

Université Mohamed khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :...../ 2018

جامعة محمد خيضر- بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع:...../ 2018



Mémoire de Master
Spécialité : génie civil
Option : voies et ouvrages d'art

Thème :

**Analyse numérique axisymétrique d'une fondation circulaire
rigide et souple**

Etudiant:

BOUKHABLA Tarek Elmahdi

Encadreurs:

Dr. HOUHOU Mohamed Nabil

Promotion: Juin 2018

DEDICACES

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours présents dans mon

Cœur, mes chers parents pour leur patience et leurs sacrifices ;

Et mes frères Brahim, Rafik, Souhil et mes deux sœurs et ma grande famille;

Mes amis Dhaouadi, Mehdi, Saddam, Sofiane, Mahmoud ;

Mes collègues de promotion ;

Et à tous personnes ayant contribué à ce

Travail de près ou de loin.

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier Dieu pour tout.

Je remercie en second mes parents qui ont sacrifié leur vie pour notre bien

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitude

À tous mes enseignants et en particulier

Le directeur de ce mémoire :

Dr : Houhou Mohamed Nabil à l'Université de Biskra

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter

d'examiner mon travail.

Résumé

Ce mémoire présente une synthèse bibliographique sur les fondations superficielles et une étude numérique au moyen d'analyse en éléments finis sur la capacité portante d'une fondation circulaire rigide et souple reposant sur une couche de sable. Les calculs ont été effectués en utilisant le code éléments finis Plaxis. Le sol est représenté par le modèle non linéaire de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) qui est un modèle contrainte – déformation élasto-plastique et hyperbolique.

Cette étude consiste en la variation de la densité du maillage, l'angle de frottement interne du sol et le type de base de la fondation circulaire, afin d'évaluer l'effet de l'angle de frottement sur la capacité portante d'une fondation circulaire.

Mots clés : capacité portante, fondation circulaire souple et rigide, analyse numérique, code éléments finis Plaxis, Hardening Soil Model.

Abstract

This report presents a bibliographic synthesis on the superficial footings and a numerical study by means of finite element analysis on the carrying capacity of a rigid and flexible circular footing resting on a layer of sand. The calculations were performed using the Plaxis finite element code. The soil is represented by the non linear model of soil with hardening (Hardening Soil Model) which is a model stress - deformation élasto-plastic and hyperbolic.

This study consists in the variation of the mesh density, the angle of internal friction of the soil and the type of the base of the circular footing, in order to evaluate the effect of the angle of friction on the bearing capacity of a circular footing.

Key words: bearing capacity, a rigid and flexible circular footing, plaxis finite element analysis, hardening soil model.

ملخص

تقدم هذه المذكرة موجزاً موضوعياً عن الأسس السطحية ودراسة عددية لقدرة استيعاب الأساس الدائري المستند على طبقة من الرمل باستخدام برنامج العناصر المنتهية، حيث يتم تمثيل التربة بنموذج غير خطي مع تصلب التربة (نموذج التربة المتصلبة) و هو نموذج الإجهاد و التشوه من النوع المرن البلاستيكي و القطعي.

هذه الدراسة تعتمد على تغيير كثافة الشبكة، زاوية الاحتكاك و نوع أسفل الأساس من أجل تقييم تأثير زاوية الاحتكاك على قدرة تحمل الأساس.

الكلمات المفتاحية :

الأساس الدائري، برنامج العناصر المنتهية، نموذج التربة المتصلبة، قدرة استيعاب.

Liste des figures

CHAPITRE 1

| | |
|--|----|
| 1.1 : Rapport D /B définissant le type de fondation selon le DTU 13.12(1988)..... | 3 |
| 1.2: Fondation filante..... | 4 |
| 1.3 : Fondation isolée carrée et circulaire..... | 4 |
| 1.4: Renversement puits effondrement d'un silo..... | 6 |
| 1.5: Enfouissement de la pile d'un pont..... | 6 |
| 1.6: Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R.Frank)..... | 7 |
| 1.7 : Equilibre de Rankine..... | 8 |
| 1.8 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse [Prandtl (1920)]..... | 10 |
| 1.9: Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [Terzaghi (1943)]..... | 12 |
| 1.10 : Schéma de principe de la théorie de Terzaghi..... | 13 |
| 1.11: Méthode de superposition de Terzaghi..... | 13 |
| 1.12 : Modèle utilisé par <i>Terzaghi</i> pour la détermination des facteurs de portance..... | 14 |
| 1.13 : Facteurs de capacité portante en fonction de ν (<i>Terzaghi</i> : fondation rugueuse)..... | 16 |
| 1.14 : La surface de rupture pour une fondation filante proposée par <i>Meyerhof</i> (1951)..... | 17 |
| 1.15 : Détermination du terme de surface.(Philipponat G. Hubert B)..... | 20 |
| 1.16 : Détermination du terme de profondeur..... | 21 |
| 1.17 : détermination du terme de cohésion..... | 22 |
| 1.18 : Répartition des contraintes et des déformations sous une semelle..... | 23 |

CHAPITRE 2

| | |
|---|----|
| 2.1. Organigramme du code Plaxis..... | 27 |
| 2.2. Exemples de problèmes en déformations axisymétrique..... | 29 |
| 2.3. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol..... | 30 |
| 2.4. Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique..... | 32 |

| | |
|---|----|
| 2.5. Représentation du comportement élastique parfaitement plastique..... | 32 |
| 2.6. Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage..... | 33 |
| 2.7. Surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion..... | 34 |
| 2.8. Essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-Coulomb..... | 35 |
| 2.9. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb..... | 35 |
| 2.10. Fenêtre de coefficient K0..... | 36 |

CHAPITRE 3

| | |
|--|----|
| 3.1. Géométrie de la fondation circulaire sur une couche de sable..... | 38 |
| 3.2. Modèle de géométrie..... | 39 |
| 3.3. Maillage avant le calcul..... | 40 |
| 3.4. Menu général de calcul..... | 41 |
| 3.5. Fenêtre d'évolution de calcul..... | 42 |
| 3.6. Maillage déformé..... | 43 |
| 3.7. Déplacements totaux..... | 44 |
| 3.8. Déplacements verticaux..... | 44 |
| 3.9. Les contraintes effectives..... | 45 |

CHAPITRE 4

| | |
|---|----|
| 4.1. Modèle de géométrie..... | 47 |
| 4.2. Maillage avant calcul..... | 47 |
| 4.3. Menu général de calcul..... | 48 |
| 4.4. Fenêtre d'évolution de calcul..... | 49 |
| 4.5. Maillage déformé..... | 49 |

| | |
|--|----|
| 4.6. Déplacements totaux..... | 50 |
| 4.7. Déplacements verticaux..... | 51 |
| 4.8. Contraintes effectives..... | 52 |
| 4.9. Courbe charge –déplacement de la fondation..... | 52 |

Chapitre 5

| | |
|--------------------------------------|----|
| 5.1. Maillage avant déformation..... | 54 |
| 5.2. Maillage déformé..... | 55 |
| 5.3. Maillage avant déformation..... | 55 |
| 5.4. Maillage déformé..... | 56 |
| 5.5. Maillage avant déformation..... | 57 |
| 5.6. Maillage déformé..... | 57 |

Liste des tableaux

Chapitre 1 :

1.1 : Coefficients de capacité portante de *Terzaghi* pour un cisaillement générale.....15

Chapitre 3 :

3.1. Propriétés de sol.....40

Chapitre 4

4.1. : propriétés matérielles de la fondation.....46

Chapitre 5

5.1. Les résultats de la force de déplacement et la capacité portante du chaque maillage.....58

Sommaire

| | |
|----------------------------|---|
| Introduction générale..... | 1 |
|----------------------------|---|

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles.

| | |
|--|----|
| 1.1. Introduction..... | 2 |
| 1.2. Définition de la fondation superficielle..... | 2 |
| 1.3. Type des fondations superficielles..... | 3 |
| 1.4. Dimensionnement..... | 5 |
| 1.5. Méthode de calcul..... | 5 |
| 1.5.1. La capacité portante..... | 7 |
| 1.5.1.1. Théorie du calcul de la capacité portante | 7 |
| 1.5.1.1.1. Théorie de Rankine (1857)..... | 8 |
| 1.5.1.1.2. Théorie de Prandtl (1920)..... | 10 |
| 1.5.1.1.3. Théorie de Terzaghi (1943)..... | 12 |
| 1.5.1.1.4. Théorie de Meyerhof (1963)..... | 16 |
| 1.5.1.1.5. Théorie de Vesic (1973)..... | 18 |
| 1.5.1.2. Méthodes numériques..... | 18 |
| 1.5.1.2.1. Cas d'une fondation rigide..... | 19 |
| 1.5.1.2.2. Cas d'une fondation souple..... | 19 |
| 1.5.1.3. Facteurs de portance $N \gamma$, N_c , N_q | 19 |
| A- Terme de surface $N \gamma$ | 19 |
| B- Terme de cohésion N_c | 21 |
| C- Terme de profondeur N_q | 21 |
| 1.5.2. Tassement des fondations superficielles..... | 22 |
| 1.6. Conclusion..... | 24 |

Chapitre 2 : Présentation de l’outil numérique Plaxis.

| | |
|--|----|
| 2.1. Introduction..... | 25 |
| 2.2. Présentation de Plaxis..... | 25 |
| 2.2.1. Le code éléments finis Plaxis..... | 25 |
| 2.2.2. Système d’options du code Plaxis..... | 27 |
| 2.2.3. Types de modèle en Plaxis..... | 28 |
| 2.2.4. Types d’éléments utilisés par Plaxis..... | 29 |
| 2.2.5. Modèles de comportement utilisé dans le Plaxis..... | 30 |
| 2.2.5.1. Comportement élasto-plastique | 32 |
| 2.2.5.2. Modèle élastique linéaire..... | 33 |
| 2.2.5.3. Modèle de Mohr-Coulomb..... | 34 |
| 2.3. Conclusion..... | 37 |

Chapitre 3 : Analyse numérique d’une fondation circulaire rigide.

| | |
|--|----|
| 3.1. Introduction..... | 38 |
| 3.2. Présentation du cas étudié | 38 |
| 3.3. Procédure de la simulation numérique du fondation souple..... | 39 |
| 3.3.1. Caractéristiques générales | 39 |
| a) Géométrie | 39 |
| b) Conditions aux limites..... | 39 |
| c) Caractéristique du sol..... | 40 |
| d) Génération du maillage | 40 |
| e) Conditions initiales | 41 |
| 3.3.2. Calculs | 41 |
| a) Paramètre..... | 42 |
| b) Points de contrôle | 42 |
| c) Calcul | 42 |

| | |
|---|----|
| 3. 4. Résultats de l'analyse numérique..... | 43 |
| 3.5. Conclusion..... | 45 |

Chapitre 4 : Analyse numérique d'une fondation circulaire souple.

| | |
|--|----|
| 4.1. Introduction..... | 46 |
| 4.2. Procédure de la simulation numérique du fondation rigide..... | 46 |
| 4.2.1. Caractéristiques générales | 46 |
| a) Géométrie | 46 |
| b) Génération du Maillage | 47 |
| 4.2.2. Calculs | 48 |
| a) Paramètre..... | 48 |
| b) Points de contrôle | 48 |
| c) Calcul | 48 |
| 4.3. Résultats de l'analyse numérique | 49 |
| 4.6. Conclusion | 53 |

Chapitre 5 : Analyse paramétrique sur l'influence de la densité du maillage.

| | |
|---|----|
| 5.1. Introduction..... | 54 |
| 5.2. L'influence du maillage | 54 |
| 5.2.1. Maillage moyen (Medium) | 54 |
| 5.2.2. Le maillage fin (Fine) | 55 |
| 5.2.3. Le maillage très fin (Very fine) | 56 |
| 5.2.4. Interprétation des résultats..... | 58 |
| 5.3. Conclusion..... | 58 |
| Conclusion générale..... | 58 |
| Références bibliographiques..... | 59 |

Introduction générale

La capacité portante a toujours été l'un des sujets les plus intéressants en mécanique des sols et des fondations. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximum qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol. En pratique l'incertitude sur ce problème fait introduire un coefficient de sécurité (F_s) entre 3 et 4.

De nombreuses méthodes ont été développées pour le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle filante, posée sur un sol horizontal. Ces méthodes conduisent à la formule générale de Terzaghi (1943) où la capacité portante qu des fondations superficielles se réduit à la détermination des facteurs de la capacité portante N_c , N_q et N_γ qui représentent l'effet de la cohésion, la profondeur de la fondation et le poids volumique du sol de fondation et qui dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation. L'équation de Terzaghi admet le principe de superposition des effets qui n'est pas tout à fait valable en calcul plastique. Mais ce principe a bien été adopté par tous les géotechniciens.

La présente mémoire est composée de cinq chapitres :

Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique consacré à la présentation des fondations superficielles, leurs types et les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles posée sur une surface horizontale. On rappelle brièvement les méthodes les plus utilisées actuellement à savoir Prandtl (1920), Terzaghi (1943).

Le deuxième chapitre présente les principes du code de calcul Plaxis utilisé pour élaborer les simulations numériques de cette étude.

Le troisième chapitre présente la contribution effectuée qui s'intéresse au calcul numérique de la capacité portante d'une fondation circulaire rigide.

Le quatrième chapitre représente la modélisation numérique de la capacité portante d'une fondation circulaire souple.

Le dernier chapitre représente analyse paramétrique sur l'influence de la densité du maillage.

1.1. Introduction

Le terme « fondation » désigne la partie de la structure en contact avec le sol qui transmet les charges directement au sol d'assise, dans les conditions les plus favorables, sans causer une rupture par cisaillement du sol ou un tassement excessif. Les fondations donc sont des éléments de liaison dont la conception est fonction aussi bien des caractéristiques de terrain que celle de la structure.

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondation. Ainsi, quelle que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation. La pression à la surface du sol entraîne des pressions dans les couches de sols situées en-dessous jusqu'à une certaine profondeur qui varie suivant le type de fondation et la charge appliquée. Le choix du type de fondation dépend :

- du type d'ouvrage à fonder, donc des charges appliquées à la fondation.
- de la résistance du sol. Il est important de faire une bonne reconnaissance des sols.

On distingue deux types de fondation : fondation superficielle et fondation profonde.

1.2. Définition de la fondation superficielle :

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastrées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. On considère habituellement que la fondation est superficielle quand la profondeur D du niveau de fondation par rapport à la surface du sol est inférieure à 3 m ou 06 fois la largeur B de la fondation ($D/B < 6$) (figure 1.1). Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans, les couches superficielles, qu'elles traversent.

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement. Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

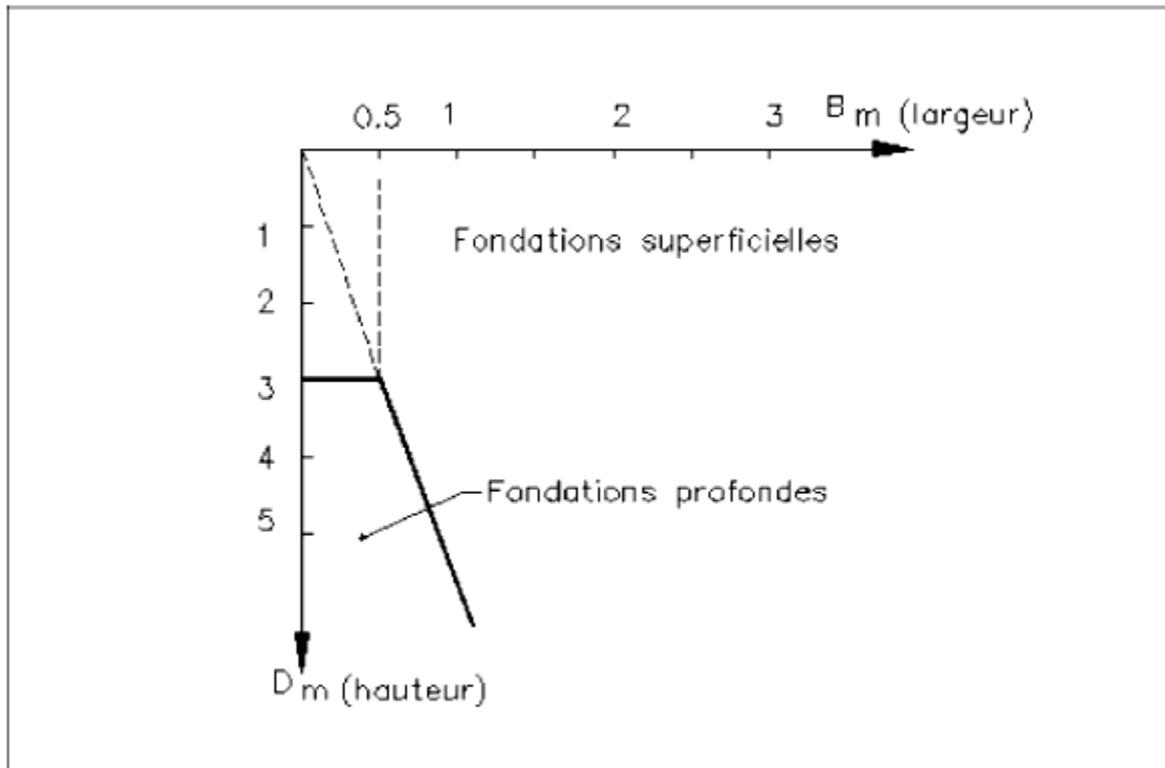


Figure 1.1 : Rapport D/B définissant le type de fondation selon le DTU 13.12(1988).

1.3. Types des fondations superficielles :

On distingue trois types de fondations superficielles : les fondations filantes, les fondations isolées et les radiers ou dallages.

A. Les fondations filantes :

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est-à-dire continue sous l'objet fondé. Les fondations filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L , comme le montre la figure 1.2.

Les semelles filantes généralement situées sous un mur ou un voile.

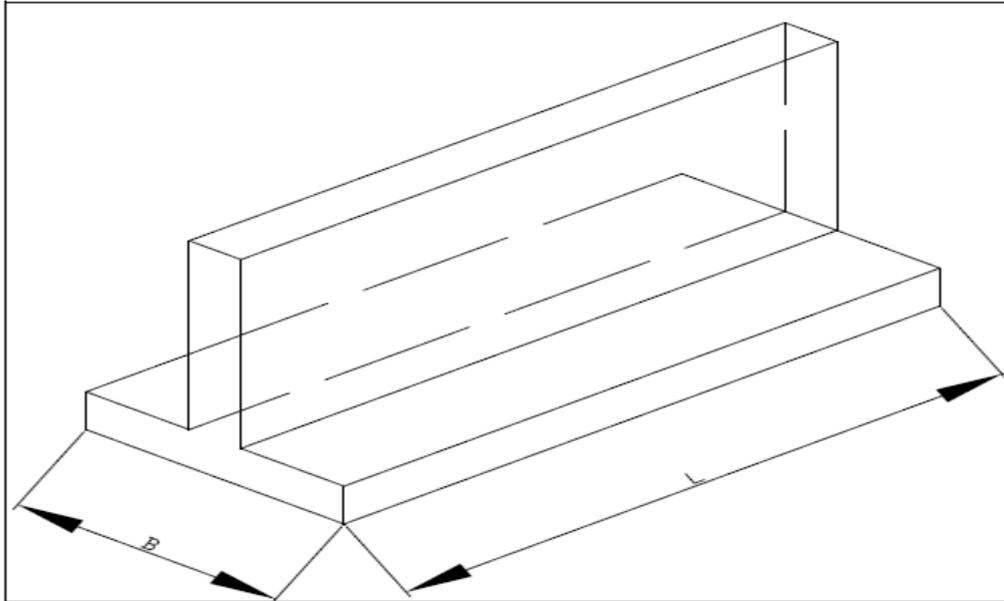


Figure 1.2: Fondation filante.

