renforcement par reconstitution de sol** avec des couches sabl ecompacté (sable dense) sur la distribution des contraintes et la capacité portante du sol;
- **Effet de renforcement par des nappes de géogrid** sur la distribution des contraintes et la capacité portante du sol;
- **Comparaison entre la capacité portante d'une couche de sable sous les conditions drainé et non drainé.**

## IV.2. Outils de modélisation

Le logiciel Plaxis permet de modéliser de manière détaillée le type de problème, en spécifiant les propriétés des matériaux et les conditions aux limites. Bien entendu, les principaux résultats d'un calcul en éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de Gauss. Plaxis offre une vaste gamme d'outils pour afficher les résultats. Pour décrire le comportement de sol, on a adopté la loi de Mohr-Coulomb élastique par faitement plastique. Ce modèle simple exige de spécifier cinq paramètres: le module de Young  $E$ , le coefficient de poisson  $\nu$ , et la cohésion  $c$ , l'angle de frottement  $\varphi$ , et l'angle dilataance  $\psi$ . Une fois la géométrie est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état de contrainte et la configuration initiales doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles et l'autre pour spécifier le champ de contraintes effectives. Dans le second mode Plaxis propose par défaut le coefficient de pression latérale des terres au repos  $K_0$  selon la formule de Jaky ( $K_0 = 1 - \sin \varphi$ ) que l'opérateur peut modifier.

### IV.3. Présentation du modèle de référence

#### IV.3.1 Géométrie

Pour toutes les cas on a considéré une semelle carrée a un coté  $b = 2 \text{ m}$  et a une épaisseur  $e=0,5\text{m}$  repose sur une couche de sable lâche. Du fait de la symétrie du problème, seule un quart du modèle est pris en considération.

Le modèle a une hauteur de  $10\text{m}$  ( $5b$ ), une longueur  $L=10\text{m}$  ( $L= 10b$ ) et a une largeur de  $B=10\text{m}$  ( $B=10a$ ). Le fond et les limites latérales du modèle ont été placés loin de la zone de fondation.

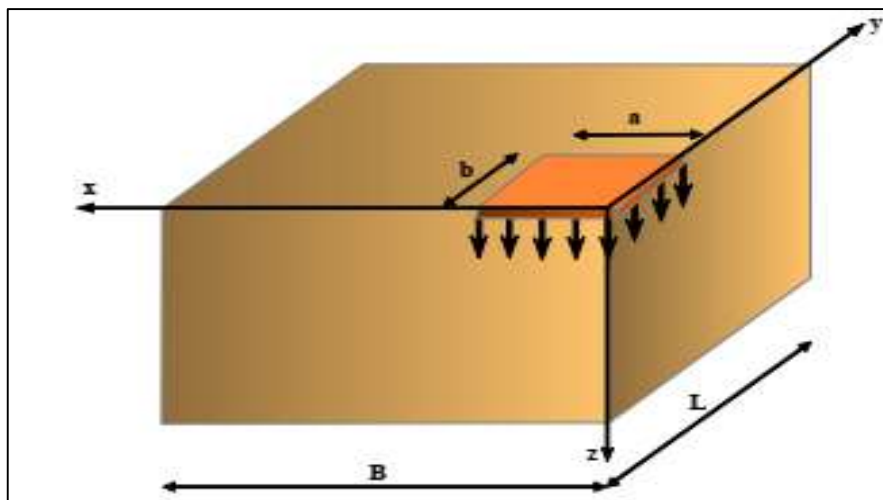


Figure IV.1 : Présentation du cas étudié

#### IV.3.2 Caractéristiques de sol de fondation

Les caractéristiques des éléments utilisés dans notre modèle sont présentées dans le tableau IV.1.

Pour les paramètres de sol sont considérés des caractéristiques d'un sable lâche a une densité relative de 25% [38].

Tableau IV.1. Caractéristiques de sol de fondation et de semelle

Element	Sol de fondation (Sable lâche)	semelle
Modèle de comportement	Mohr coulomb	Élastique Linéaire
Type	Drained	Non-porous
Angle de frottement $\varphi$ (degrés)	30	-
Cohésion, $c$ (kPa)	0.2	-

<b>Angle de dilatance, <math>\Psi</math>(degrés)</b>	0	-
<b>Poids spécifique <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	14.5	24
<b>Module de rigidité E (kPa)</b>	15000	23500000
<b>Coefficient de Poisson <math>\nu</math></b>	0,25	0.2

### IV.3.3. Processus de simulation numérique

- **Présentation du casétudie**

On considère une semelle superficielle isolée carrée de côté B (c'est le cas le plus défavorable entre semelle filante et semelle carrée, la semelle rectangulaire est intermédiaire) reposant directement sur un sol de sable lache. Cette fondation est soumise à un déplacement imposé vertical. Dans notre étude on s'intéresse à analyser l'effet de forme des fondations, malgré le calcul tridimensionnel qui est trop long.

- **Procédure de simulation**

Comme n'importe quelle procédure dans le code PLAXIS3D notre procédure suit plusieurs étapes spécifiques lors de l'exécution, qui sont les suivantes :

- ❖ génération du maillage ;
- ❖ frontières et conditions initiales ;
- ❖ choix du modèle constitutif et propriétés du sol ;
- ❖ chargement et séquence de modélisation ;
- ❖ Interprétation des résultats.

Pour la procédure de simulation, la fondation est considérée comme rigide donc le chargement est effectué par l'application d'une vitesse de déplacement sur les nœuds en contact entre la fondation et le sol. Dans notre cas on applique un tassement imposé égale 0.25m ( $\approx 0.12b$ ).

Au cours du déplacement de la fondation, on enregistre la charge à travers la résultante des forces nodales de tous les nœuds sous la fondation.

#### IV.3.4. Maillage et conditions aux limites

Le maillage tridimensionnel doit résulter d'un compromis entre une description aussi complète que possible de la géométrie, des résultats satisfaisant et des temps de calcul raisonnable.

Il s'agit d'un exercice difficile à réaliser sans commune mesure avec celui pratiqué couramment dans une analyse bidimensionnelle.

Les recommandations données par Mesta (1998) pour la construction d'un maillage tridimensionnel sont les suivantes :

- les symétries compatibles avec le problème

Plaxis offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds Figure (IV.2) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 15 nœuds qui fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Le maillage doit être resserré dans les régions situées directement au tour de la fondation où des concentrations de contraintes sont attendues. En dehors de ces zones, des éléments de taille plus importante sont mis en place pour atteindre les frontières extérieures.

La finesse du maillage (global coarseness) est réglée sur medium pour tout le sol, puis on le raffine localement sur la partie près de la fondation et plus fin au dessous de la semelle comme il est indiqué sur la figure IV.3

La discrétisation du modèle a été faite par des éléments tétraédriques à 10, Le maillage est constitué en totalité de 2354 éléments tétraédriques, 3920 nœuds.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les faces verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure.