B. Les fondations isolées

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres, ou du circulaire, (figure 1.3).

On parlera de plots de fondation ou semelles isolées si elles se trouvent sous un pilier ou un poteau.

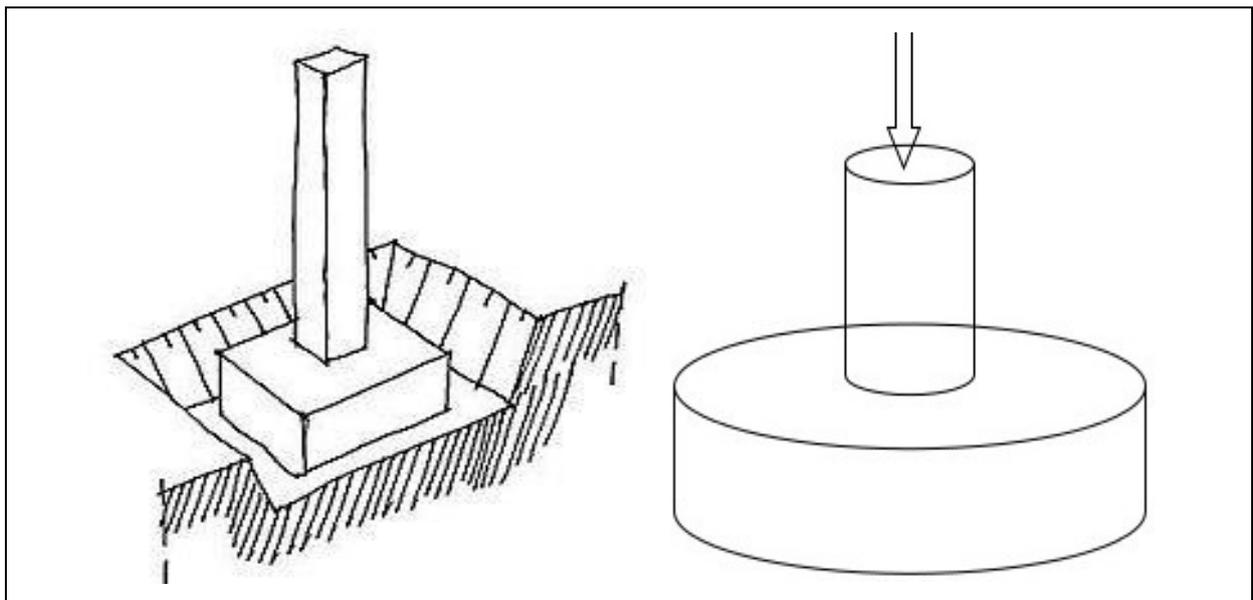


Figure 1.3 : Fondation isolée carrée et circulaire.

1.4. Dimensionnement

On distingue quatre types de semelles : On note « L » la longueur, « B » la largeur et « R » le rayon.

- Les semelles filantes lorsque $L > 5.B$
- Les semelles rectangulaires lorsque $B < L < 5.B$
- Les semelles carrés lorsque $B = L$
- Les semelles circulaires lorsque $B = 2.R$

Lorsque le rapport « largeur » / « hauteur » d'une fondation est inférieur à $1/6^{\text{ème}}$ et que la hauteur est supérieure à 3 m, alors il s'agit de fondations profondes.

On cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement pour des raisons de coût, Si cette solution n'est pas satisfaisante d'un point de vue technique ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

1.5. Méthode de calcul

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

Deux types d'éléments sont à analyser pour une fondation superficielle sont :

- La capacité portante de la fondation. C'est-à-dire vérifier les terrains (et éventuellement le matériau de fondation qui peuvent effectivement supporter la charge transmise).
- Le tassement sous les charges de fonctionnement.

La capacité portante est généralement déterminée à partir des propriétés mécaniques des terrains mesurées soit au laboratoire, soit in-situ.

Parfois la détermination de la capacité portante est effectuée à partir d'essai de chargement, mais ceci est très rare pour les fondations superficielles.

Le présent chapitre est consacré aux méthodes de calcul de la capacité portante. Après une présentation des méthodes classiques par ordre chronologique.

Les figures (1.4) et (1.5) montrent deux exemples de rupture résultant d'un mal dimensionnement des fondations :

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles

- le renversement d'un silo.
- l'enfoncement vertical d'une pile de pont.



Figure 1.4: Renversement puits effondrement d'un silo.

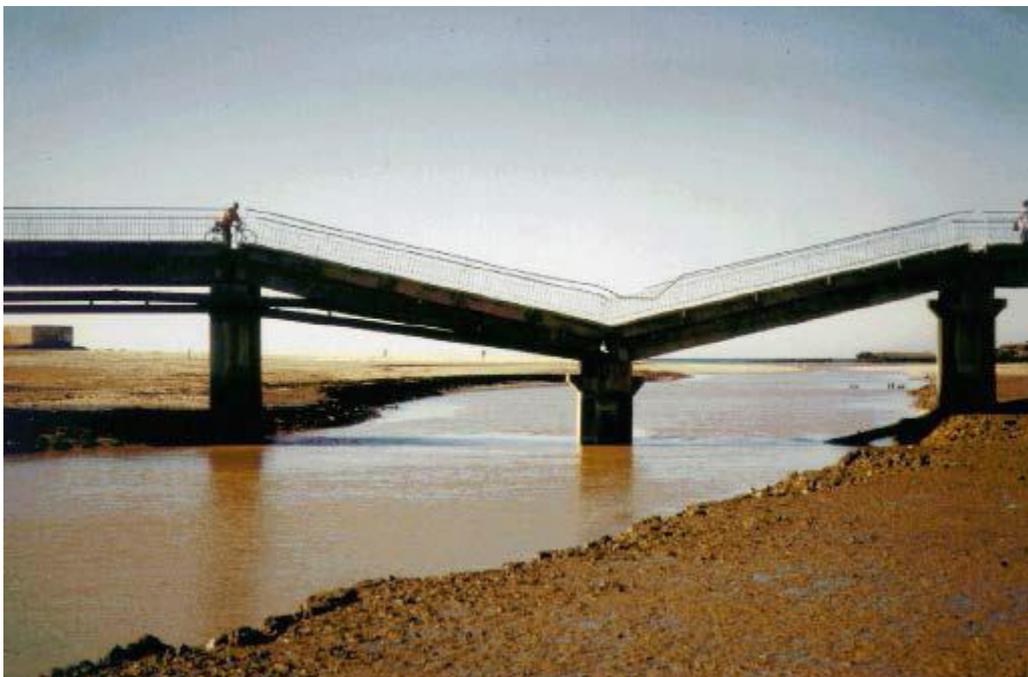


Figure 1.5: Enfoncement de la pile d'un pont.

1.5.1. La capacité portante

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

A partir d'une certaine charge Q_d , les déplacements ne sont plus proportionnels à la charge. Enfin, pour une charge Q_L les déplacements deviennent incontrôlables, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure, (figure 1. 6). Cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation.

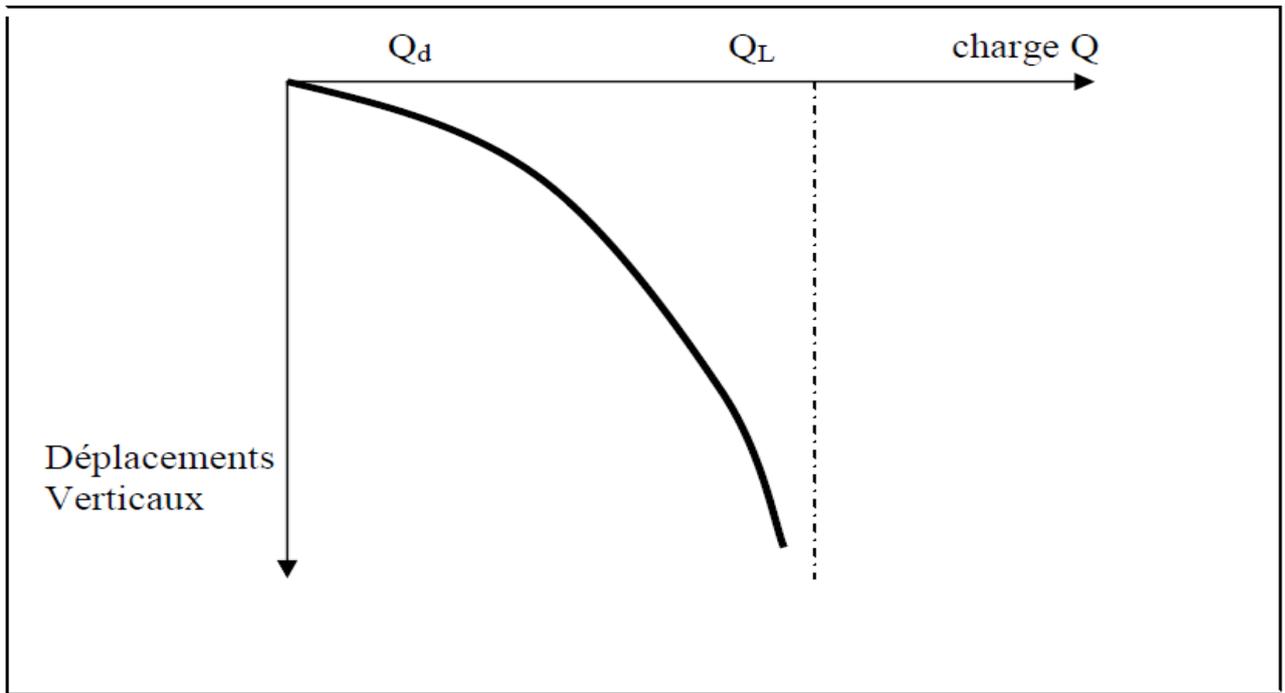


Figure 1.6: Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R.Frank).

1.5.1.1 Théories de calcul de la capacité portante

Les études de stabilité à la rupture reposent sur l'hypothèse que le sol se comporte comme un matériau plastique idéal. Cette hypothèse fut avancée pour la première fois par Prandtl(1920) au sujet du poinçonnement des métaux, puis étendue à l'étude des sols par Terzaghi(1943),

Rankine(1857), Meyerhof(1963), et autres. Leur approche générale du problème est identique : une fondation de longueur infinie et de largeur B exerce une pression moyenne qu sur un sol homogène dont le poids spécifique est γ . La charge qui agit sur la fondation est verticale, constante, et s'exerce dans l'axe de la semelle. On se trouve donc en présence d'un problème à deux dimensions.

Pour tous les autres cas (charge inclinée, charge excentrée, fondation isolée, etc.), il a été proposé d'introduire des coefficients correcteurs. Ces coefficients correcteurs sont choisis de manière empirique à partir des résultats d'essais de laboratoire sur modèles réduits, d'essais en centrifugeuse ou d'essais en vraies grandeurs.

1.5.1.1.1. Théorie de Rankine (1857)

Afin d'étudier l'équilibre qui règne sous la semelle, Rankine a considéré le cas le plus simple d'une semelle filante reposant sur massif homogène de sol ayant une cohésion c et un angle de Frottement ϕ donnés.

La fondation est de largeur B et ancrée dans le massif à une profondeur Df .

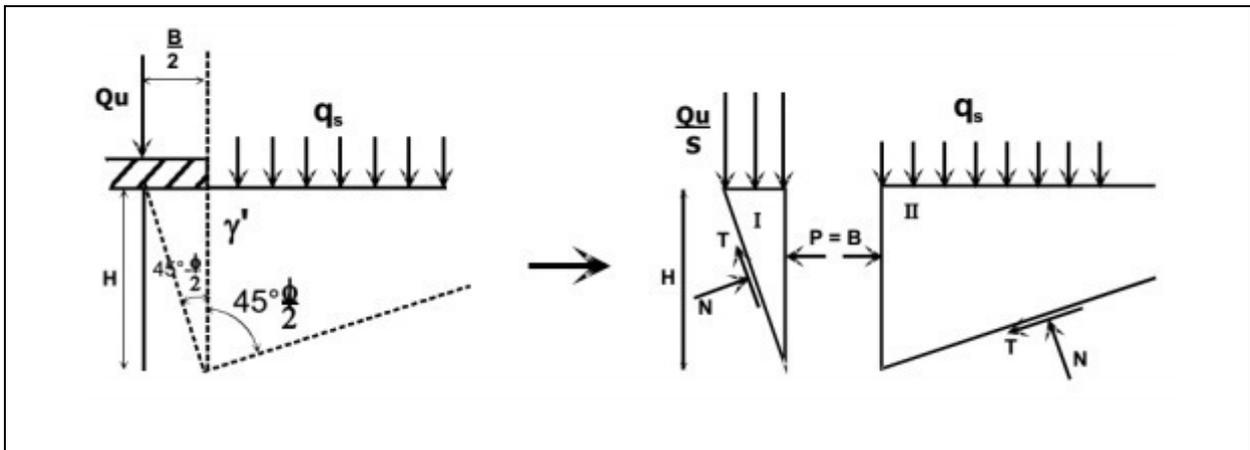


Figure 1.7 : Equilibre de Rankine.

Par symétrie par rapport à l'axe de la fondation, Rankine a formulé l'hypothèse d'existence sous la semelle de deux coins (I et II) comme le montre la figure 1.7, le premier se trouvant directement sous la demi-semelle dans un état d'équilibre passif et le second se trouvant à l'extérieur dans un état d'équilibre actif. Le coin I agit donc en véritable écran de butée et de poussée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact d'un écran. Dans ces conditions, la détermination de la force de butée le long de la ligne qui limite les deux blocs I et II est aisée.

Si on désigne par \vec{f} le vecteur contrainte exercé par le sol sur l'écran, la force de butée ou poussée par unité de longueur sera égale à :

$$\vec{F} = \int \vec{f} dz$$

Cette méthode repose sur l'hypothèse simplificatrice fondamentale suivante : La présence de discontinuités, provoquées par l'existence de l'écran à la surface d'un massif de sol, ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol, et sur un plan parallèle à la surface du sol, la contrainte reste verticale et égale à :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta$$

(β : angle d'inclinaison de la surface du sol par rapport à l'horizontale)

Pour le cas passif (coin II) nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_p} + q \cdot k_p \cdot H$$

$$\text{D'où, } K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

(2.4)

Pour le cas actif nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_a} + q \cdot k_a \cdot H$$

$$\text{D'où, } K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Les deux résultantes sont supposées avoir une même valeur, alors on peut écrire :

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_p} + q \cdot k_p \cdot H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{k_a} + q \cdot k_a \cdot H \quad (2.7)$$

L'expression qui donne la charge maximum que supportera la semelle :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \left(\frac{1}{k_a} \right) \cdot (k_a - k_p) + \frac{2c}{k_a} (\sqrt{k_p} + \sqrt{k_a}) + q \cdot k_p^2 \quad (2.8)$$

Mais, $k_p \frac{1}{k_a}$ alors d'après la figure 2.1 :

$$H = \frac{B}{2 \tan(45 - \frac{\varphi}{2})} = \frac{B}{2\sqrt{k_a}}$$

Alors, l'expression de q_u devient :

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot k_p^{\frac{3}{2}} \cdot (k_p - k_p^{-1}) + 2 \cdot c \cdot k_p \left(k_p^{\frac{1}{2}} + k_p^{-\frac{1}{2}} \right) + q k_p^2$$

Ou bien ;

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot \left(k_p^{\frac{5}{2}} - k_p^{\frac{1}{2}} \right) + 2 \cdot c \cdot \left(k_p^{\frac{3}{2}} + k_p^{\frac{1}{2}} \right) + q k_p^2$$

Qui s'écrit sous la forme condensée :

$$q_u = \frac{1}{2} B \gamma \cdot N_\gamma + C N_c + q N_a$$

Et qui représente la capacité portante avec ;

$$N_\gamma = (k_p^{\frac{5}{2}} - k_p^{\frac{1}{2}})$$

$$N_q = k_p^2$$

$$N_c = 2(k_p^{\frac{3}{2}} + k_p^{\frac{1}{2}})$$

Le schéma de Rankine (figure 2.1) n'est qu'une approximation très grossière du véritable comportement du sol. En réalité, L'expérience sur modèles réduits montre que sous la fondation se forme un coin, limité par des faces planes inclinées qui s'enfoncent avec la semelle et se comporte en corps solide. . Il exerce une poussée sur le sol adjacent qui réagit en butée avec frottement sol-sol.

1.5.1.1.2. Théorie de Prandtl (1920)

D'après Prandtl, le mécanisme de rupture sous la fondation considère que la base de la fondation est lisse, donc un état actif de Rankine est développé dans le coin AA'O (figure 1.8). Le système est formé par trois zones successives : - La zone I en équilibre de poussée de Rankine. - La zone II en équilibre de Prandtl. - La zone III en équilibre de butée de Rankine

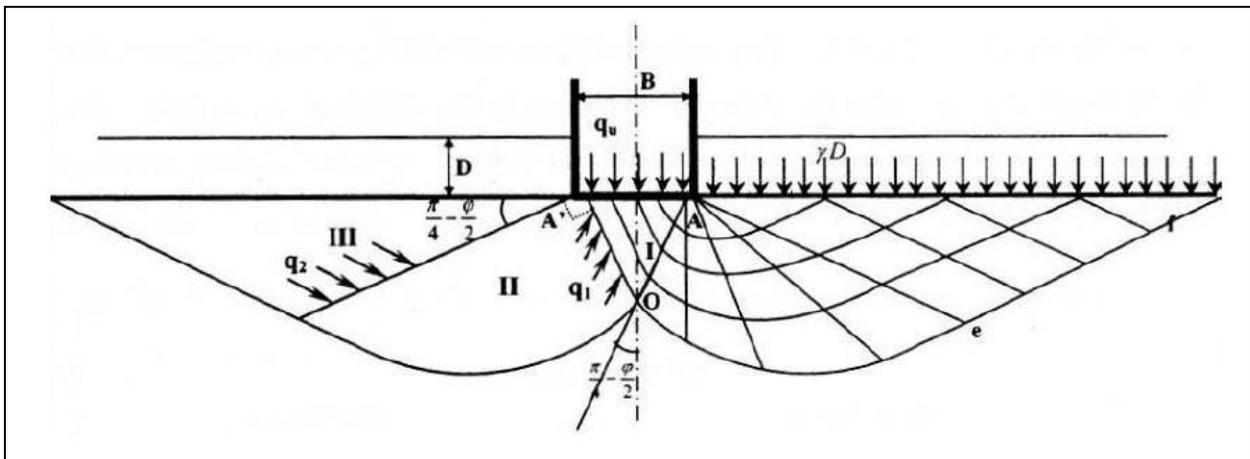


Figure 1.8 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse [Prandtl (1920)]

Dans la zone I et III, la famille de lignes de glissement est formée de droites. Dans la zone II, une famille de ligne de glissement est constituée de courbe. Il s'agit de lignes de glissement appartenant à cette même famille et qui sont homothétiques entre elles et forment des spirales logarithmiques. L'autre famille des lignes de glissement est formée de droites, faisant un angle de θ avec la normale aux points d'intersection avec les spirales, et ayant toutes un point

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles

de rebroussement à l'intersection des deux surcharges. Il est à noter que les spirales logarithmiques peuvent s'écrire sous la forme, en coordonnées polaires, de : $(r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \varphi})$

Le problème se ramène à l'étude de l'équilibre du bloc (AOe) en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces est nul.