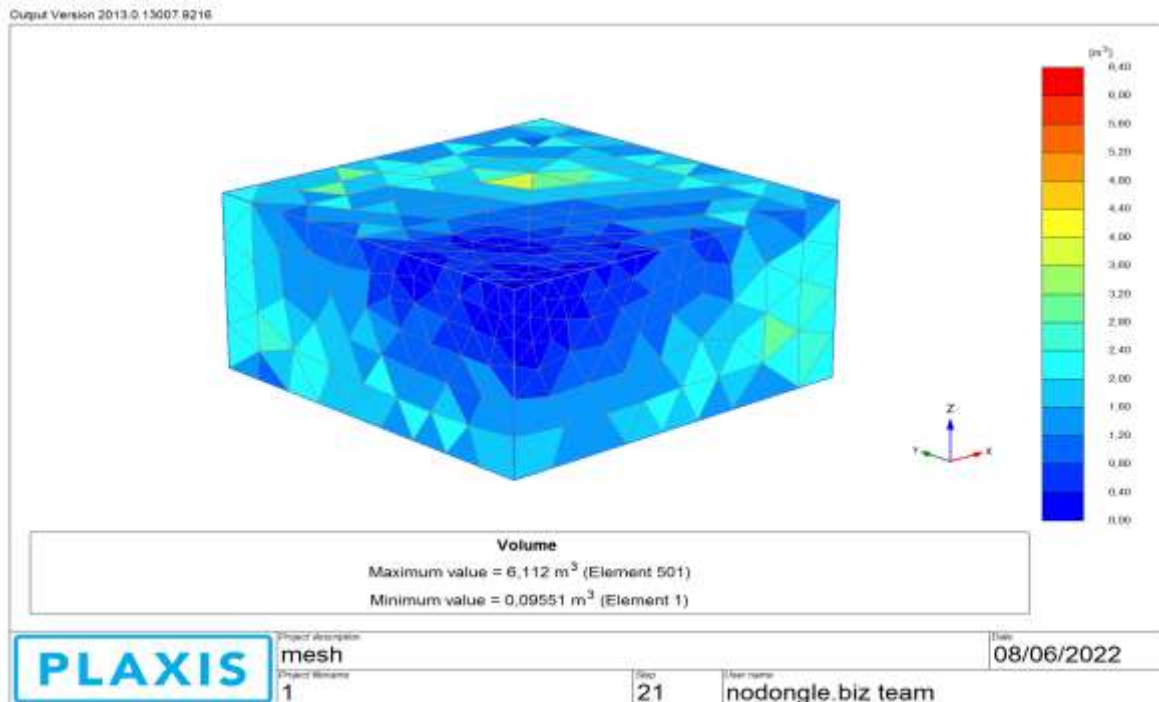


Figure IV.2: Génération du maillage

### IV.3.5. Les résultats

#### IV.3.5.1. Déplacement verticale

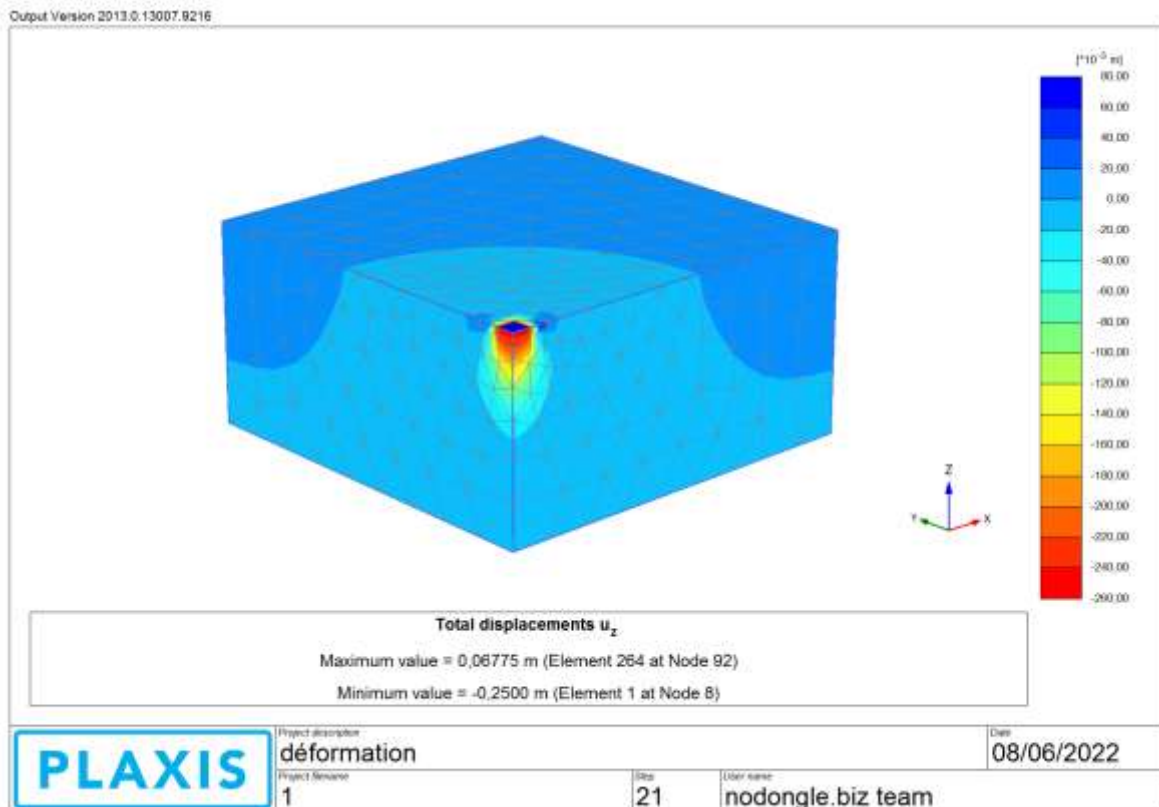


Figure IV.3: Déformation de sable sans renforcement

### IV.3.5.2. Contrainte verticale

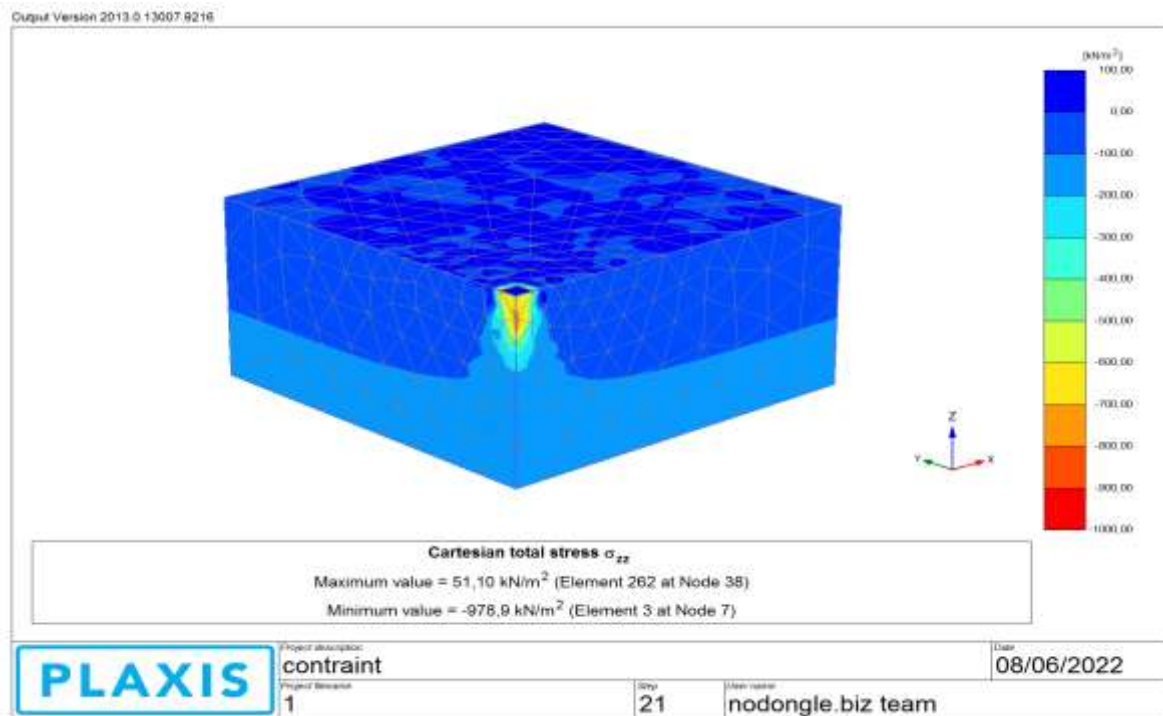


Figure IV.4: Contrainte de sable sans renforcement

### IV.3.5.3. Capacité portante

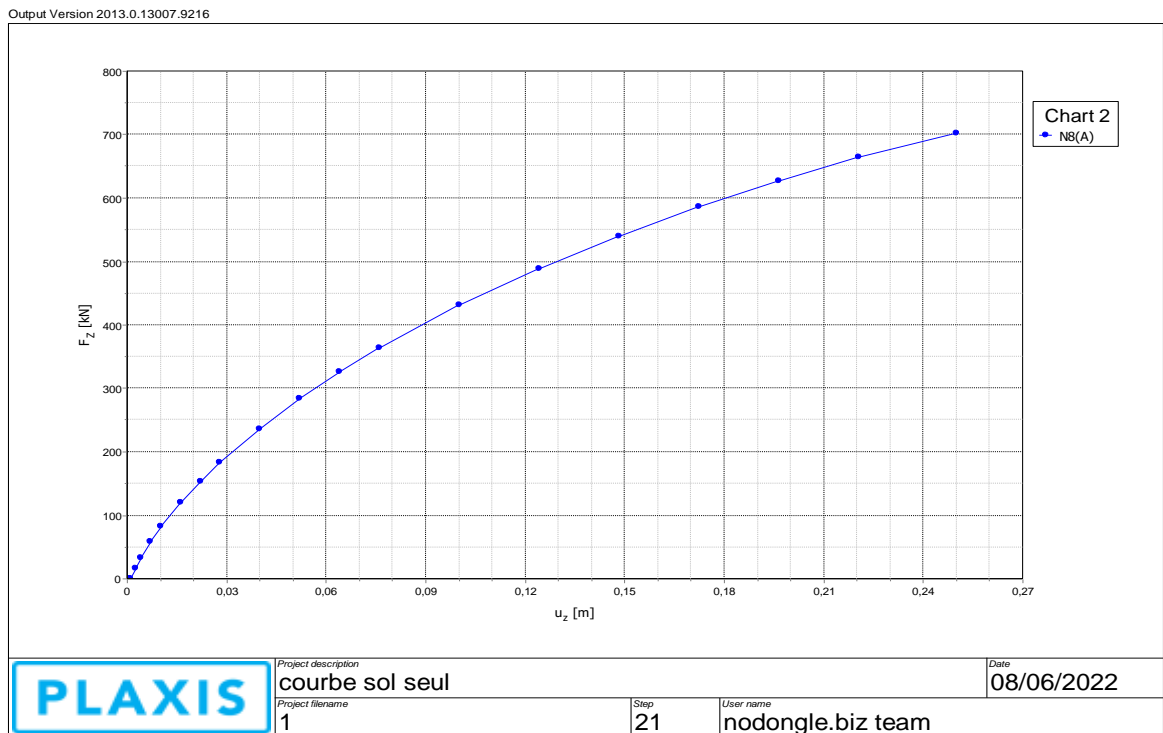


Figure IV.5: variation de CP de sable sans renforcement

La figure IV.6 présente la courbe de la variation de chargement en fonction du tassement de fondation. A partir de cette courbe on peut déterminer la capacité portante de ce sable qui est égale à 702,23 Kpa (correspondant à un tassement limite égale  $-0.25m$  ( $=0.125b$ )).

#### IV.4. Etude paramétrique :

##### IV.4.1. L'effet de renforcement par reconstitution de sol

Dans cette partie on va renforcer le sol par la reconstitution (changement d'une épaisseur de sol de fondation initial) par un sable compacté (a densité relative égale 70% [38]).

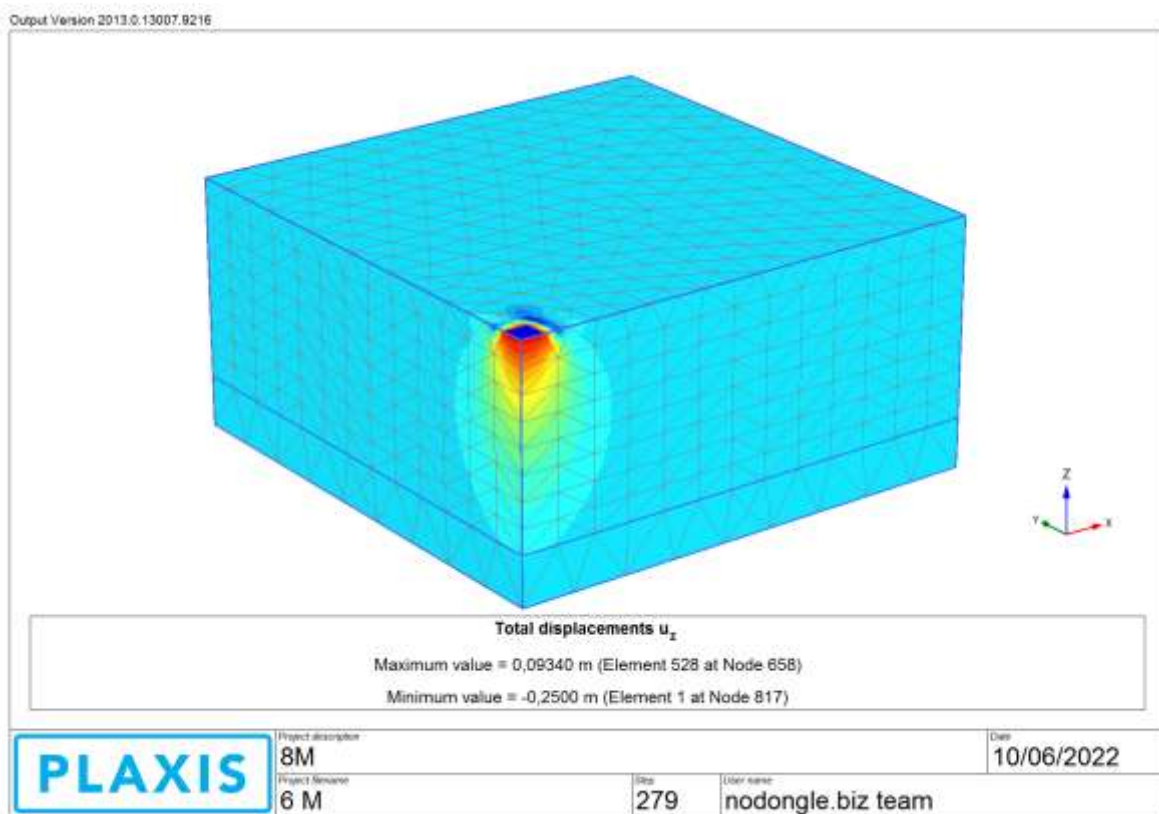


Figure IV.6: Déformation de sol en couches de sable reconstitué

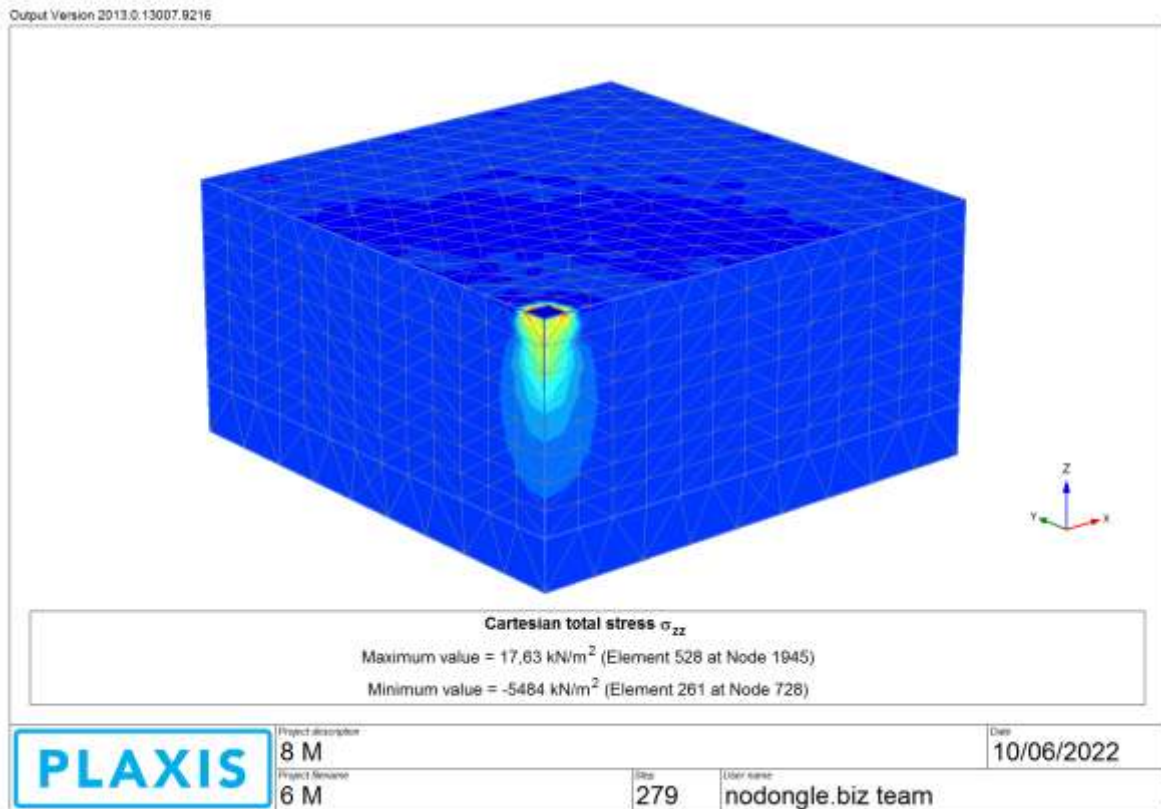


Figure IV.7: Contrainte de sol en couches de sable reconstitué

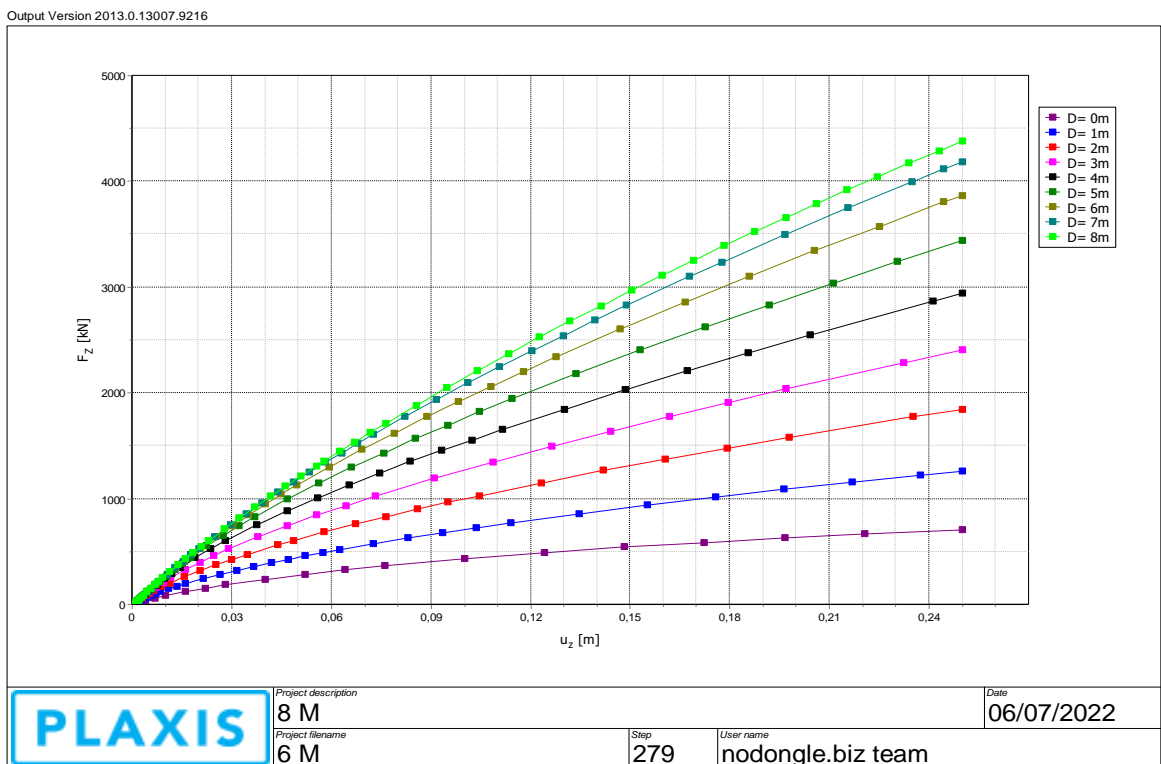


Figure IV.8: variation de CP en fonction de l'épaisseur de la couche de sable reconstitué

**Tableau IV.2 :variation de CP en fonction de l'épaisseur de la couche de sable reconstitué**

H (m)	$F_z$ (kn)	Taux de croiss %
00	702,230	---
01	1263	80
02	1845	163
03	2406	243
04	2945	319
05	3442	390
06	3867	450
07	4185	495
08	4378	523

D'après les résultats trouvés, nous avons remarqué que les valeurs de CP augmentent avec l'augmentation de l'épaisseur de couche de sable reconstitué (l'épaisseur de couche de sable dense) On constate aussi que l'augmentation de CP après cepte 07 couches sera négligéable.

#### **IV.4.2. L'effet de renforcement par géogrilles**

Dans cette partie on va étudiér l'amélioration de la capacité portante d'un sable par pr l'ajoutdes nappes géogrilles sous la fondation.la longueur des napes est 12m ( $l= 6b$ ) et l'espacement entre les nappes est égale a0.25m. Il faut noter que ces valeurs sont recommandées parplusieur chercheurs : [39],[40] et [41].