Le problème bidimensionnel d'un sol pulvérulent non pesant d'angle de frottement interne ν et chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniforme, a été résolu pour la première fois par Prandtl (1920).

On notera q_1 et q_2 les intensités des contraintes critiques qui agissent respectivement sur les rayons polaires AO et Ae. L'équilibre de poussée et de butée de Rankine dans un milieu non pesant donne :

$$q_1 = q_u \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{et} \quad q_2 = \gamma \cdot D \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

On peut traduire l'équilibre du bloc AOe en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces appliquées est nul.

$$\text{Soit, } \frac{AO}{2} \cdot AO \cdot q_1 \cdot \tan \varphi - \frac{Ae}{2} \cdot Ae \cdot q_2 \cdot \tan \varphi = 0$$

$$\text{On a alors } \frac{AO}{2} = e^{-\varepsilon \tan \varphi}$$

Donc, q_1 et q_2 sont liés par la relation suivante dans l'équilibre de Prandtl :

$$\frac{q_1}{q_2} = \left(\frac{AO}{Ae}\right)^2 = e^{-2\varepsilon \tan \varphi} = e^{-\pi \tan \varphi}$$

Puisque l'angle ε que fait AO et Ae est égal à $\frac{\pi}{2}$:

On aboutit donc finalement ;

$$q_u = \gamma \cdot D \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi} \quad \text{C'est-à-dire : } N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl Caquot, car ces deux auteurs l'ont publié, indépendamment l'un de l'autre vers (1920).

1.5.1.1.3. Théorie de Terzaghi (1943)

En 1943 Terzaghi améliora la solution de Prandtl 1920 pour inclure la rugosité de la fondation et le poids de la zone de rupture. Terzaghi 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). Terzaghi a proposé un mécanisme de rupture d'une fondation filante, présentée ci-dessous (figure 1.9). Il a basé sa théorie sur les conditions suivantes :

- Il a assumé que le coin au-dessous de la semelle est en équilibre élastique.
- Terzaghi a assumé que l'angle des surfaces du coin de rupture est α supérieur à $45^\circ + \frac{\phi}{2}$, qui résulte d'une prétention des coins actifs de Rankine.
- La résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de fondation D , a été ignorée et contribue seulement comme une surcharge.
- On assume que la semelle est rugueuse.

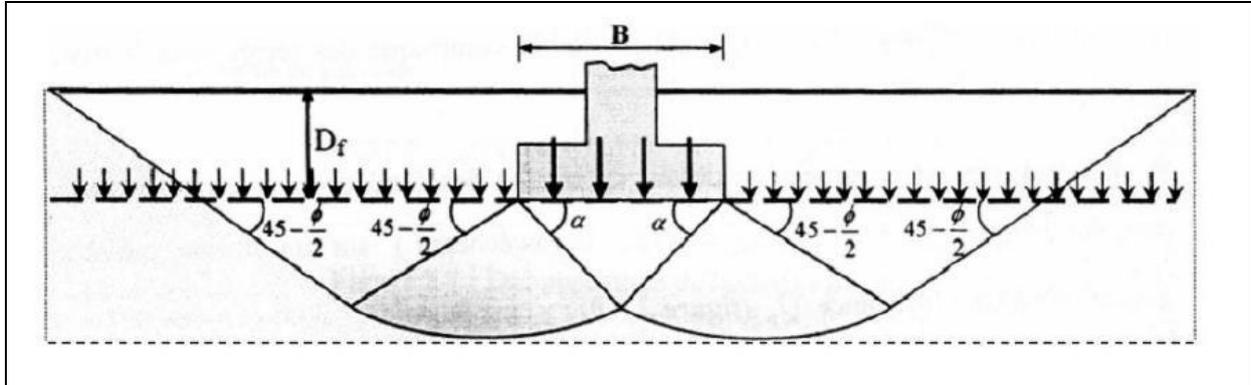


Figure 1.9: Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [Terzaghi (1943)].

En règle générale, la semelle de fondation est placée, après creusement, à une profondeur D_f dans un sol de poids spécifique γ à surface horizontale. La base de la semelle est alors choisie comme plan de référence sur lequel s'exercent des contraintes de compression égale Q_u/B à l'emplacement de la semelle et à $q_s = \gamma D_f$ à l'extérieur (Figure 1.10).

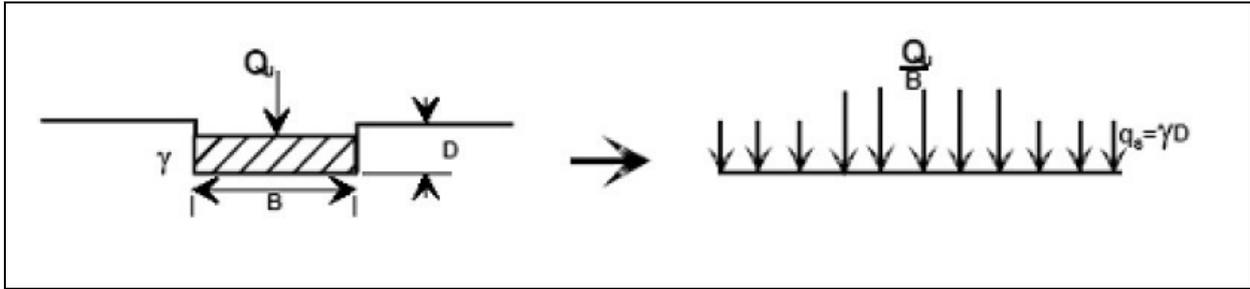


Figure 1.10 : Schéma de principe de la théorie de Terzaghi.

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 les états suivants (Figure 1.11).

- Sol supposé sans poids et sans cohésion, la charge dépend alors uniquement de la surcharge q et de l'angle de frottement interne φ ;
- Sol pesant, mais sans cohésion;
- Sol non pesant, et cohérent.

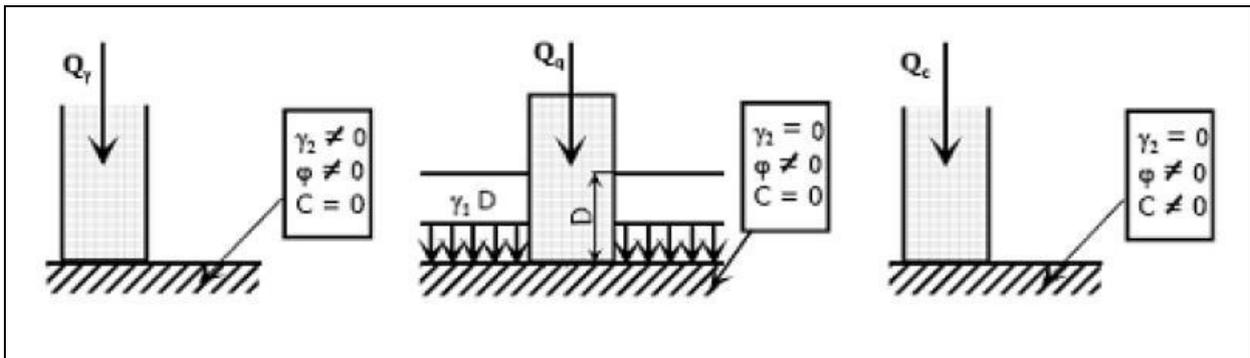


Figure 1.11: Méthode de superposition de Terzaghi.

Utilisant l'analyse d'équilibre, Terzaghi a exprimé la capacité portante ultime sous la forme:

$$q_u = c.N_c + q.N_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Où : N_c , N_q et N_γ sont les facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

$$N_c = \cos \varphi \left[\frac{e^{3\pi/(45-\frac{\varphi}{2})\tan \varphi}}{2 \cos^2(45+\frac{\varphi}{2})} - 1 \right] = \cot \varphi (N_q - 1)$$

$$N_q = \frac{e^{3\pi/(45-\frac{\varphi}{2})\tan \varphi}}{2 \cos^2(45+\frac{\varphi}{2})}$$

$$N\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_p \gamma}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \tan \varphi$$

Avec $K_p \gamma$ est le coefficient de poussée des terres (passive).

Cette équation, cependant, est soumise aux restrictions suivantes: rupture générale, semelle filante, semelle de base rugueuse.

Toujours dans sa théorie, Terzaghi divise la zone de rupture sous la fondation en trois zones (figure 1.12) :

Une zone triangulaire ACB immédiatement sous la fondation ou le sol fortement comprimé est en équilibre surabondant et se déplace avec la fondation, il forme un coin limite par les points A, B, C avec les angles BAC et ABC sont égaux à l'angle de frottement interne du sol φ .

- Une zone de cisaillement radial BCF où CF est un arc spirale logarithmique définie par la fonction, $r = r_0 e^{\theta \tan \varphi}$.
- zone passive de Rankine triangulaire BFD.

Dans les zones de cisaillement radial et passif, les déplacements et les cisaillements sont très importants et il en résulte ainsi une rupture généralisée au-dessous de ces trois zones, le sol est peu ou non perturbé par la rupture (Salençon 1974).

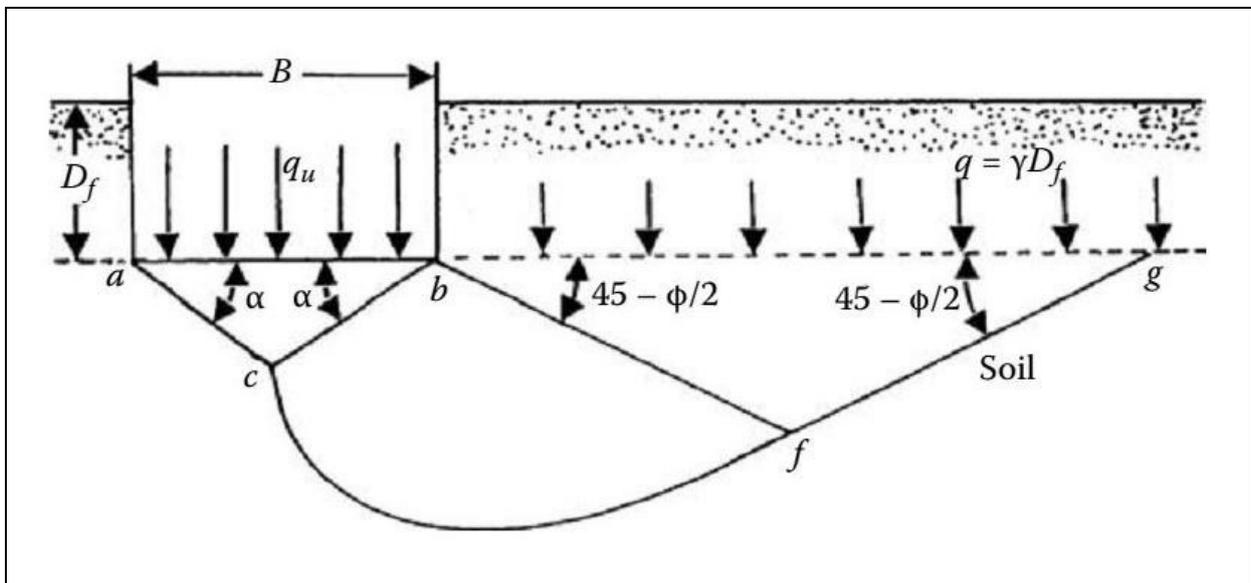


Figure 1.12 : Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance.

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles

Pour les fondations rectangulaires ou circulaires, la condition (en déformation plane) dans le sol à charge ultime n'existe pas. Par conséquent, Terzaghi (1943) propose les expressions suivantes :

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Semelle carrée } B \times B)$$

$$q_u = 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Semelle circulaire diamètre } B)$$

La variation des coefficients de capacité portante en fonction de l'angle de frottement interne φ est donnée par le tableau 1.1, et la figure 1.13 donne les mêmes valeurs sous une forme graphique.

| φ | N_c | N_q | N_γ | φ | N_c | N_q | N_γ |
|-----------|-------|-------|------------|-----------|--------|--------|------------|
| 0 | 5.70 | 1.00 | 0.00 | 26 | 27.09 | 14.21 | 11.35 |
| 2 | 6.30 | 1.22 | 0.18 | 28 | 31.61 | 17.81 | 15.15 |
| 4 | 6.97 | 1.49 | 0.38 | 30 | 37.16 | 22.46 | 19.73 |
| 6 | 7.73 | 1.81 | 0.62 | 32 | 44.04 | 28.52 | 27.49 |
| 8 | 8.60 | 2.21 | 0.91 | 34 | 52.64 | 36.51 | 36.96 |
| 10 | 9.61 | 2.69 | 1.25 | 36 | 63.53 | 47.16 | 51.70 |
| 12 | 10.76 | 3.29 | 1.70 | 38 | 77.50 | 61.55 | 73.47 |
| 14 | 12.11 | 4.02 | 2.23 | 40 | 95.67 | 81.27 | 100.39 |
| 16 | 13.68 | 4.92 | 2.94 | 42 | 119.67 | 108.75 | 165.69 |
| 18 | 15.52 | 6.04 | 3.87 | 44 | 151.95 | 147.74 | 248.29 |
| 20 | 11.69 | 7.44 | 4.97 | 46 | 196.22 | 204.20 | 426.96 |
| 22 | 20.27 | 9.19 | 6.91 | 48 | 258.29 | 287.86 | 742.61 |
| 24 | 23.36 | 11.40 | 8.85 | 50 | 347.52 | 415.16 | 1153.15 |

Tableau 1.1 : Coefficients de capacité portante de *Terzaghi* pour un cisaillement générale.

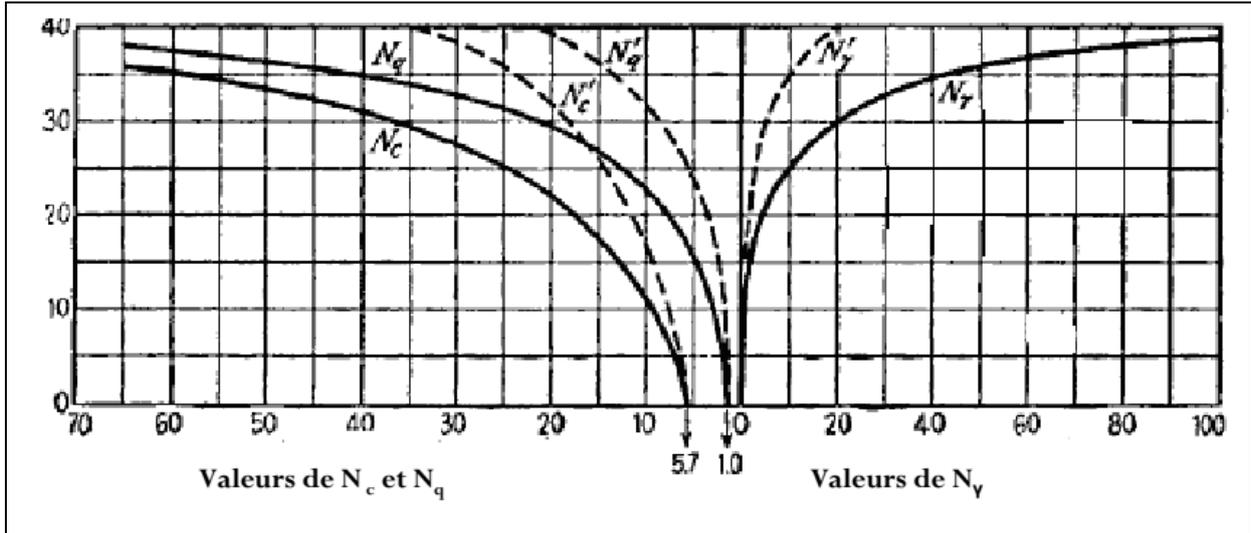


Figure 1.13 : Facteurs de capacité portante en fonction de ν (Terzaghi : fondation rugueuse).

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_q et N_γ . Après la proposition de cette approche, diverses études ont été faites pour l'évaluation de ces facteurs.

1.5.1.1.4. Théorie de Meyerhof (1963)

Meyerhof (1963) explique que la portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par Prandtl (1920) pour, Reissner (1924) pour et par lui-même Meyerhof (1961) pour une valeur approchée de ν , ces coefficients ne tiennent pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation.

En 1951, Meyerhof a publié une théorie de capacité portante qui pourrait être appliquée à la fondation superficielle dure et profonde. La surface de rupture à la charge ultime sous une fondation superficielle continue assumée par Meyerhof est montrée dans figure 2.8.