Les nappes de géogrilles ont une rigidité axiale est égale a 1000 KN/M

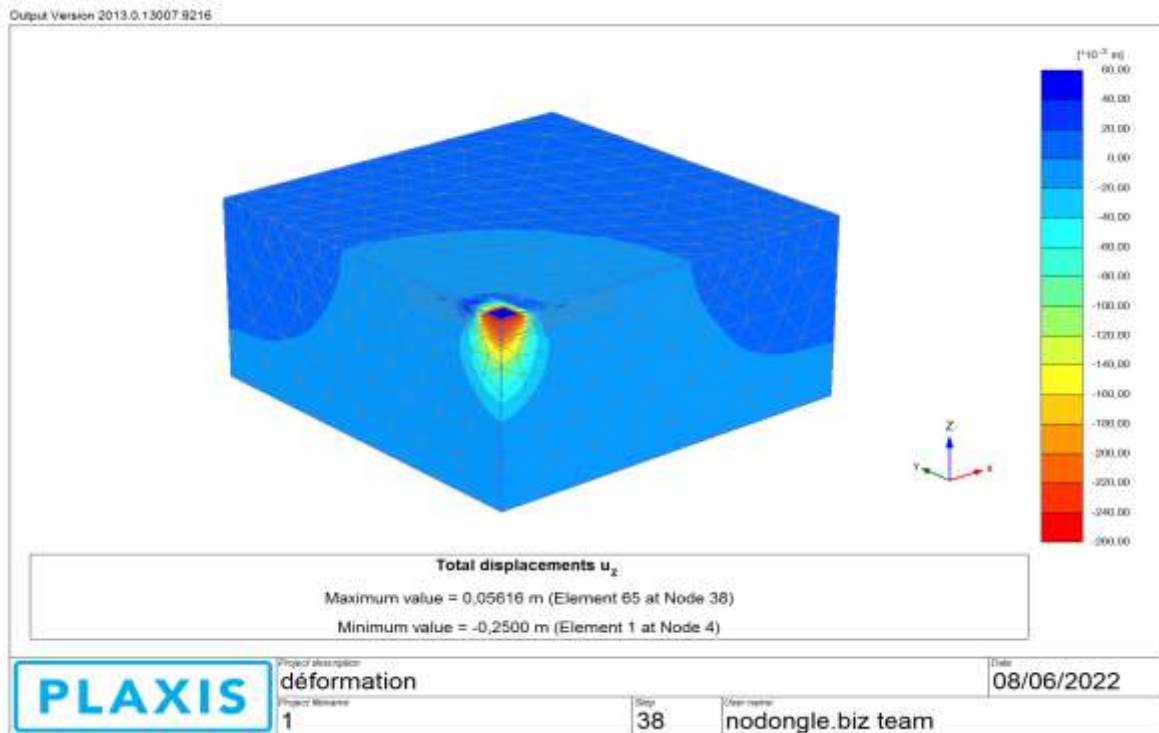


Figure IV.9: Déformation de sol renforcé avec des nappes en géogrilles

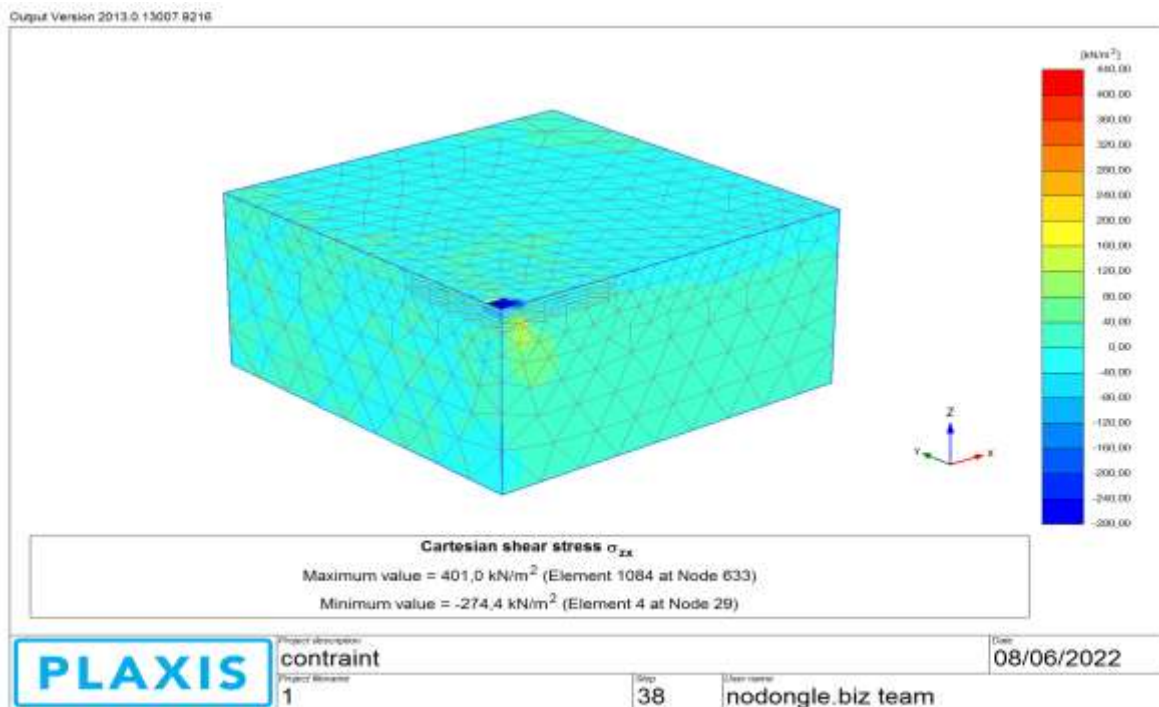


Figure IV.10: Déformation de sol renforcé avec des nappes en géogrilles

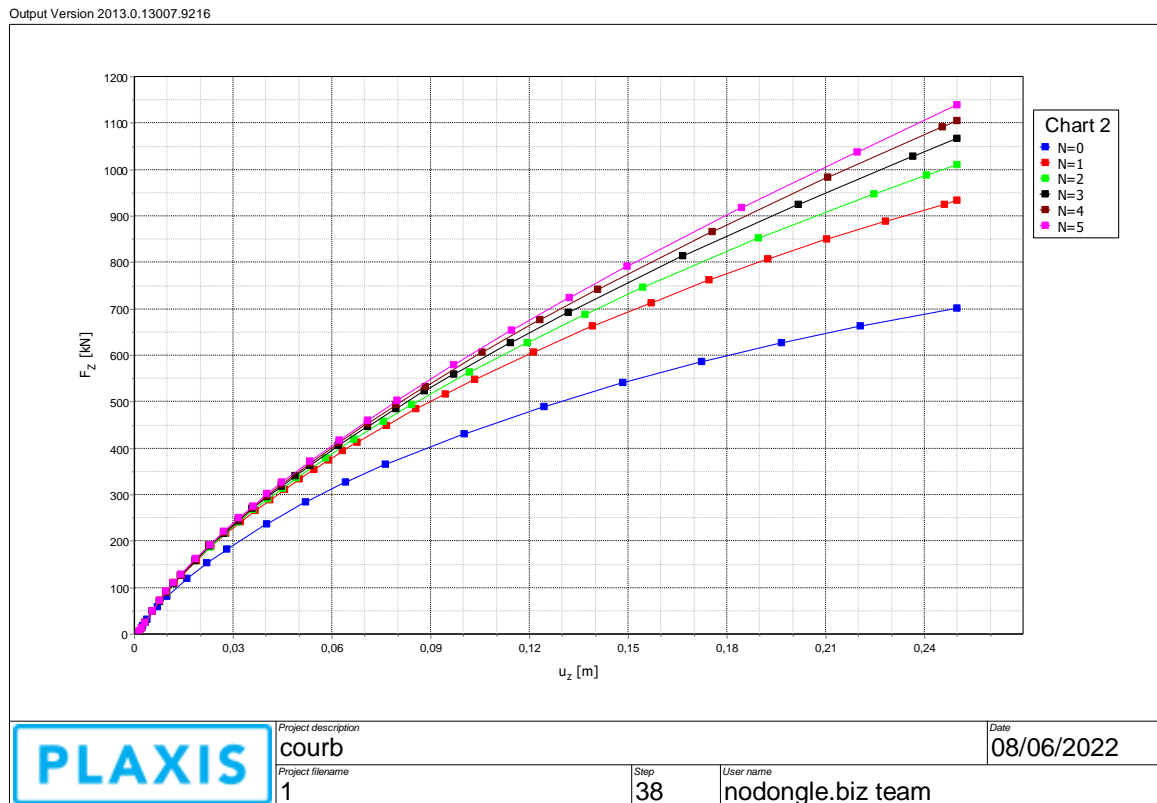


Figure IV.11: Variation de CP en fonction de nombre des nappes en géogrilles

Tableau IV.3 :Variation de CP en fonction des nappes en géogrilles

Nappes géogrilles	$F_z$ (kn)	Taux de croiss %
00	702,230	---
01	933,590	33
02	1010	44
03	1068	52
04	1105	57
05	1138	62

A partir des résultats présentés, nous avons remarqué que les valeurs de CP augmentent avec l'augmentation de nombre des nappes de géogrilles. On constate aussi que l'augmentation de CP après quatre nappes sera négligeable.

### IV.4.3. L'effet de la nappe phréatique

Afin d'étudier l'effet de la remontée de la nappe sur la capacité portante on considère deux cas :