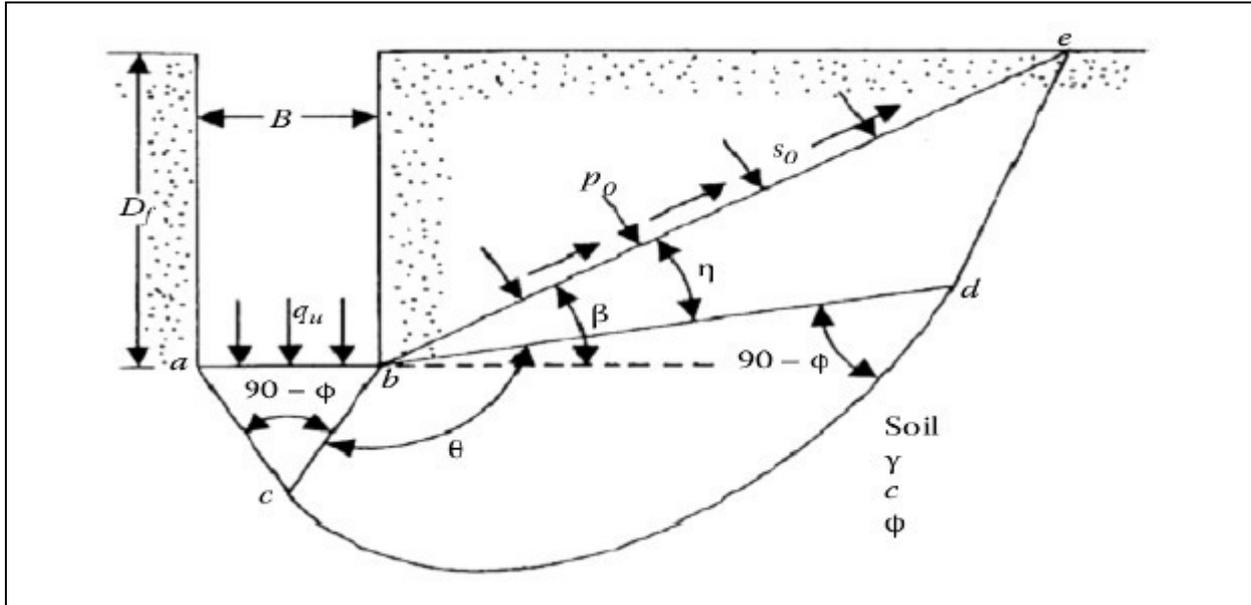


Figure 1.14 : La surface de rupture pour une fondation filante proposée par Meyerhof (1951).

$$N_c = (N_q - 1)$$

$$N_q = tg^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi tg \varphi}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) tg(1.4\varphi)$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de cotés B et L , des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Skempton (1951) pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 \quad \text{Si } \varphi = 0$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{Si } \varphi > 10 \text{ degrés}$$

Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

$$q_u = c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot N_c + q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot N_\gamma$$

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 s à 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.

1.5.1.1.5. Théorie de Vesic (1973)

Vesic (1973) présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi (1925, chapitre 24). Il propose des coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de la formule (2.17). Il évoque aussi l'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- L'enveloppe des cercle de Mohr n'est pas une droite ;
- La rupture se développe progressivement sur la surface de rupture ;
- Il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels.

1.5.1.2. Méthodes numériques

Depuis une vingtaine d'années et vu l'augmentation exponentielle de la puissance de calcul des ordinateurs et une diminution identique des coûts d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les bureaux d'études et les centres de recherches en géotechnique. Elles sont utilisées en géotechnique dans le but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. Le comportement non-linéaire du sol est pris en considération par l'application de la charge par une série des incréments ou de pas. Ces méthodes numériques offrent aussi des facilités pour l'analyse de résultats.

Les méthodes numériques représentées par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies sont des outils extrêmement puissants. Elles présentent l'avantage du fait que les hypothèses simplificatrices, surtout pour les terrains naturels stratifiés, sont de plus en plus faibles que les méthodes classiques d'équilibre limite. Les méthodes de résolutions

numériques discrétisent le sol en mailles et emploient des algorithmes pour assurer les exigences statiques et cinématique simultanément.

1.5.1.2.1. Cas d'une fondation rigide

Si la fondation est supposée rigide (indéformable), à base de forme simple (carrée, rectangulaire ou circulaire), elle peut être représentée par une condition de déplacement vertical imposé aux nœuds situés à l'interface. De plus, cette interface peut être lisse (le déplacement horizontal à l'interface n'est pas imposé) ou rugueuse (le déplacement horizontal à l'interface est nul).

Beaucoup de structures de génie civil peuvent être de cette façon assimilées à des fondations rigides, la pression mobilisée par un déplacement vertical imposé est alors obtenue par une moyenne sur les contraintes verticales de la première rangée des points d'intégration situés sous les nœuds de l'interface. Pour une semelle filante rigide, le début de la plasticité est localisé sous la fondation et aux bords de la fondation, ensuite, celle-ci s'étend en profondeur plus que sur les côtés. L'exemple typique est une semelle en béton.

1.5.1.2.2. Cas d'une fondation souple

Si la fondation est supposée souple (très déformable), elle peut être représentée par une condition de pression uniforme appliquée directement à la surface du sol. Les déplacements horizontaux et verticaux à l'interface ne sont pas imposés. Pour une semelle filante souple, la plasticité commence au-dessous des bords de la fondation et se propage latéralement puis vers la profondeur. L'exemple typique est le réservoir métallique d'hydrocarbures. Toutefois, d'une manière générale, le type de fondation (rigide ou souple) a relativement peu d'influence sur l'allure de la courbe chargement tassement et les valeurs de la charge limite sont proches. En revanche, la distribution des pressions de contact entre la fondation et le sol est très différente.

1.5.1.3. Facteurs de portance N_y , N_c , N_q

A- Terme de surface N_y

Le coin AMC (zone I de la figure 1.15) est supposé faire un angle au sommet M de $(\frac{\pi}{2} - \varphi)$. Il est en équilibre surabondant et fait corps avec la fondation.

Le poinçonnement de la fondation dans le milieu pulvérulent se produit lorsque la butée sur les écrans fictifs AM et CM est entièrement mobilisée.

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles

La résultante de la butée sur CM s'écrit :

$$R = 0,5 \cdot \gamma \cdot 2 \cdot B \cdot C2 \cdot Kp$$

S'agissant d'un frottement sol contre sol, le contact est parfaitement rugueux le long de AM et CM et l'angle de frottement φ sur CM est égal à $(-\varphi)$. Par suite, la résultante est inclinée de $(-\varphi)$ sur la normale à l'écran et la valeur de Kp est obtenue à partir des tables de butée de Caquot et Kérisel (1953) pour $\beta = 0$, $\delta = -\varphi$ et $\lambda = -(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$.

L'ensemble des forces verticales est en équilibre. Ces forces sont :

- La capacité portante de la fondation par unité de longueur : $Q\gamma = q\gamma \cdot B$
- Le poids W du coin ACM :

$$W = \gamma \cdot 2 \cdot \left(\frac{B^2}{4}\right) \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

- Les deux composantes verticales des réactions de butée R_p sur AM et CM.

La figure 1.8 montre que la résultante R_p fait avec la verticale d'un angle de

$$\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \text{ et que } CM = \frac{B}{2 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$$

L'équilibre des forces verticales s'écrit : $Qg + W = 2 \cdot R \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

Soit en remplaçant W , R et CM par leurs valeurs :

$$q\gamma = \frac{Q\gamma}{B} = \gamma \cdot 2 \cdot \frac{B}{4} \cdot \left[Kp \cdot \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} - \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right]$$

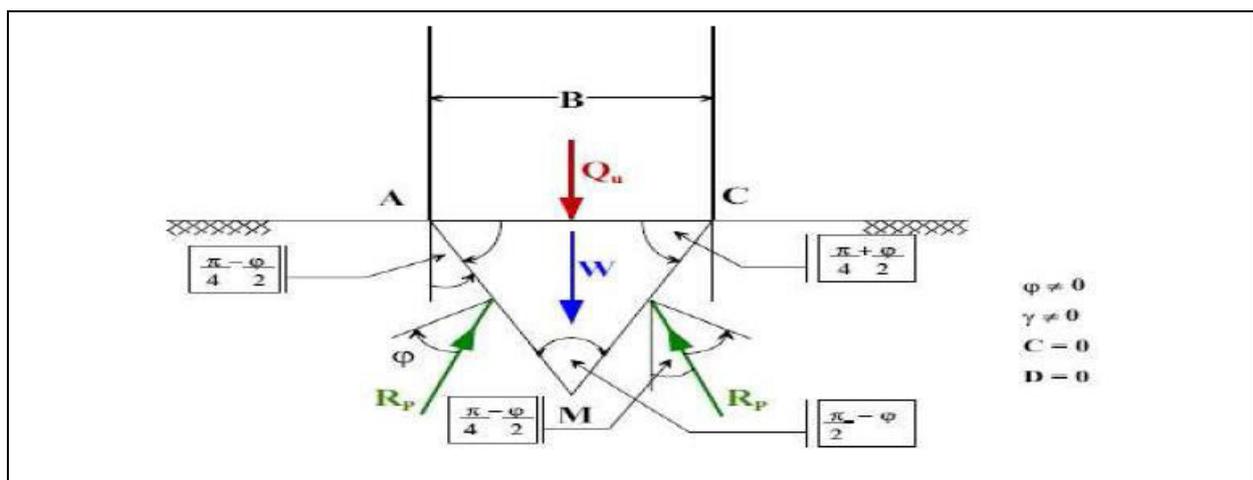


Figure 1.15 : Détermination du terme de surface.(Philipponat G. Hubert B).

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles

La comparaison avec le terme de surface de la formule générale : ($q\gamma = 0,5.\gamma .B.N\gamma$) conduit à la formule suivante :

$$N\gamma = \frac{1}{2} \cdot [Kp \cdot \frac{\cos(\frac{\pi - \varphi}{4})}{\cos^2(\frac{\pi + \varphi}{4})} \cdot \text{tg}(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})]$$

B- Terme de profondeur Nq

Dans ce cas, on calcule la capacité portante de la semelle qu'encastrée d'une profondeur D . La surcharge uniformément répartie p de part et d'autre de la semelle AB est égale à $P = \gamma 1.D$ (figure 1.16).

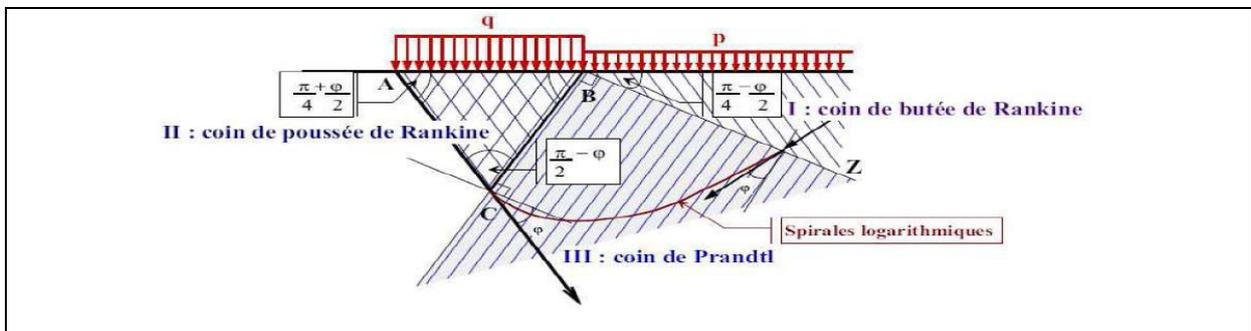


Figure 1.16 : Détermination du terme de profondeur.

Comme dans le cas d'actions du sol sur un écran, on a deux équilibres de Rankine séparés par un équilibre général en spirale logarithmique. Le calcul donne l'expression suivante de q .

$$qu = P \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \text{tg} \varphi} \quad \text{Avec } P = \gamma 1.D$$

$$qu = \gamma 1. D \cdot \text{tan}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \text{tg} \varphi} \quad \text{Avec } \gamma 1 : \text{ poids volumique du sol au-dessus de la semelle.}$$

En posant $qu = qq$ (contrainte ultime de profondeur) et $qq = \gamma 1.D.Nq$

On appellera Nq : terme de profondeur

$$Nq = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \text{tg} \varphi}$$

Avec φ : angle de frottement du sol au-dessous de la semelle.

C- Terme de cohésion Nc

On applique le théorème des états correspondants de CAQUOT. On est ramené au problème précédent en remplaçant $\gamma 1. D$ par $H = C / \text{tg} \varphi$ (figure 17).

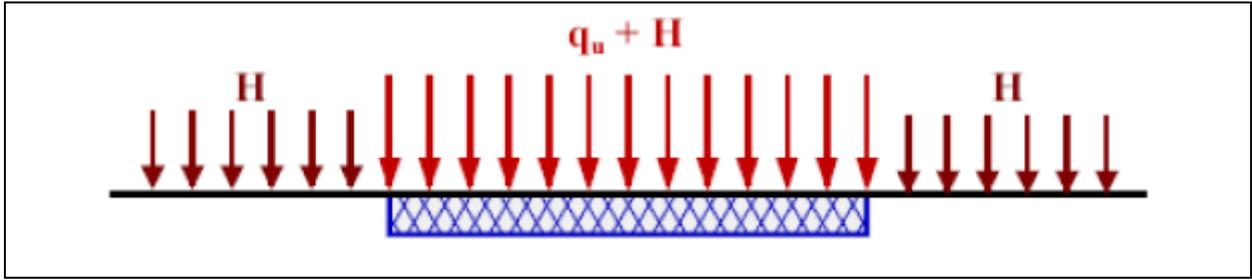


Figure 1.17 : détermination du terme de cohésion.

$$qu + H = H \cdot \text{tg} 2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \varphi}$$

$$qu = H \cdot [\text{tg} 2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \varphi} - 1]$$

En posant $qu = qc$ (contrainte ultime de cohésion) et $qc = C \cdot Nc$ donc

On appellera Nc : terme de cohésion.

$$Nc = \frac{(Nq - 1)}{\text{tg} \varphi}$$

Pour un sol fin saturé cisailé à court terme $\varphi_u = 0$ et $C_u \neq 0$; on fait tendre $\varphi \rightarrow 0$ et on

obtient : $Nc = \pi + 2$ (Terzaghi pour une semelle rugueuse a montré $Nc = 5,7$).

Cette formule donne la capacité portante d'une semelle sans encastrement fondée sur un sol fin saturé sous un chargement rapide (phase de chantier, court terme).

On peut étendre cette approche à la construction des remblais sur sol fin saturé en assimilant le remblai à une fondation superficielle.

1.5.2 TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Après s'être assuré que le critère de rupture (états limites de mobilisation de la capacité portante), il faut vérifier que le tassement de la fondation est acceptable pour la (structure état limite vis-à-vis des déformations). Une estimation correcte des tassements primordiales, car c'est souvent ce critère qui limite les possibilités de fondation sur semelles superficielles. Il existe deux familles de méthodes d'évaluation du tassement des fondations superficielles :

- Les méthodes basées sur les essais de laboratoire. Il s'agit principalement de l'essai œdométrique. Cette méthode est utilisée surtout pour les sols fins cohérents ;
- Les méthodes basées sur les essais en situ. Ces méthodes sont surtout utilisées pour les sols pulvérulents à cause des difficultés de prélèvement de carottes.

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles

Une semelle parfaitement souple transmet directement la contrainte uniforme au sol et le tassement variable. Si le domaine élastique est conservé en tout point du massif, le tassement sera plus élevé au centre qu'au bord : c'est généralement le cas pour les sols cohérents.

A l'inverse, une semelle parfaitement rigide entraîne un tassement uniforme et les contraintes sous la semelle sont variables, comme le montre la figure 1.1.

Le fond métallique d'un réservoir d'hydrocarbure est un exemple de semelle parfaitement souple. Un puits remplis de gros béton correspond à une semelle parfaitement rigide.

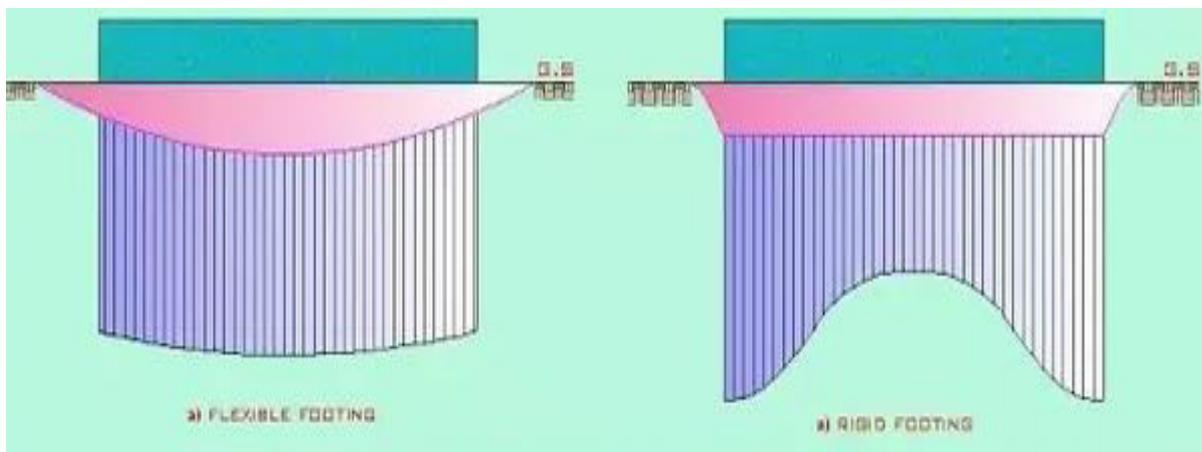


Figure 1.18 : Répartition des contraintes et des déformations sous une semelle.

1.6. Conclusion

La fondation superficielle est donc, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastrée. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes.

Le mécanisme de rupture d'une fondation superficielle ainsi que la répartition des contraintes sous sa base est fortement liés à la nature et caractéristiques du sol sur lequel elle est fondée.

Pour que la fondation joue pleinement le rôle auquel elle est conçue, elle doit répondre aux deux critères suivants :

- Elle doit exercer sur le sol des contraintes qui doivent être compatibles avec la résistance de celui-ci.
- Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble afin d'empêcher l'apparition de fissures localisées qui cautionne l'utilisation adéquate de l'ouvrage.

2.1. 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 Plaxis 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.

2.2. Présentation de Plaxis

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations des fichiers.

2.2.1. Le code éléments finis Plaxis

Le code Plaxis est un logiciel couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériciens de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980. Ce programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. 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). Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel.

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 de résultats (Output)**

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

- **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.

Le plan général du programme Plaxis est présenté dans l'organigramme de la figure 2.1.

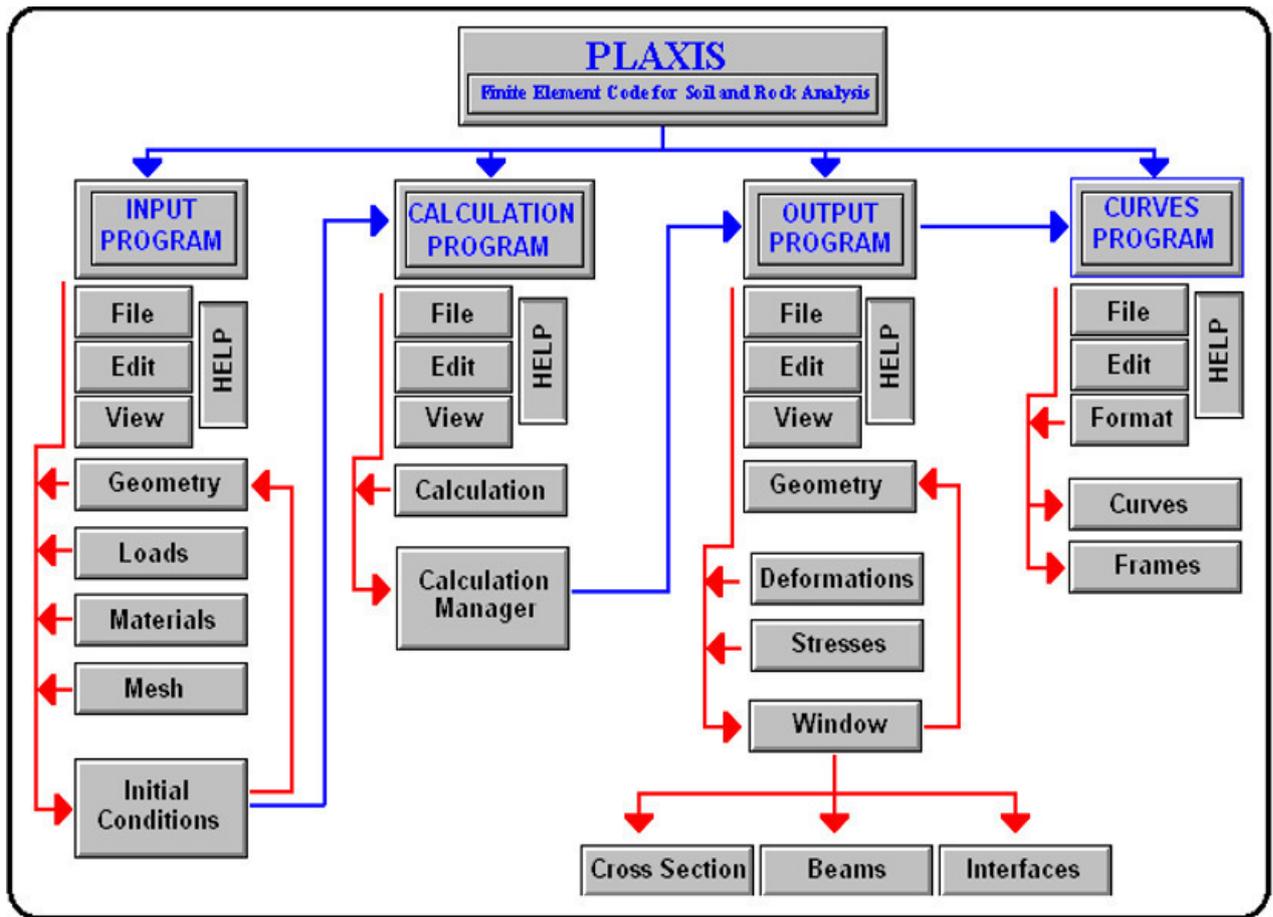


Figure 2.1 : Organigramme du code Plaxis.

2.2.2. Système d'options du code Plaxis

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

Les conditions aux limites en déplacement: si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.

Les contraintes initiales dues au poids des terres: peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être

spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques).

Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

Les pressions interstitielles: ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

Le coefficient de sécurité: c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats ; résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

2.2.3. Types de modèle en Plaxis

Plaxis V8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (*Plane strain*), soit axisymétriques (*Axisymmetric*).

Les modèles en déformations planes sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

Les modèles axisymétriques sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales (figure 2.2). A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de *Plane strain* ou de *Axisymmetry* a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y .

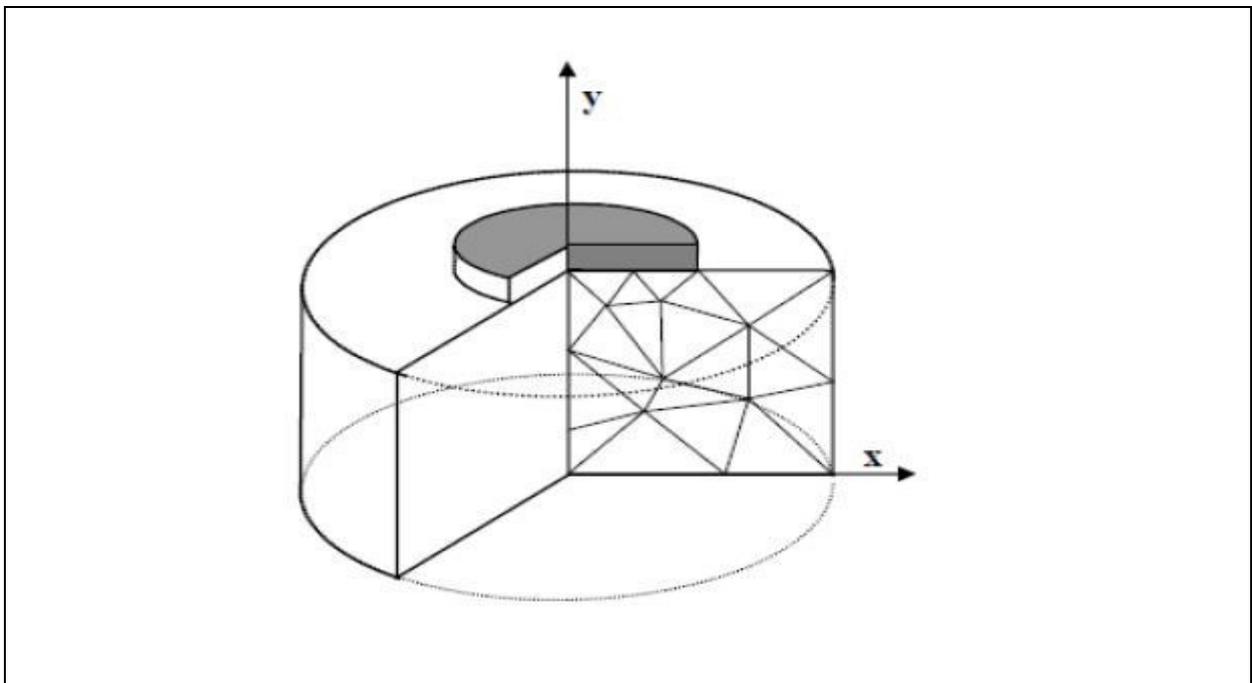


Figure 2.2. Exemples de problèmes en déformations axisymétrique.

2.2.4. Types d'éléments utilisés par Plaxis

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss (figure 2.3). Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de *phi-reduction*. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds. Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis.

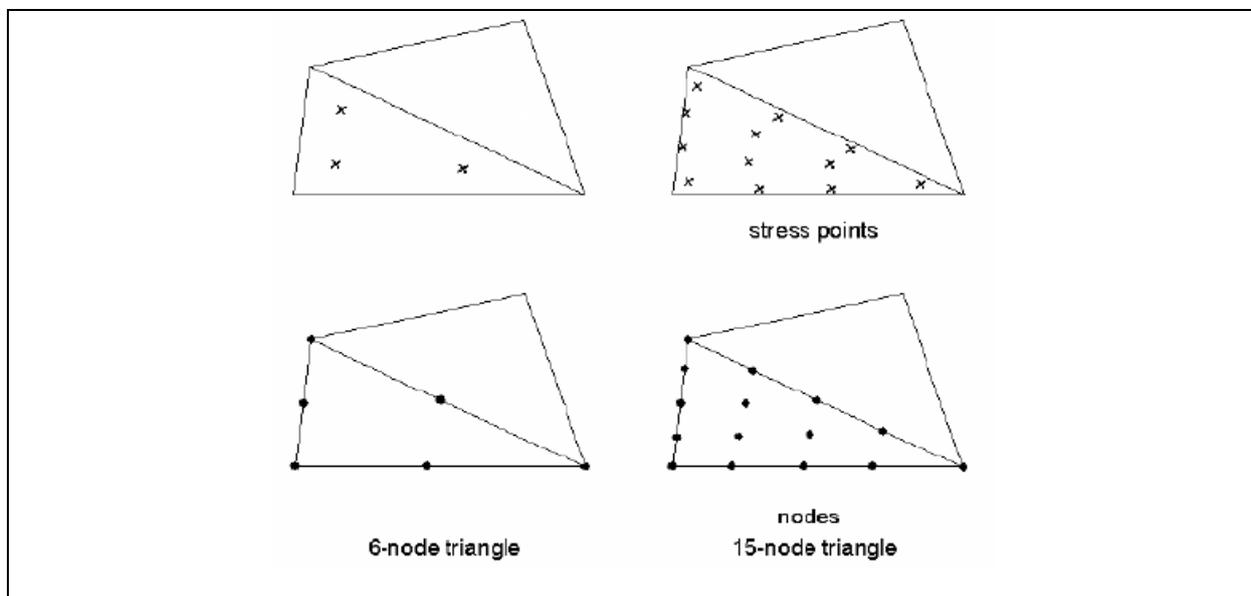


Figure 2.3: Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

2.2.5. Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de

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

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

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

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrit ce comportement ;
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

2.2.5.1. Comportement élasto-plastique :

Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle mono- dimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure 2.4).

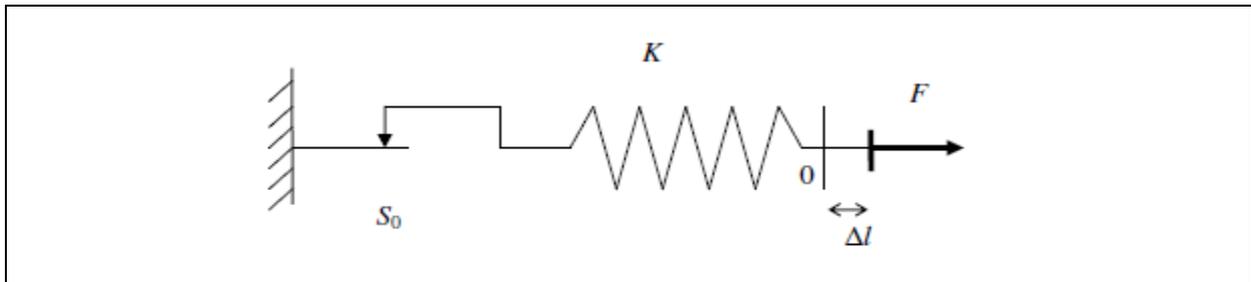


Figure 2.4 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 2.5.

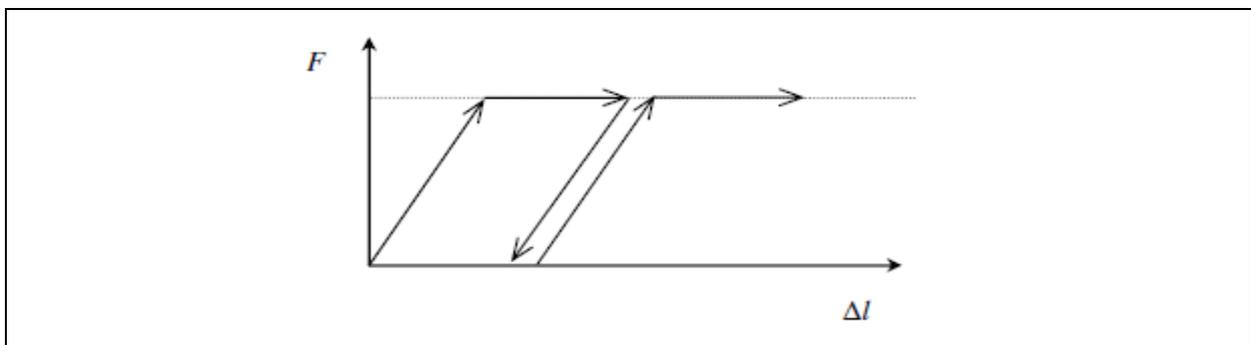


Figure 2.5 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

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 2.4 et 2.5 est un comportement élasto-plastique sans écouissage. La figure 2.6 représente un comportement élasto-plastique avec écouissage.

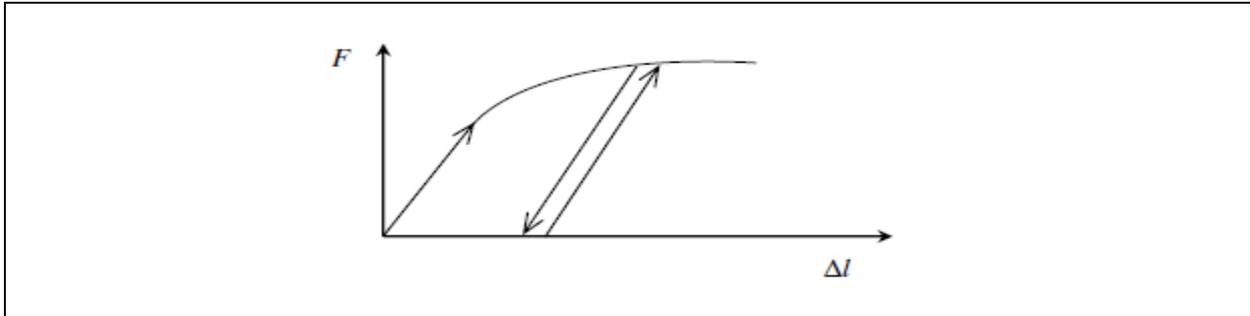


Figure 2.6 : Représentation du comportement élasto-plastique avec écouissage.

2.2.5.2. 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 ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module 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.

La relation entre le module d'Young E et les autres modules sont données par les équations :

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

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.

2.2.5.3. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique, (figure 2.7). Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation :

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

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1er invariant des contraintes) comme illustré :

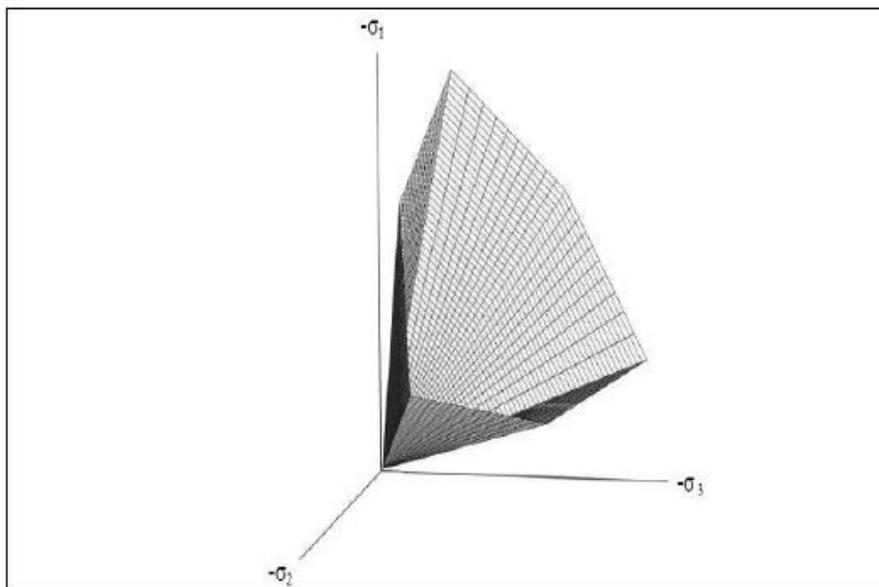


Figure 2.7 : surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion.

Chapitre 2 : Présentation de l'outil numérique plaxis

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

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

Ces paramètres sont facilement identifiables à partir d'essais de laboratoire, essais œdométrique ou triaxiaux, comme le montre la figure 2.8 et 2.9.

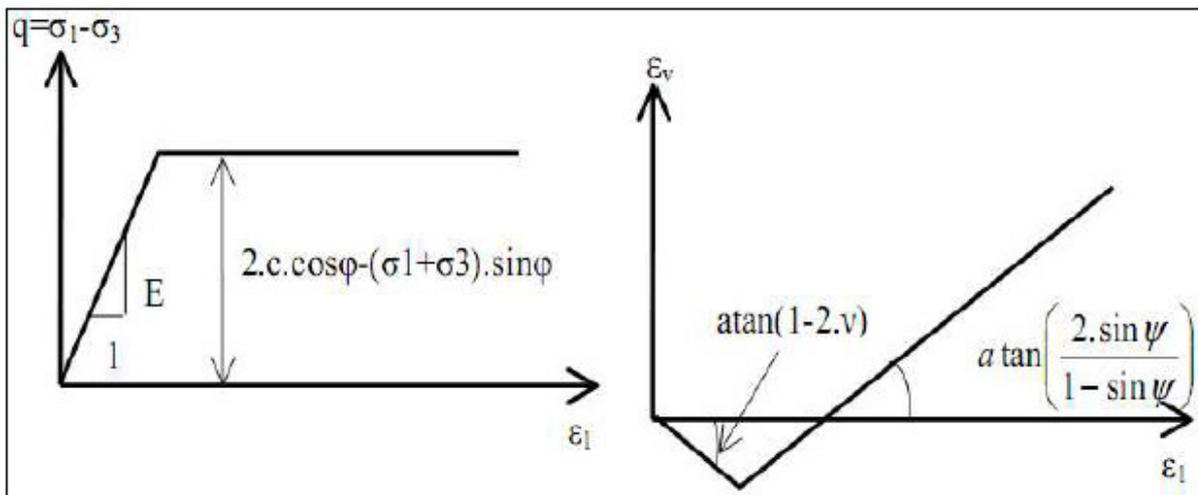


Figure 2.8 : Essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-Coulomb.