**Cas1** : la nappe est au niveau de -2m (-b)

**Cas2** : la nappe est au niveau de surface de la semelle.

Les résultats sont présentés dans les figures suivantes

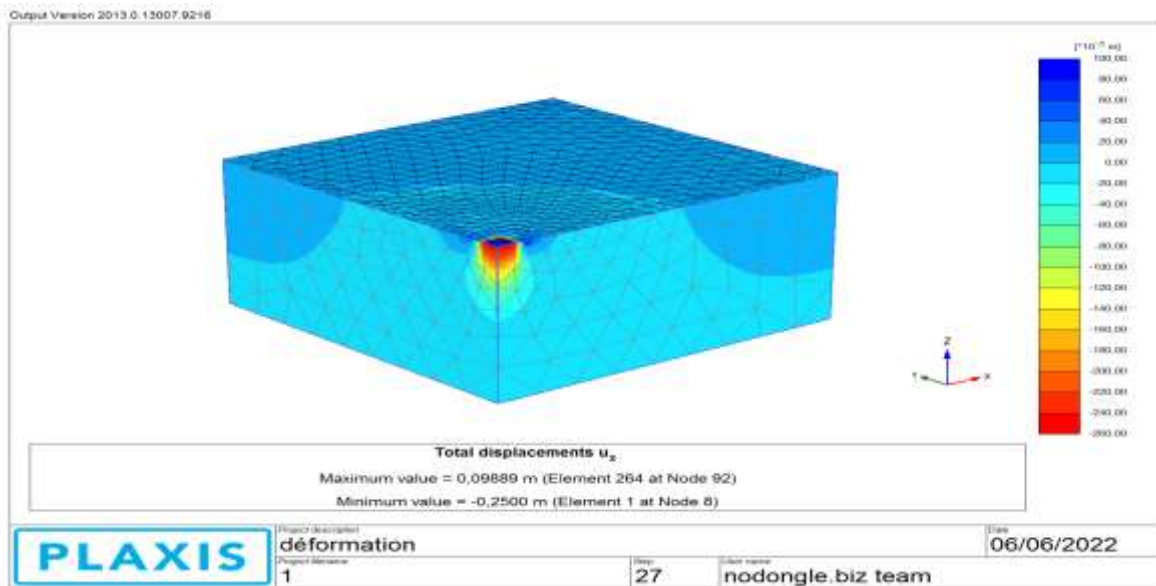


Figure IV.12: Déformation de sol sec

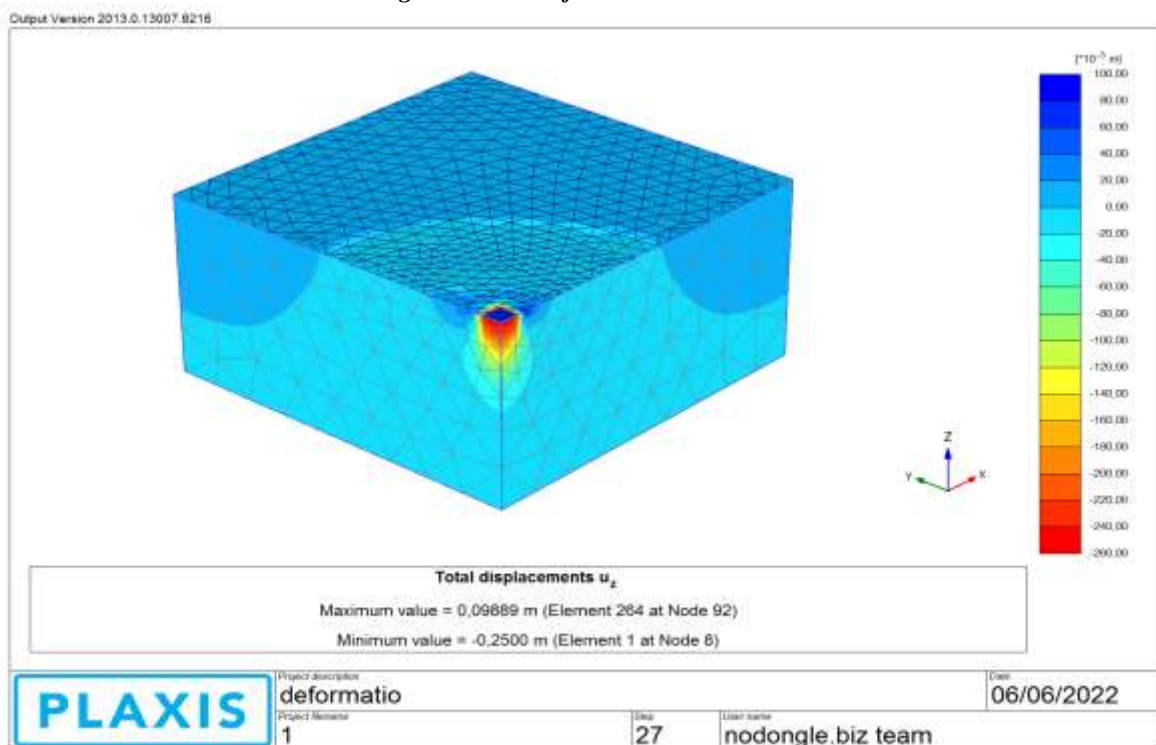


Figure IV.13: Déformation de sol saturé

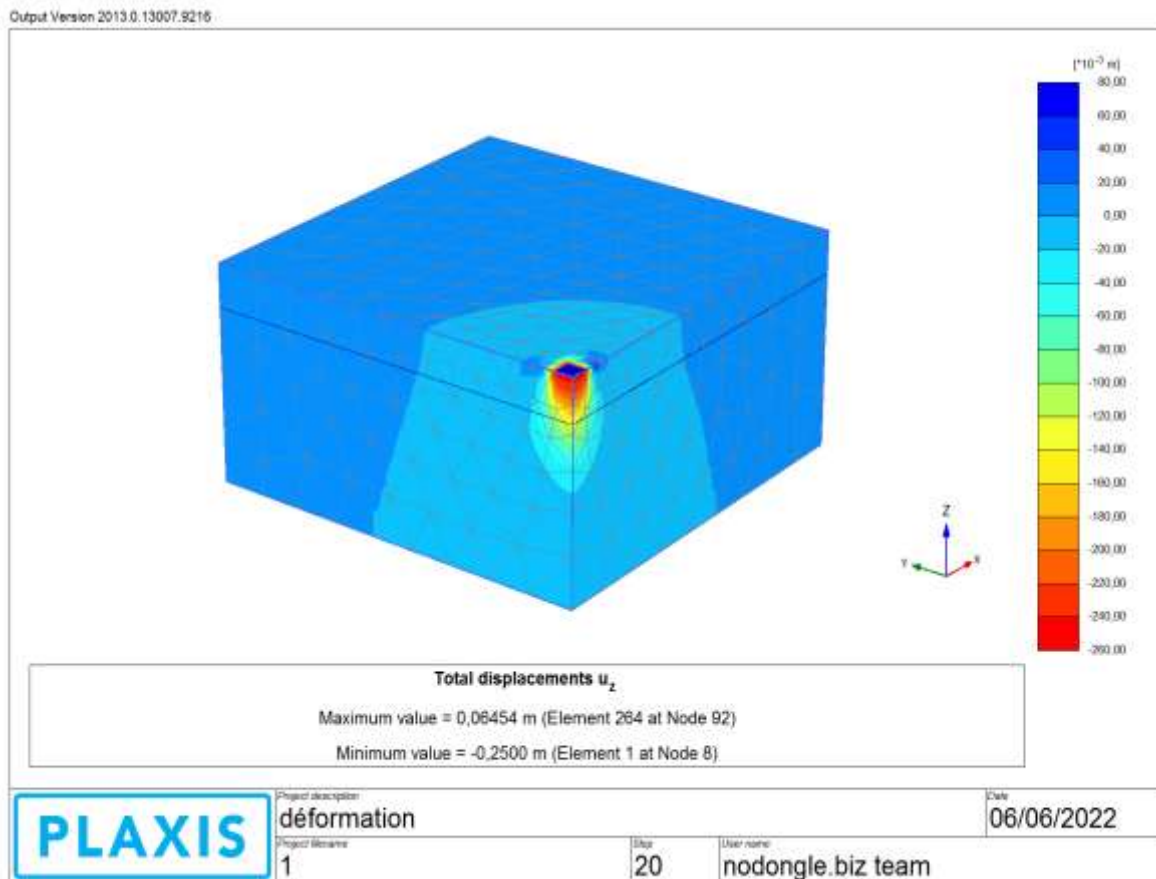


Figure IV.14: Déformation de sol saturé

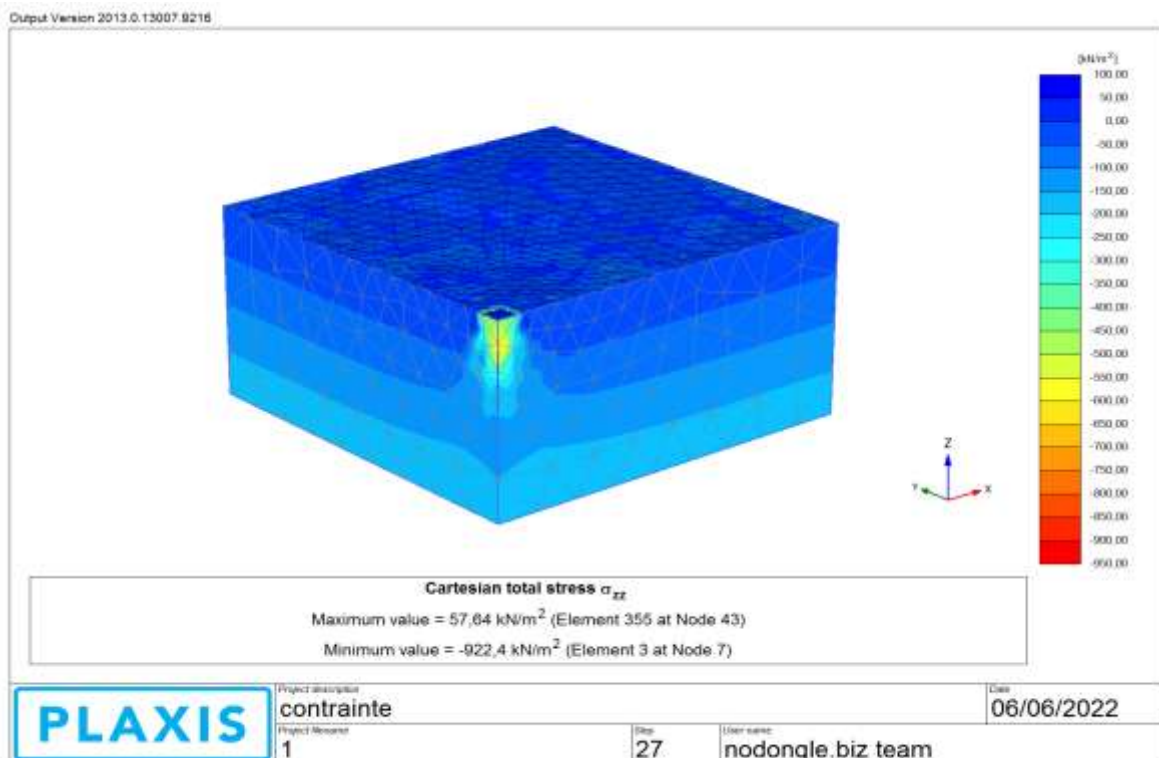