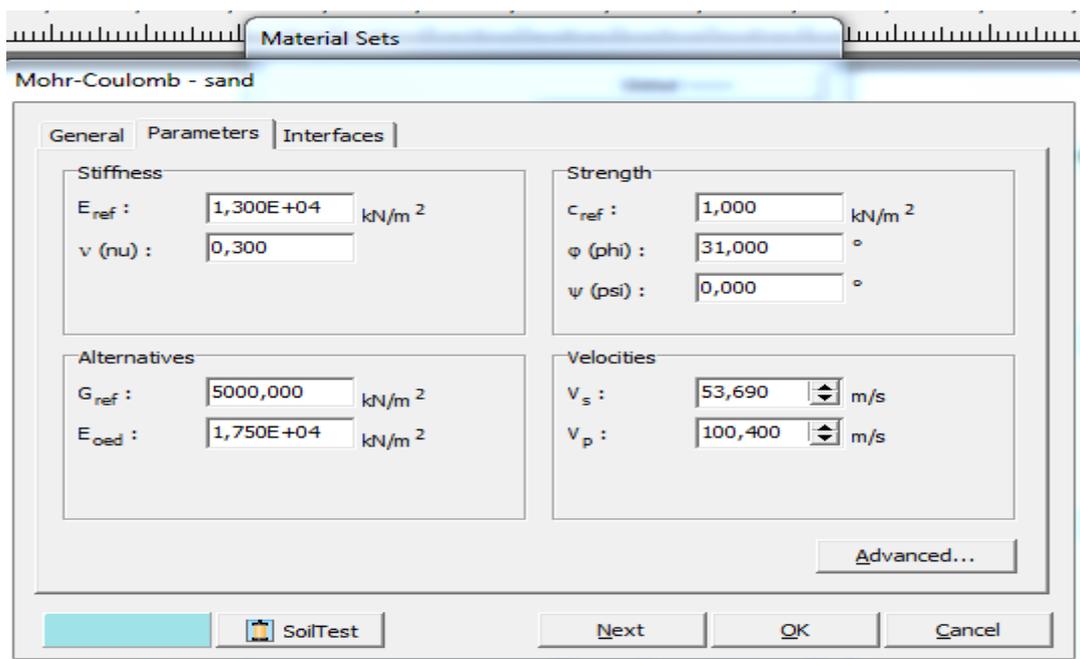


Figure 2.9 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

Le comportement du sol n'étant pas linéaire, les conditions géostatiques jouent un rôle important. Aux paramètres de Mohr-Coulomb, le coefficient de terres au repos K_0 est ajouté. Il est lié de façon univoque en conditions œdométrique, au coefficient de Poisson comme suit:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Cependant, dans certains logiciels comme Plaxis, la valeur de K_0 peut être imposée de façon indépendante pour notamment tenir compte de la sur consolidation, (figure 2.10)

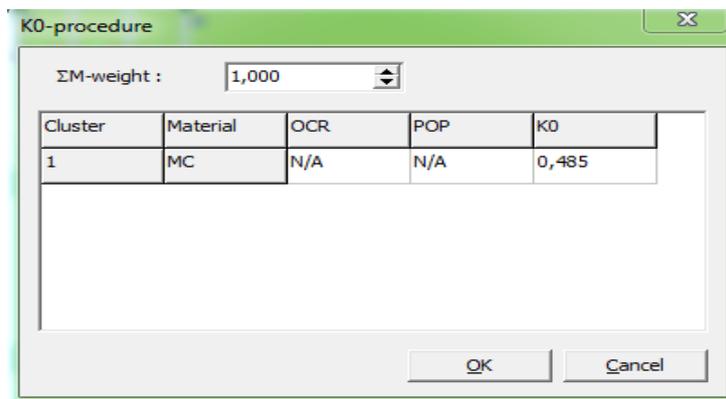


Figure 2.10 : fenêtre de coefficient K_0 .

Plusieurs études ont été réalisées concernant l'influence de divers facteurs sur ces paramètres. La valeur de l'angle de frottement φ est couramment comprise entre 15 et 45°. Les valeurs inférieures ou autour de 30° sont typiques des argiles, tandis que des valeurs supérieures, entre 25 et 45°, caractérisent les sables. A compacité donnée, l'angle de frottement est pratiquement indépendant de la teneur en eau du sol, mais il augmente avec le diamètre moyen des grains.

L'angle de frottement dépend également de la forme et de l'état de surface des grains. Les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion, $0 < c <$ quelques kilo Pascals. On parle de cohésion capillaire ou de cimentation en place. Les sols cohérents ont une cohésion comprise entre quelques kilos Pascals et plusieurs centaines de kilo Pascals.

L'angle de dilataance ψ est quant à lui généralement compris entre 0 et 15°. Les sables lâches et les argiles ont des valeurs de dilataance très faibles, quelques degrés à peine voire zéro. D'une manière générale, l'angle de frottement est pratiquement toujours supérieur à l'angle de dilataance. La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilataance

observée dans les essais triaxiaux. Il existe également une relation empirique simple, généralement bien vérifiée pour les sables denses, reliant l'angle de dilatance et l'angle de frottement interne :

$$\Psi = \varphi - 30$$

Cette expression est utilisée par défaut dans Plaxis. Notons que dans le cas de matériaux fortement contractants, l'estimation de l'angle de dilatance peut conduire à des valeurs négatives.

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel d'un sol.

2.3. 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.

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

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans Plaxis n'est pas différente d'un choix de 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 des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

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

La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

3.1. Introduction

Les travaux de recherches menés dans le cadre de ce mémoire, concernent l'étude numérique axisymétrique d'une fondation circulaire placée sur une couche de sable. Dans ce chapitre l'étude portera sur la détermination de la capacité portante d'une fondation circulaire souple.

3.2. Présentation du cas étudié

On considère une semelle circulaire avec un rayon de 1 m repose sur une couche de sable de 4 mètre, sous la couche de sable il y a une couche de roche rigide qui s'étend jusqu'à une grande profondeur, Comme le montre la figure 3.1, le but de l'étude est de trouver les déplacements et les contraintes dans le sol causés par la charge appliquée. Les calculs sont effectués pour les fondations rigides et souples. La géométrie du modèle d'éléments finis pour ces deux situations est similaire. La couche de roche n'est pas incluse dans le modèle à la place, et une condition aux limites appropriée est appliquée au bas de la couche de sable. Pour permettre tout mécanisme possible dans le sable et pour éviter toute influence de la limite extérieure, le modèle est étendu dans le sens horizontal jusqu'à un rayon total de 5 m.

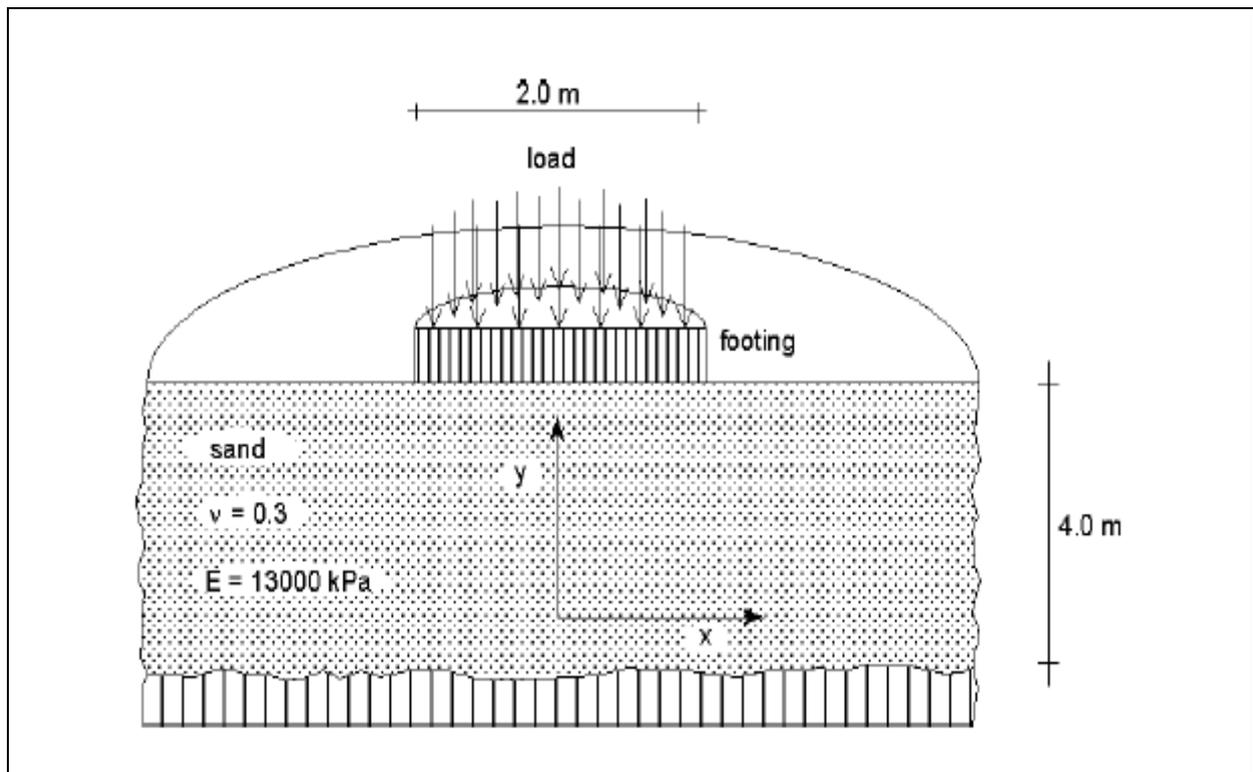


Figure 3.1 : Géométrie de la fondation circulaire sur une couche de sable.

3.3. Procédure de la simulation numérique de la fondation rigide

La fondation rigide modélisée implicitement par un déplacement imposé.

3.3.1. Caractéristiques générales

La procédure d'entrée des caractéristiques générales se fait en suivant les étapes suivantes.

a) Géométrie

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches comme le montre la figure 3.2 suivante.

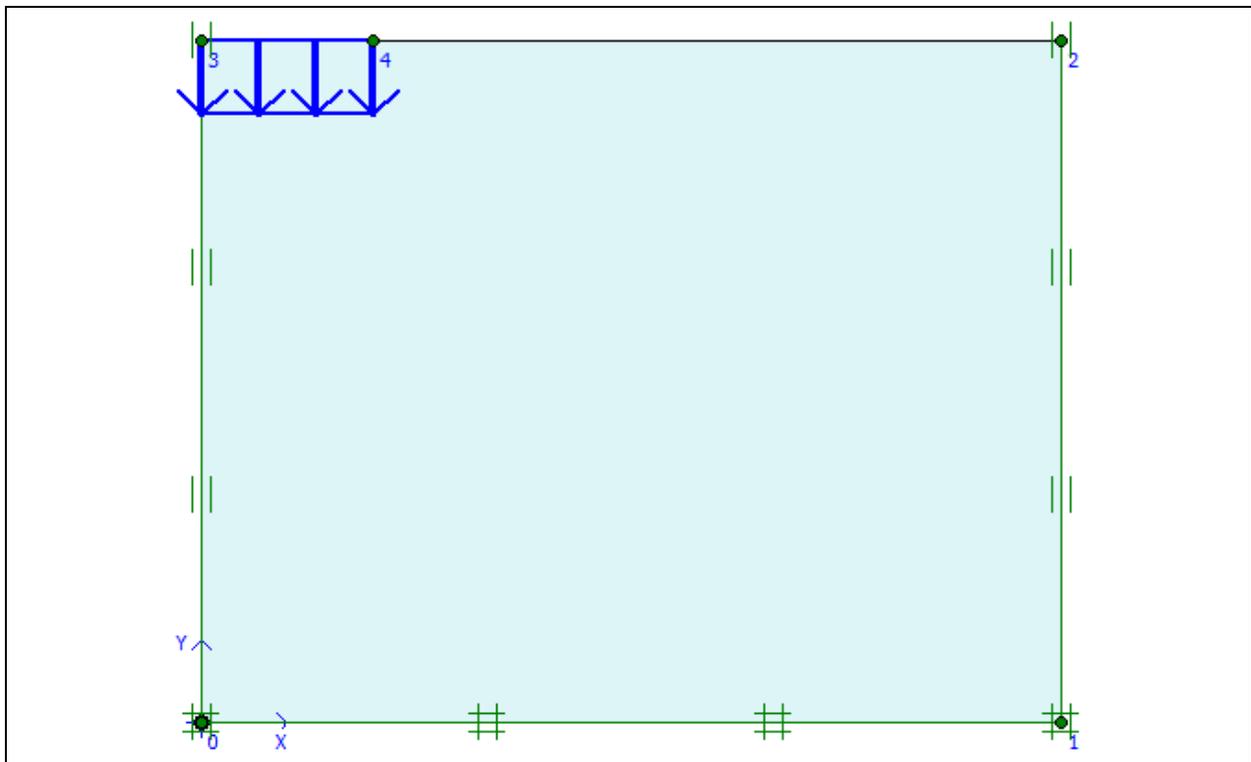


Figure 3.2 : Modèle de géométrie.

b) Conditions aux limites

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.

c) Caractéristique du sol

Le sol est régi par un critère élasto-plastique où la loi de comportement de Mohr-Coulomb est adoptée. Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau 3.1.

| Paramètres | Désignation | Valeurs |
|-----------------------------|--|---------|
| Poids volumique apparent | γ_{unsat} (kN/m ³) | 17 |
| Poids volumique sature | γ_{sat} (kN/m ³) | 20 |
| Module de déformation | E (kN/m ²) | 13000 |
| Coefficient de poisson | ν | 0.3 |
| Cohésion | C (kN/m ²) | 1 |
| Angle de frottement interne | ϕ (°) | 31 |
| Angle de dilatance | ψ (°) | 0 |

Tableau 3.1 : Propriétés de sol.

d) Génération du Maillage

L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle le maillage grossier dans le menu Mesh sur Coarse (par défaut) et l'en raffine localement sur la partie au dessous de la semelle (figure 3.3).

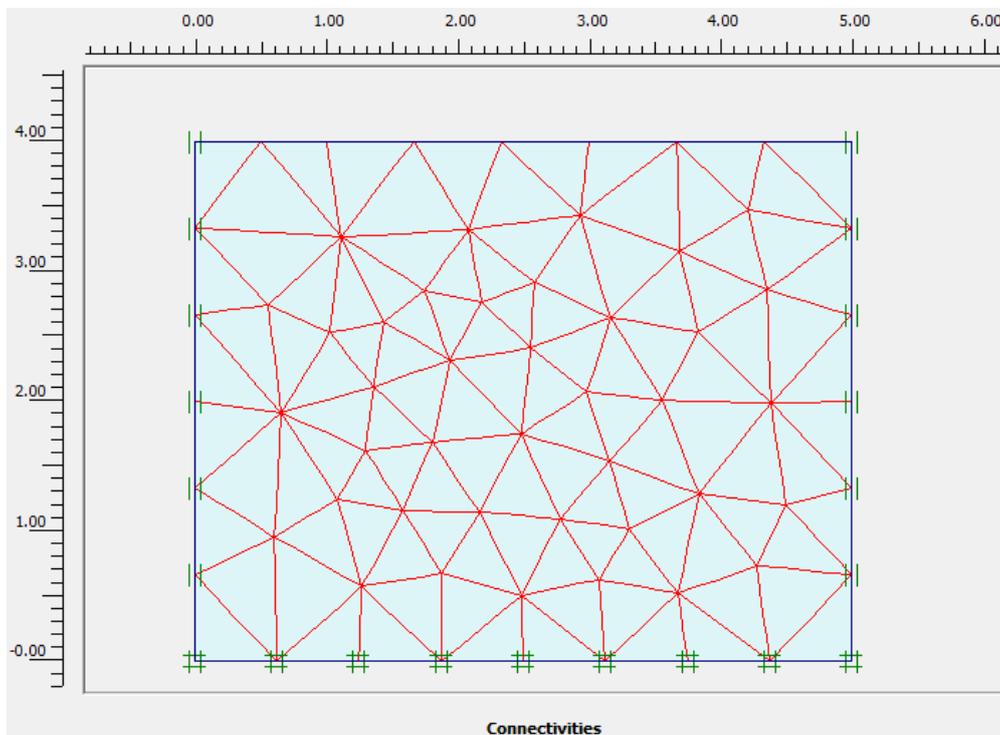


Figure 3.3 : Maillage avant le calcul.

e) Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

Pour le calcul des contraintes initiales, on génère les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut. La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jacky ($K_0=1-\sin \varphi$). On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

On a :

$$\sigma_x = K_0 \cdot \sigma_y$$

σ_x et σ_y sont des contraintes horizontale et verticale respectivement.

K_0 : coefficient de pression des terres au repos formulé par Jacky, et généralement :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

φ : L'angle de frottement.

3.3.2. Calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. On choisit un calcul plastique (figure 3.4).

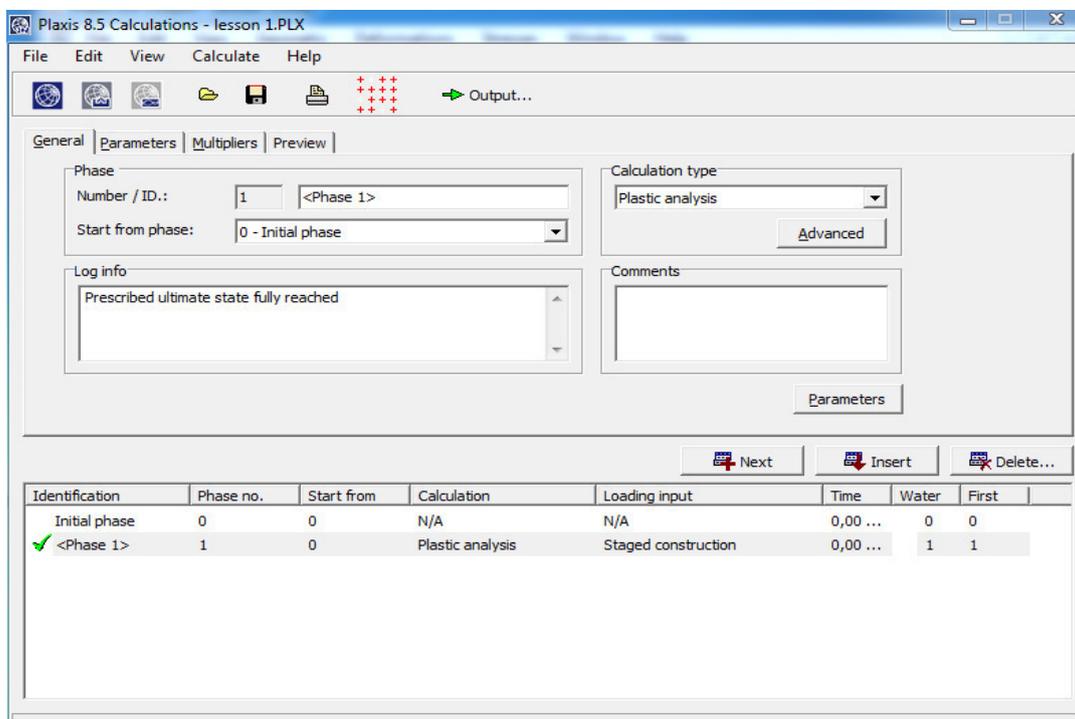


Figure 3.4 : Menu général de calcul.

a) Paramètre

On choisit la construction par étape (staged construction) qui va permettre de revenir sur les écrans de dessin en cliquant sur le bouton « Define », on va alors activer :

- Phase 1 : construction de la fondation.

b) Points de contrôle

Il est nécessaire de définir les points où l'on souhaite enregistrer au cours du calcul les contraintes, les déformations ou les déplacements pour tracer les courbes.

c) Calcul

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul (figure 3.5).