Figure IV.15: Contrainte de sol sec

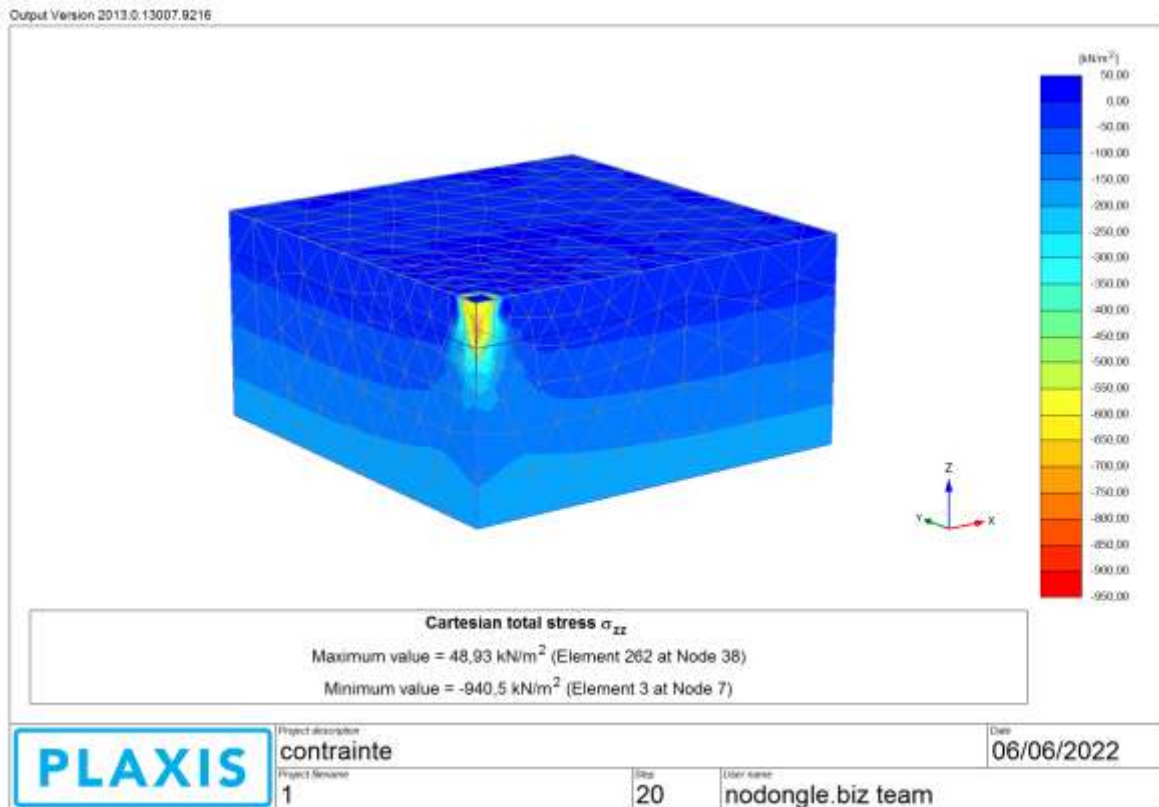


Figure IV.16: Contrainte de sol saturé -02m

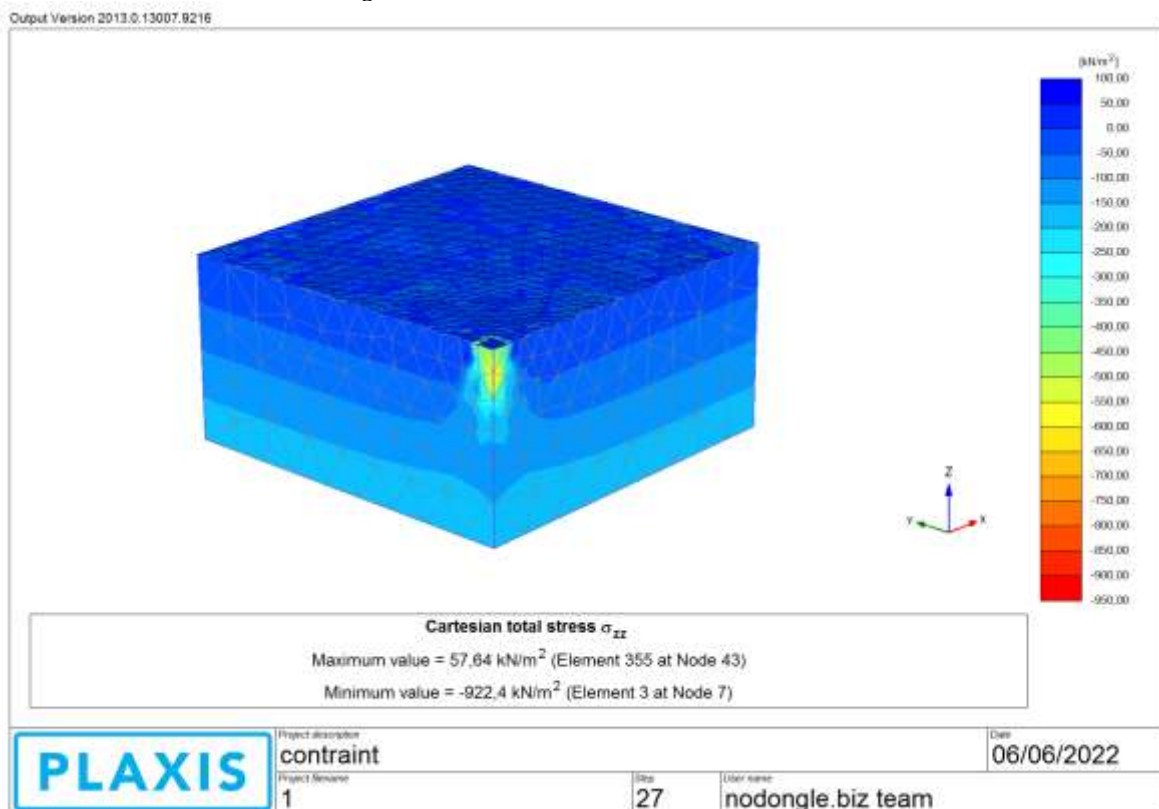


Figure IV.17: Contrainte de sol saturé

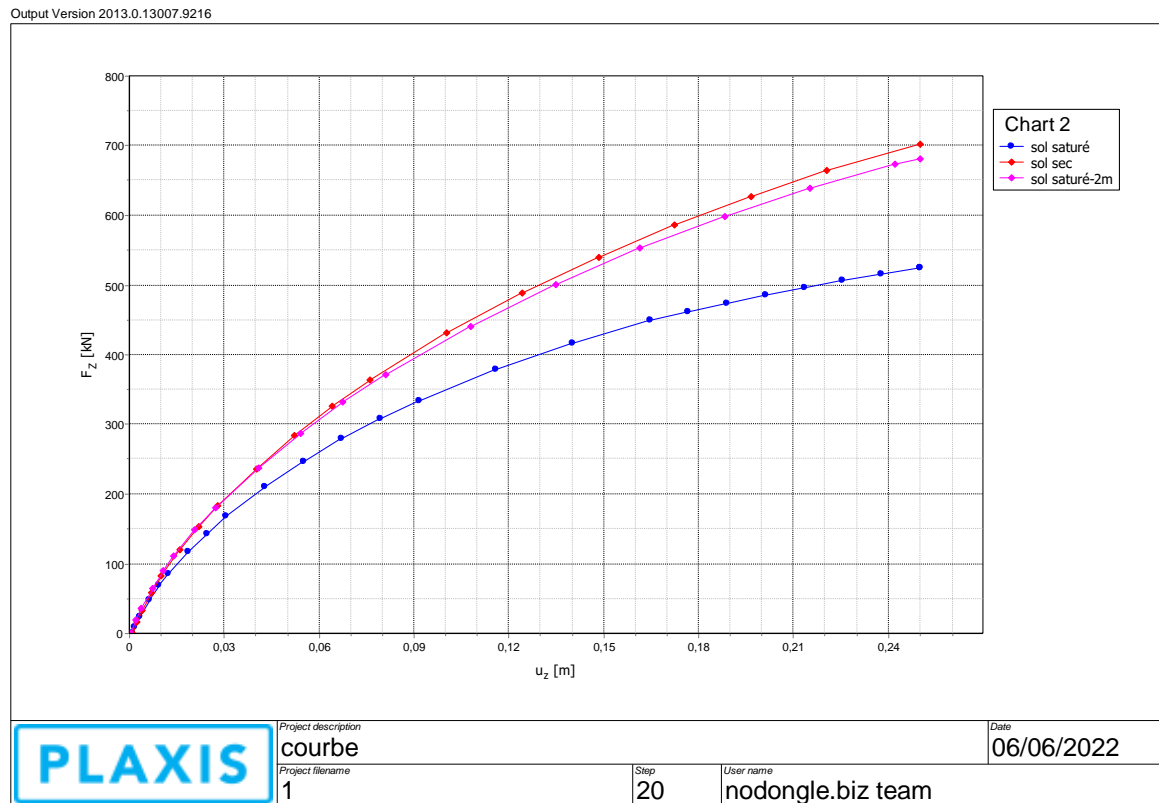


Figure IV.18: variation de CP en fonction de la nappe phréatique

Tableau IV.4 : variation de CP en fonction de la nappe phréatique

Nappe phréatique (m)	$F_z$ (kn)	Taux de croiss %
00	524,820	---
-02	681,230	30
-10	702,230	34

Selon les résultats présentés, on remarque que les valeurs de CP diminuent avec de la remontée de la nappe phréatique

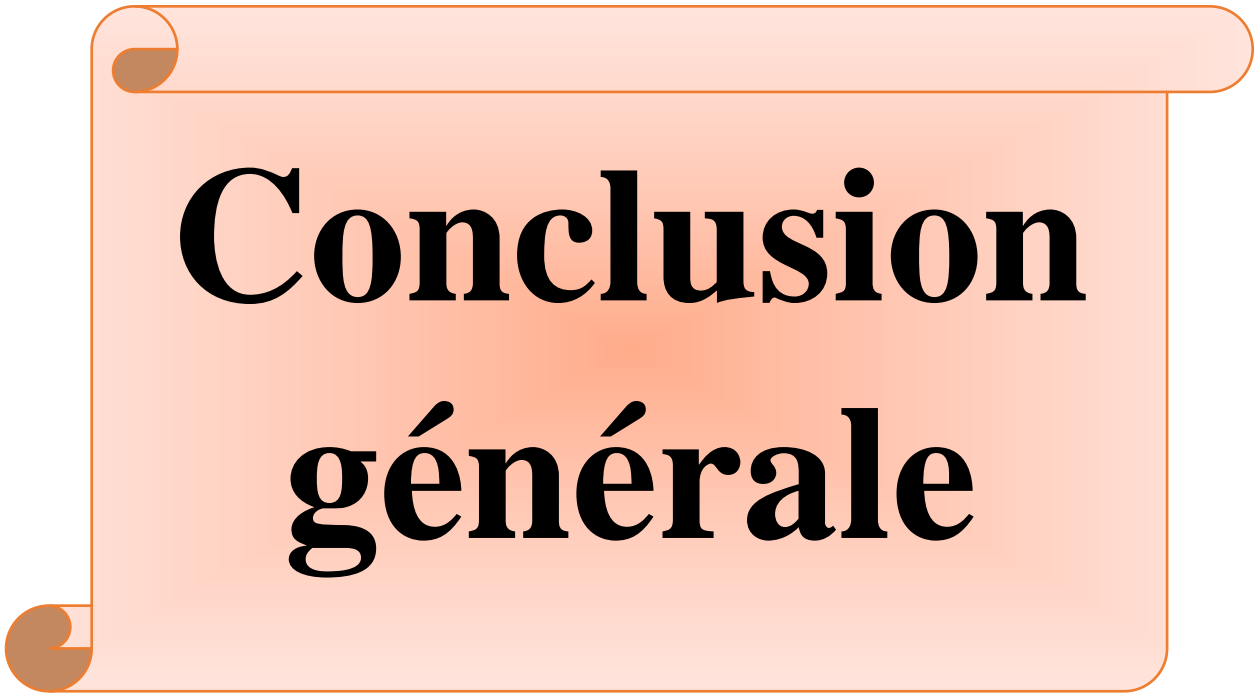
## IV.5. Conclusion

Une analyse globale des problèmes aux conditions limites, pour de déterminer en même temps les champs de déplacements et de contraintes à travers une masse de sol en 3D, proche de la réalité, est devenue possible grâce à l'utilisation de la MEF et les moyens de calcul numérique (plaxis 3D dans notre cas).