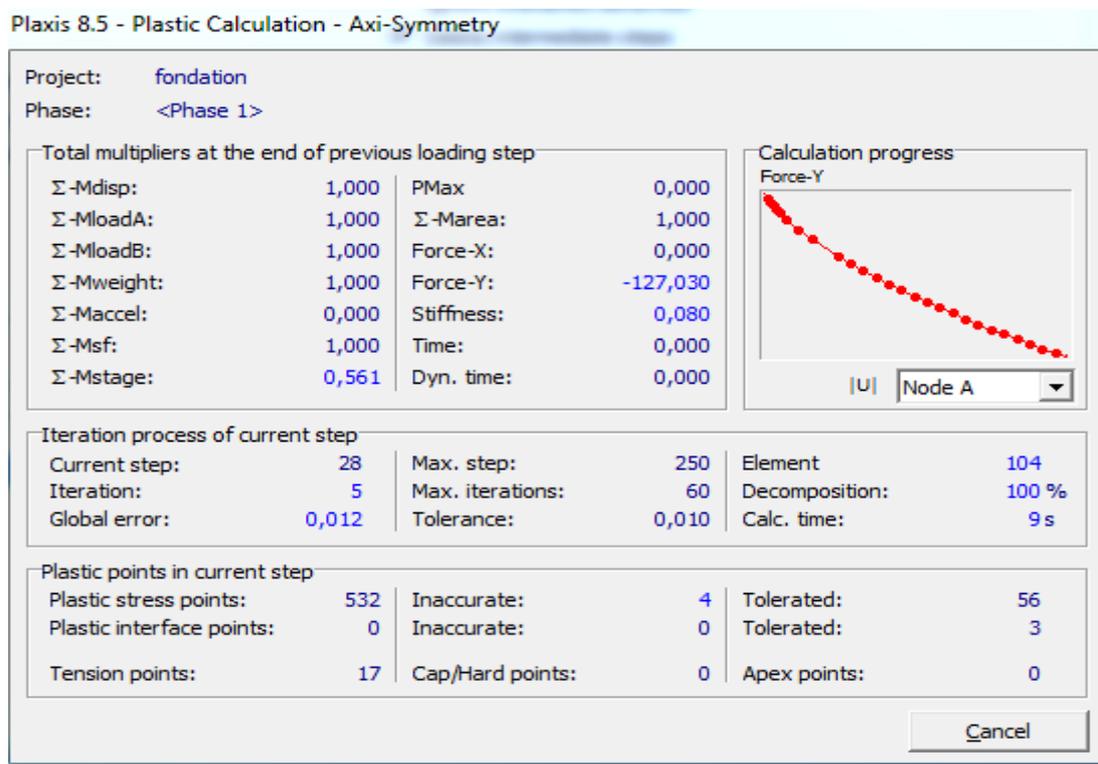


Figure 3.5 : Fenêtre d'évolution de calcul.

Pour cette application la valeur de la force F_y est importante, cette valeur représente la force de réaction totale correspondant au déplacement vertical imposé, cette force correspond à une force totale par 1 radian de la fondation (il est à noter que l'analyse est axisymétrique).

Pour obtenir la portance totale de la fondation, la force F_y devrait être multipliée par 2π (cela donne une valeur de 1100 kN).

3.4. Résultats de l'analyse numérique

Les principaux résultats d'un calcul de fondation en éléments finis sont les déformés du maillage, les déplacements (verticaux et horizontaux) et les contraintes effectives. Les figures ci-dessous présentent quelques résultats typiques pour notre étude :

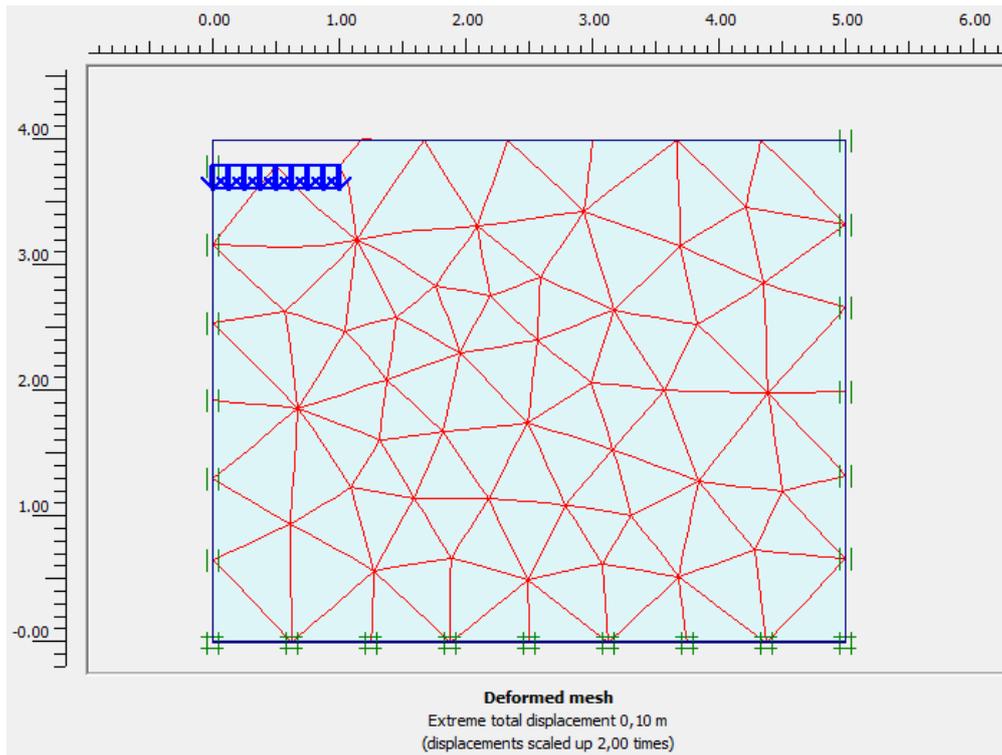


Figure 3.6 : Maillage déformé.

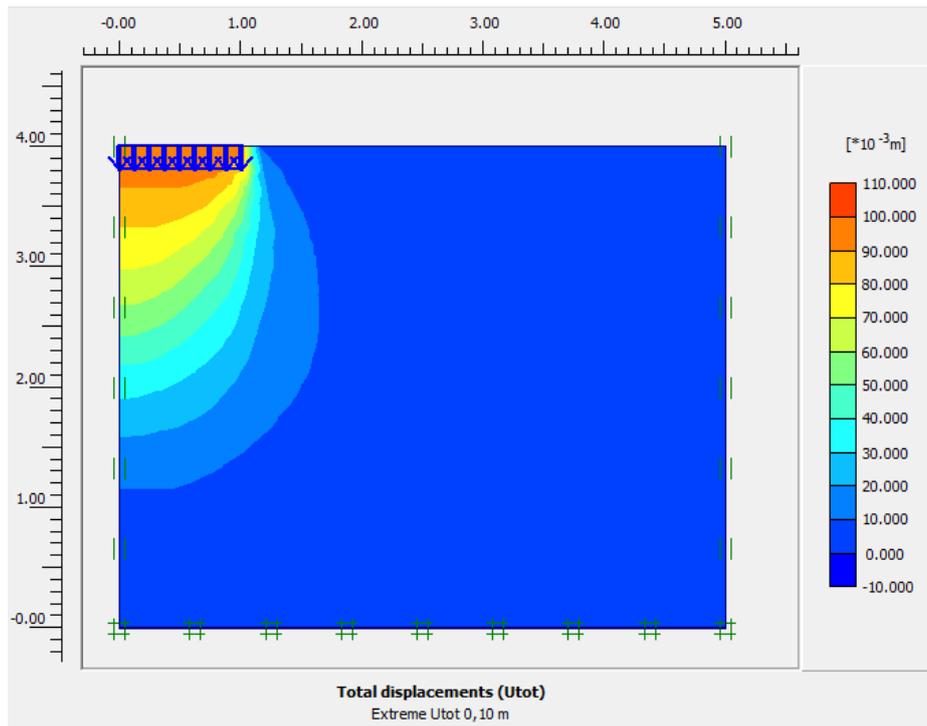


Figure 3.7 : Déplacements totaux.

D'après la figure 3.7 on constate que le déplacement total maximum est de l'ordre de 100 mm, la zone d'influence de la fondation est de l'ordre de $3R$ on dessous de la fondation et de l'ordre de $1.7R$ derrière la fondation.

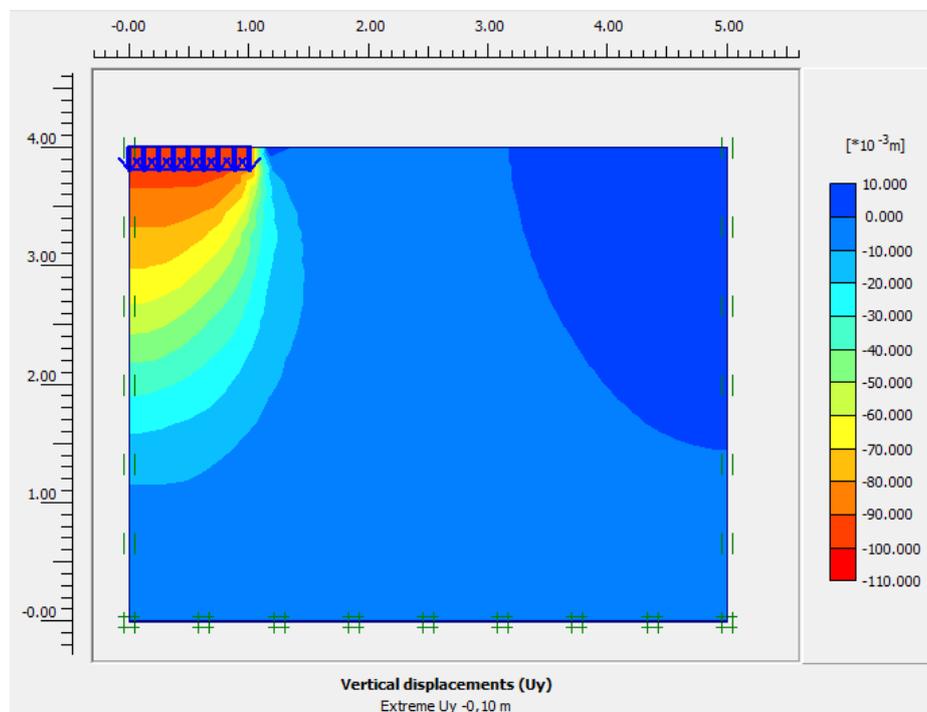


Figure 3.8 : Déplacements verticaux.

D'après la figure 3.8 on remarque que le déplacement vertical maximum est de l'ordre de 110 mm, la zone d'influence de la fondation est de l'ordre de 3R on dessous de la fondation et de l'ordre de 1.5R derrière la fondation.

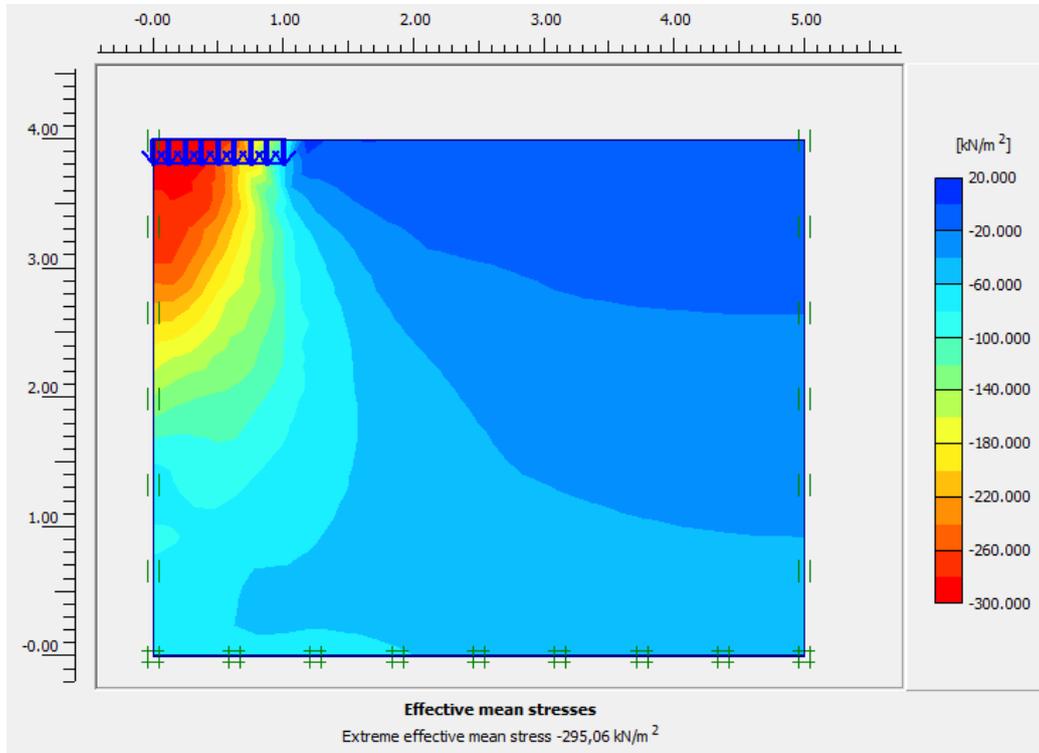


Figure 3.9 : les contraintes effectives.

3.5. Conclusion

La fondation circulaire rigide a été modélisée implicitement par un déplacement imposé.

Le tassement dans ce cas est uniforme par contre les contraintes ne sont pas uniforme.

Dans ce cas le déplacement total maximum est de l'ordre de 100 mm, la zone d'influence de la fondation est de l'ordre de 3R on dessous de la fondation et de l'ordre de 1.7R derrière la fondation, et le déplacement vertical maximum est de l'ordre de 110 mm, la zone d'influence de la fondation est de l'ordre de 3R on dessous de la fondation et de l'ordre de 1.5R derrière la fondation.

4.1. Introduction

Les travaux de recherches menés dans le cadre de ce mémoire, concernent l'étude numérique axisymétrique d'une fondation circulaire placée sur une couche de sable. Dans ce chapitre l'étude portera sur la détermination de la capacité portante d'une fondation circulaire souple, en tenant compte de la variation du diamètre de la semelle et les caractéristiques de couche du sable sous la fondation.

4.2. Procédure de la simulation numérique de la fondation souple

La fondation souple modélisée explicitement par une plaque souple, permet ainsi le calcul des forces structurales dans la fondation, la géométrie utilisée dans ce cas est la même que la précédente, excepté que des éléments supplémentaires sont utilisés pour modéliser la fondation, le calcul lui-même est basé sur l'application de la charge plutôt que sur le déplacement prescrit. Le tableau 4.1 suivant contient des propriétés de la fondation.

| Paramètres | Désignation | Valeurs |
|------------------------|-------------------------|----------|
| Raideur normale | EA (kN/m) | 5.10^6 |
| Rigidité à la flexion | EI (kN/m ²) | 8500 |
| Épaisseur équivalente | d(m) | 0.143 |
| Coefficient de poisson | ν | 0 |
| Poids | w (kN/m/m) | 0 |

Tableau 4.1 : propriétés matérielles de la fondation (élément plaque).

4.2.1. Caractéristiques générales

a) Géométrie

Le modèle géométrique de la fondation circulaire souple généré par le modèle d'élément finis comme le montre la figure 4.1.

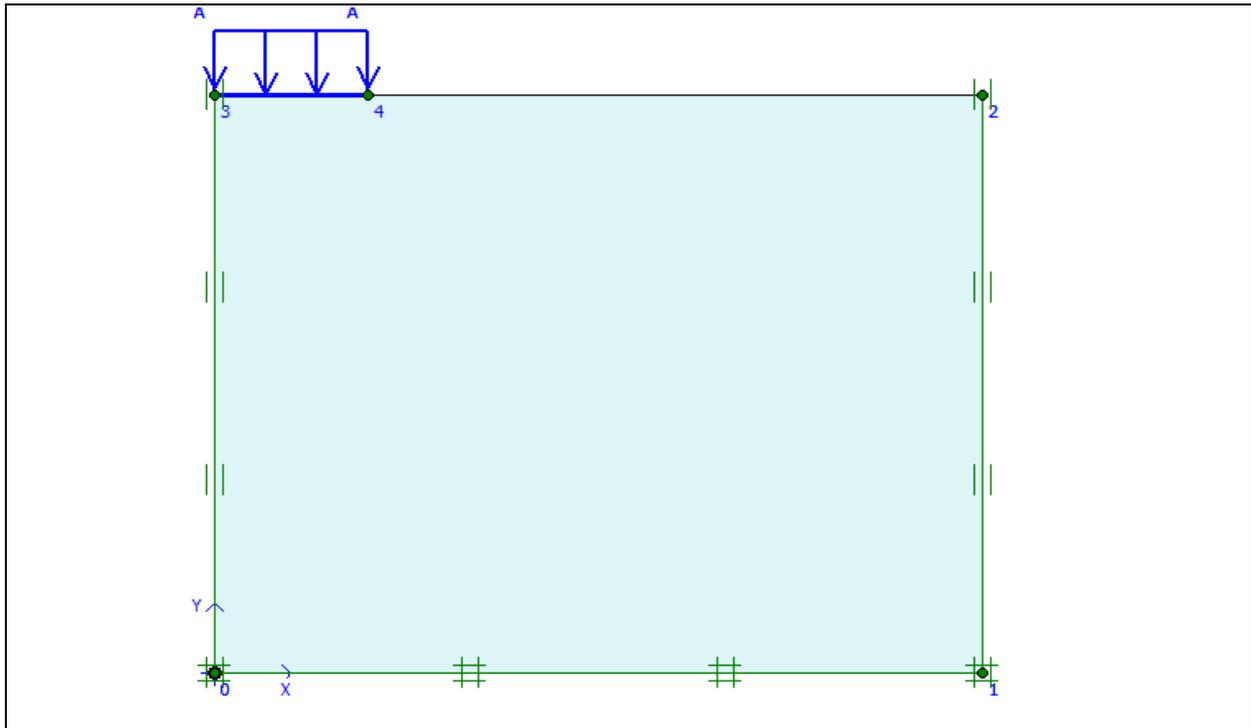


Figure 4.1 : Modèle de géométrie.

Les conditions aux limites et caractéristiques de sol sont communes avec le cas précédent.

b) Génération du Maillage

La figure 4.2 suivante montre le maillage du fondation circulaire souple avant le calcul .

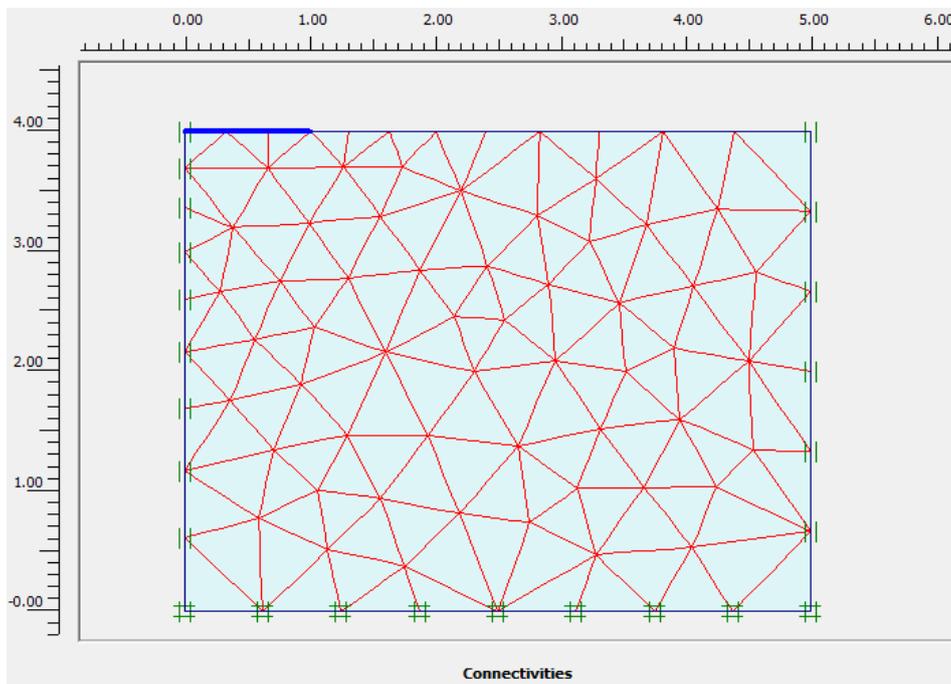


Figure 4.2 : Maillage avant calcul.