Dans ce chapitre on a fait une étude paramétrique basée sur les paramètres d'un modèle de référence a été faite pour étudier l'influence de méthode de renforcement du sol sur l'amélioration de la capacité portante.

Les principales conclusions déduites de cette étude sont :

- La capacité portante augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de couche de sable reconstitué.
- La capacité portante augmente avec l'augmentation de nombre des nappes de geogrilles. On constate aussi que l'augmentation de la capacité portante après quatre nappes sera négligeable.
- L'amélioration de la capacité portante des sols par reconstitution (avec des sols ont des bonnes caractéristiques mécaniques) est plus efficace que le renforcement par des nappes de geogrilles.
- La capacité portante diminue avec de la remontée de la nappe phréatique.



# **Conclusion générale**

## CONCLUSION GENERALE

Dans le présent travail nous nous sommes intéressés à une analyse numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle carrée, reposant sur un sol sableux.

Le but principal de cette étude dans ce mémoire est d'étudier l'influence de la méthode de renforcement du sol sur l'amélioration de la capacité portante. Pour cela nous avons utilisé le logiciel **PLAXIS 3D** (version 2013) basé sur la méthode des éléments finis afin de comparer entre l'amélioration de la capacité portante des sols par reconstitution du sol support avec un autre sol à des bonnes caractéristiques mécaniques et le renforcement par des nappes géogrids.

La première partie du mémoire a été consacrée à la recherche bibliographique notamment sur un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement et les différents mécanismes de rupture. Ensuite on a présenté les différentes méthodes de calcul de la capacité portante pour différents cas.

Dans la deuxième partie du mémoire nous avons brièvement décrit le code de calcul Plaxis en éléments finis. Ensuite une étude numérique par la méthode des éléments finis avec le logiciel Plaxis3D a été faite. Cette modélisation numérique nous a fourni une meilleure compréhension d'estimation numérique de la capacité portante.

Les principales conclusions déduites de cette étude numérique sont :

- La capacité portante augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de couche de sable reconstitué.
- La capacité portante augmente avec l'augmentation du nombre des nappes de géogrids. On constate aussi que l'augmentation de la capacité portante après quatre nappes sera négligeable.
- L'amélioration de la capacité portante des sols par reconstitution (avec des sols ayant de bonnes caractéristiques mécaniques) est plus efficace que le renforcement par des nappes de géogrids.
- La capacité portante diminue avec la remontée de la nappe phréatique.



# **Bibliographie**

## ***BIBLIOGRAPHIE***

- [1] ISO TR 20432 (2007). Guidelines to the determination of long-term strength of geosynthetics for soil reinforcement Gourc J.P., (1993). Keynote lecture: Geosynthetics in embankments, review of theory Earth Reinforcement Practice. Balkema, 2, 773-800.
- [2] Ménard L. (1976) Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques, Sols Soils 27 :7-20.
- [3] Ménard L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sols-Soils, 5, pp. 9-32.
- [4] Plumelle C. (2004-2005) Cour Géotechnique C.N.A.M- Géotechnique B1/B6.
- [5] Mémoire Mastère géotechnique/Université de khemismilliana/Analyse de la capacité portante du sol et choix du type de fondation.
- [6] Sols mesures Géotechnique & agronomie - Mécaniques des sols : L'essai de cisaillement.
- [7] Frank R., Zhao S.-R. (1982) Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins, BLPC 119 :17-24
- [8] IUT St Pierre -Département Génie civil. Travaux pratiques de géotechnique. Essai pénétrométrique. Année universitaire 2006/07
- [9] NF EN ISO 10319, (2008). Géosynthétiques - Essai de traction des bandes larges.
- [10] NF EN ISO 13431, (2001). Géotextiles et produits apparentés - Détermination du comportement au fluage en traction et de la rupture au fluage en traction.
- [11] .
- [12] Gourc, J.P., (1982). Quelques aspects du comportement des géotextiles en mécanique des sols Thèse de doctorat Es-Sciences, Université de Grenoble I, Grenoble.
- [13] FHWA (2009). Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes. Publication No, FHWA-NHI-10-025, Federal Highway Administration (FHWA), Washington, DC, USA
- [14] ZEROUAL FARIDA, Université Hadj Lakhdar –Batna " ETUDE DU COMPORTEMENT D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT SOUMIS A DES SOLlicitations DYNAMIQUES
- [15] François SCHLOSSER, —Mur de soutènement, Techniques de l'Ingénieur. Paris, C244.
- [16] M. FARIK Ali, Université de Biskra, 2013." Analyse numérique des déformations des culées de pont en sol renforcé

- [17] Institut Supérieur du Bâtiment et des Travaux Publics Année 2005-2006  
"CONCEPTION ET CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE"
- [18] Guide de conception générale Décembre 1998 LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT
- [19] M. ATTALLAOUI Samir, Université de Biskra, 2017." Analyse numérique du comportement des culées porteuses en sol renforcé [17] ZERGUINE Salah «ESTIMATION DES PRESSIONS ACTIVES SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN PRESENCE D'EAU SOUS SOLlicitation SISMIQUE » Magister, Génie civil, Université Mohamed Khider – Biskra, 06/11/2013
- [20] Auvray, R. (2010). Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux. Université de Strathclyde, Glasgow.
- [21] Norme NF P 94-220-0. (1998). —Renforcement des sols Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 0 : justification du dimensionnement. Éditions AFNOR.
- [22] ACHI Abdelwahhab : « Etude de la capacité portante d'une fondation filante sur une couche de sable renforcé par géogrilles surmontant une argile molle » Mémoire de Magister, Université de Batna (2013).
- [23] BEN BRAHIM N. TOUMI K. : « Etude de la distribution des contraintes dans un milieu élastoplastique, application aux fondations superficielles », Mémoire de Master, Université de Jijel (2016).
- [24] BENMOUSSA Samir : « Analyse numérique de l'influence de la stratification sur la portance des fondations superficielles » Thèse de Doctorat en sciences, Université de Biskra (2013).
- [25] BRINKEGEREVE R.B.J. et VERMEER PA.: « Plaxis Version 8; Tutorial ; Manuals » DELFT university of Technology et plaxis BV Pays-bas (2003).
- [26] D.T.U 13 ,12 « Document Technique Unifié, Règles Pour le calcul des fondations superficielles », Cahiers du centre Scientifique et Technique de Bâtiment (CSTB) (1988).
- [27] COSTET j. et SANGLERAT, G : « Cour pratique de mécanique des sols », Tome 1 & 2, Dunod, (1983).
- [28] HABIB, p : « Génie Géotechnique, Application de la mécanique des sols et des roches » Ellipses (1997)

- [29] HADRI Wided : « Analyse de la capacité portante des fondations superficielles par le code de calcul – Plaxis » Mémoire de Magister, Université de Guelma (2010).
- [30] FRANK Roger. : « Calcul des fondations superficielles et profondes » presses de l'école nationale des ponts et chaussées (2003).102
- [31] MAMEN Belgacem : « Etude par éléments finis de la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé par géogrilles Soutenu publiquement » Mémoire de Magister, Université de Batna (2010).
- [32] PHILIPPONNAT, G.: « Fondations et Ouvrages en terre », Eyrolles, (1987).
- [33] Baziz F. (2012).Comportement d'une fondation superficielle située sur la crête d'untalus de sable renforcé par géogrid. Thèse de Magister en génie civil. Université de Batna.
- [34] Frank R., (1999) Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, 141 pages.
- [35] Terzaghi K. (1943) Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York
- [36] Terzaghi K. et Peck R.B.(1967) – Soil mechanics in engineering practice. John Wiley & Sons, New York, First Edition 1948 and Second Edition
- [37] Olivari G. (1983) Mécanique des sols appliquée aux calculs d'ouvrages. Tome 2.ENTPE. Lyon.
- [38] Nasser A. A. Radwan and Khaled M. M. Bahloul.2019.Numerical Study of Strip Footings Behavior on Compacted Sand, journal of Engineering Research and Reports.
- [39] Khing, K. H., Das, B. M., Puri, V. K., Cook, E. E. and Yen, S. C. 1993. The bearing-capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand, Geotextiles and Geomembranes, 12, (4), 351–361.
- [40] Shin, E. C., Das, B. M., Lee, E. S. and Atalar, C. 2002. Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced sand, Geotechnical and Geological Engineering, 20, (2), 169–180.
- [41] Yetimoglu, T. Wu, J. T. H. and Saglamer, A. 1994. Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand, Journal of Geotechnical Engineering, 120, (12), 2083–2099.