4.2.2. Calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. On choisit un calcul plastique (figure 4.3).

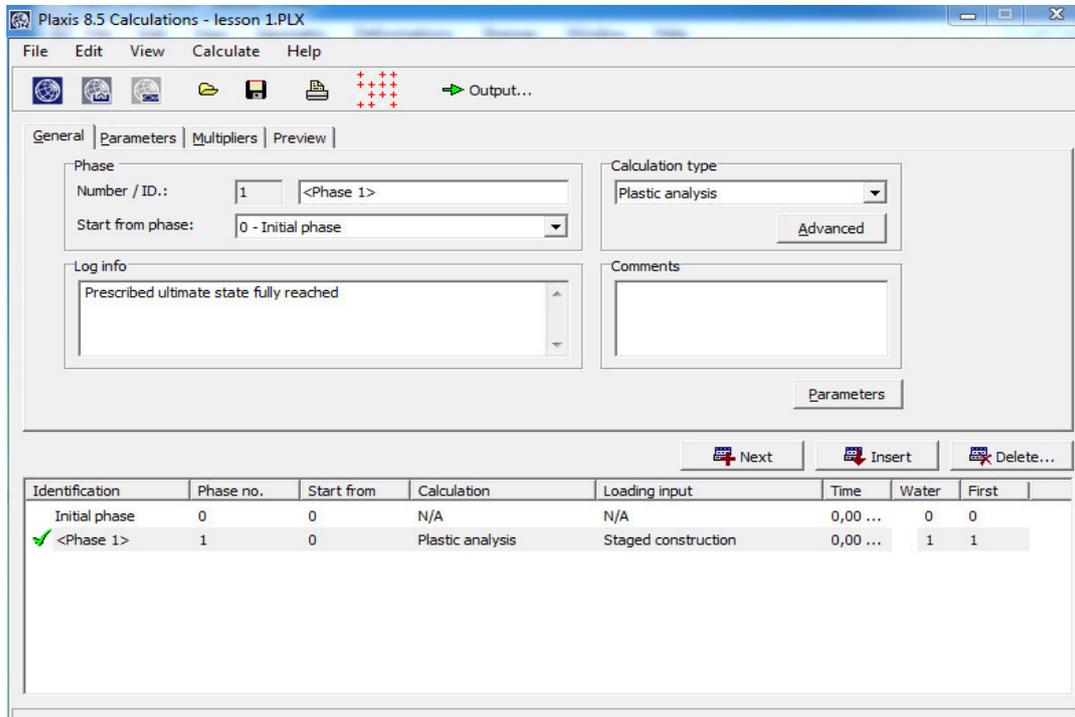


Figure 4.3 : Menu général de calcul.

a) Paramètre

On choisit la construction par étape (staged construction) qui va permettre de revenir sur les écrans de dessin en cliquant sur le bouton « Define », on va alors activer :

- Phase 1 : construction de la fondation.

b) Points de contrôle

Il est nécessaire de définir les points où l'on souhaite enregistrer au cours du calcul les contraintes, les déformations ou les déplacements pour tracer les courbes.

c) Calcul

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul (figure 4.4).

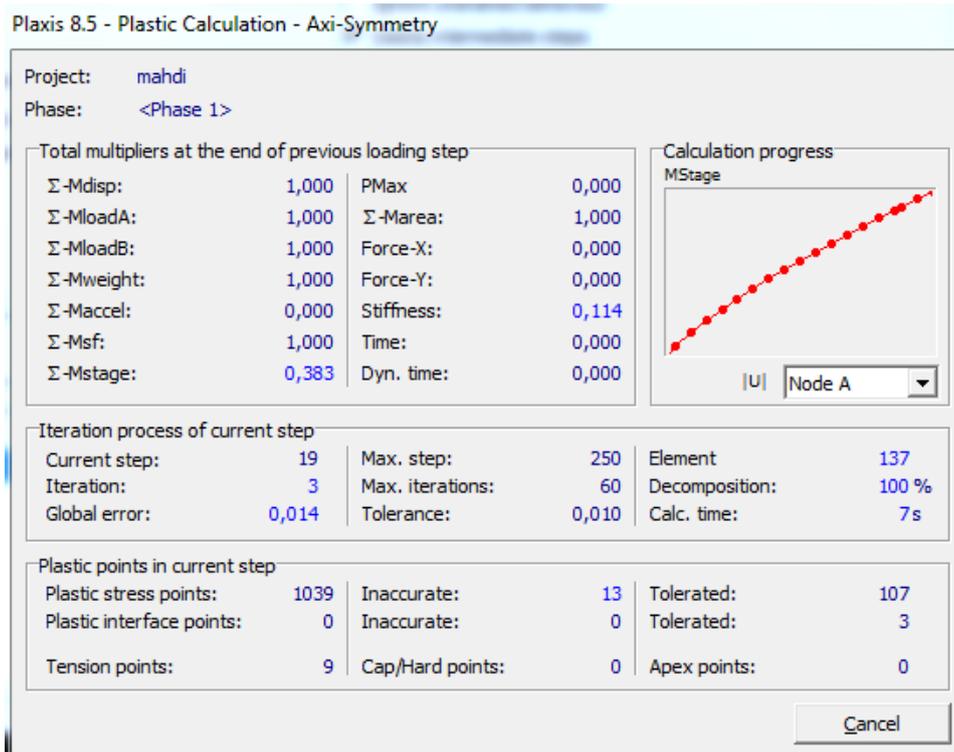


Figure 4.4 : Fenêtre d'évolution de calcul.

4.3. Résultats de l'analyse numérique

Les figures suivantes représentent les résultats de calcul.

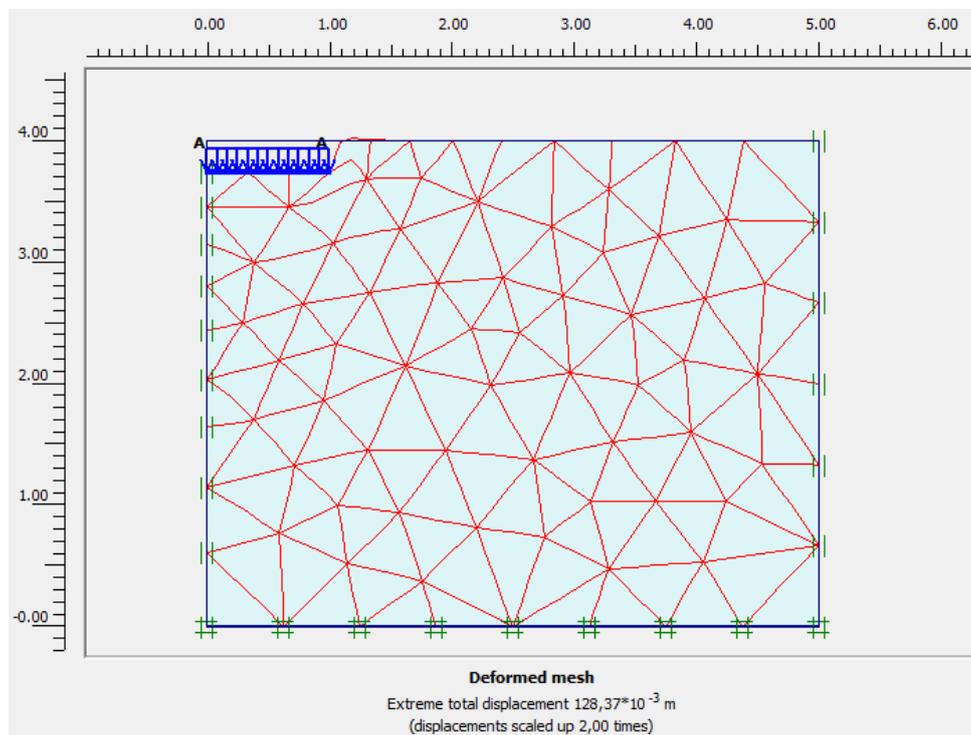


Figure 4.5: Maillage déformé.

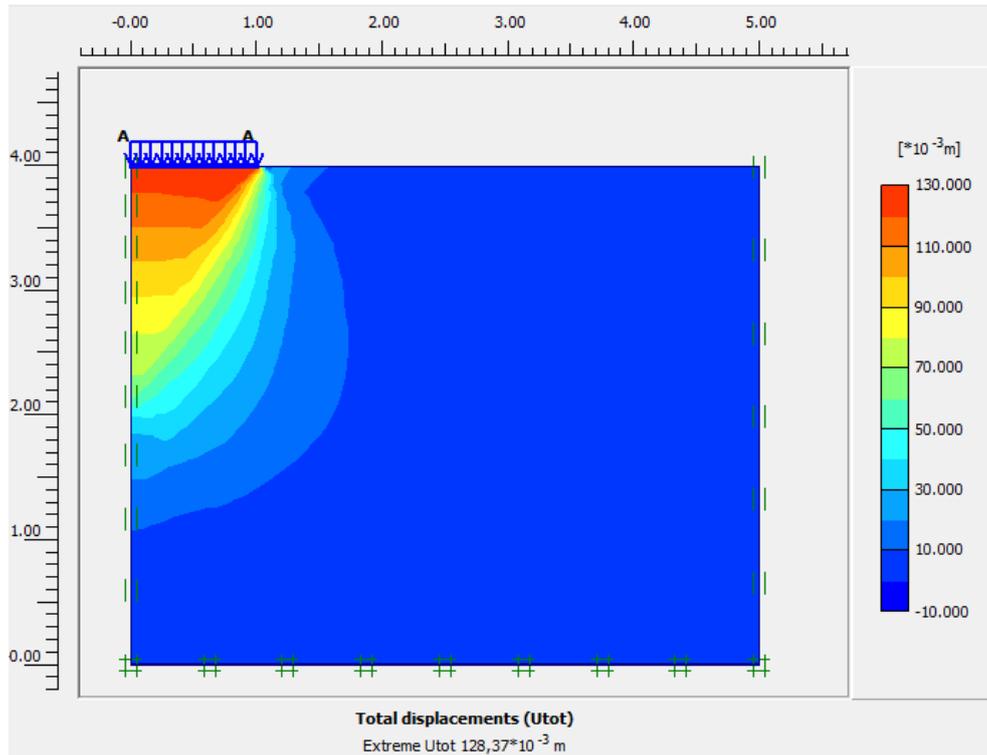


Figure 4.6 : Déplacements totaux.

D'après la figure 4.6 on remarque que le déplacement total maximum est de l'ordre de 130 mm, la zone d'influence de la fondation est de l'ordre de $3R$ en dessous de la fondation et de l'ordre de $1.8R$ derrière la fondation.

D'après cette figure on constate également que le déplacement est relativement important par rapport au cas de la semelle rigide (110 mm).

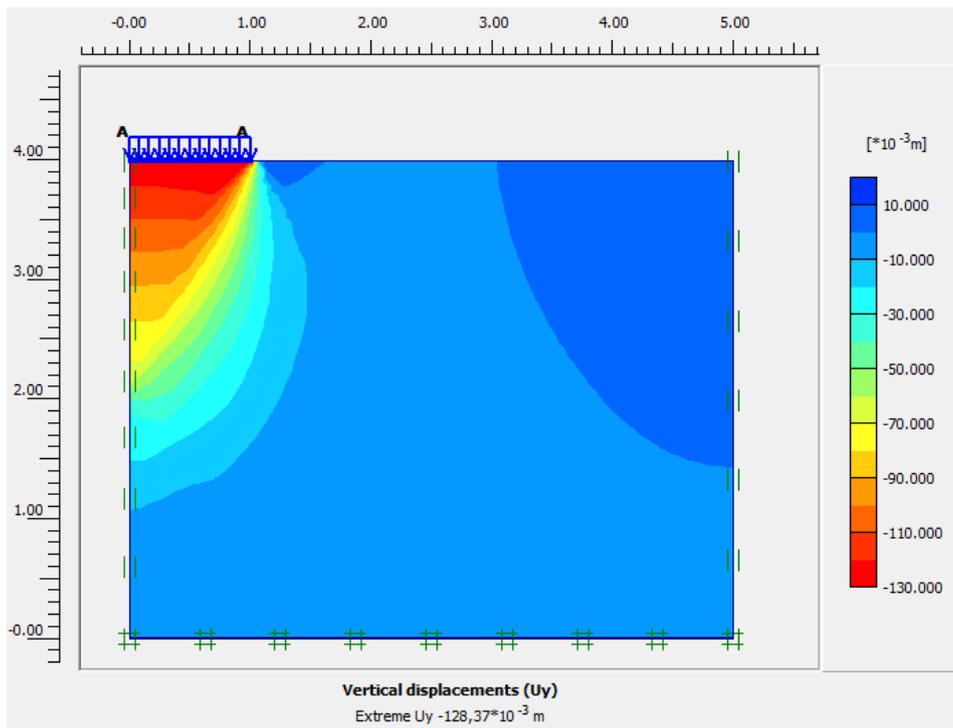


Figure 4.7 : Déplacements verticaux.

D'après la figure 4.7 on constate que le déplacement total maximum est de l'ordre de 130 mm, la zone d'influence de la fondation est de l'ordre de $3R$ en dessous de la fondation et de l'ordre de $1.5R$ derrière la fondation.

D'après cette figure on remarque également que le déplacement est relativement important par rapport au cas de la semelle rigide (100 mm).

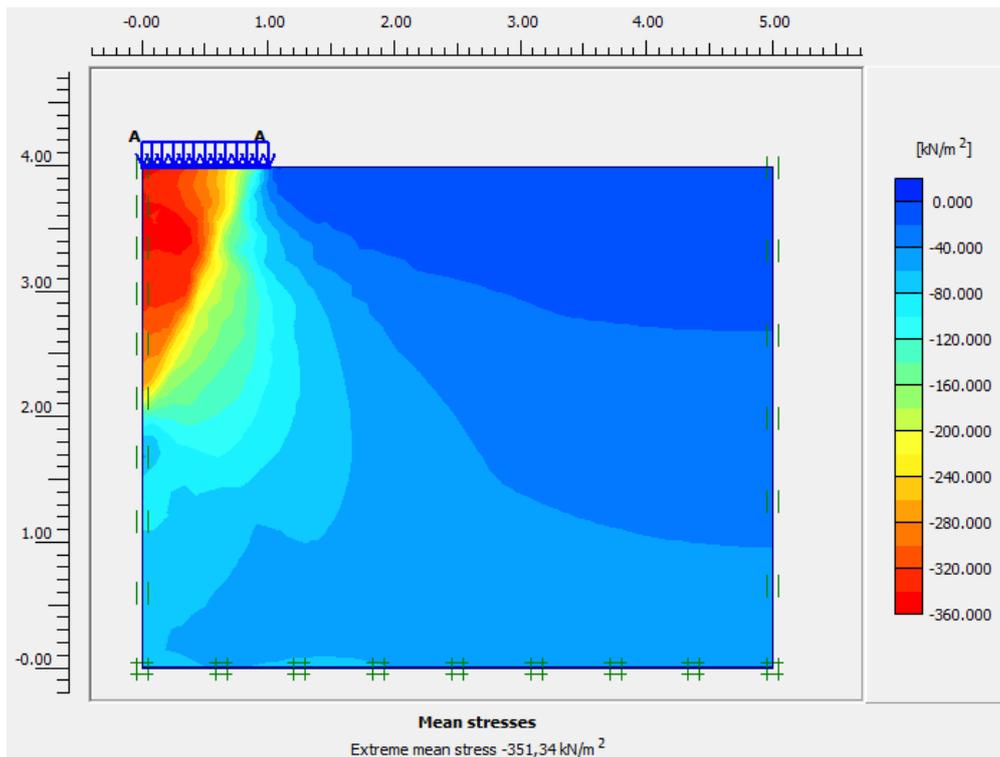


Figure 4.8 : Contraintes effectives.

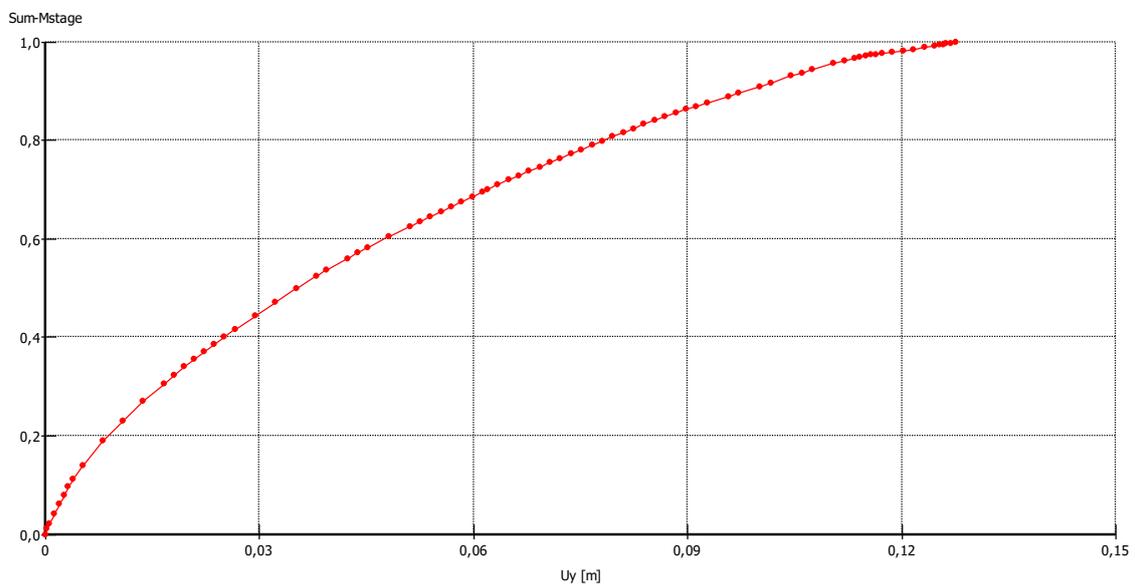


Figure 4.9 : Courbe charge –déplacement de la fondation.

D'après la figure 4.8 on constate que 100% de la force prescrite (350 kN/m^3) on été appliquée et l'état ultime prescrit a été complètement atteinte.

4.4. Conclusion

En comparant les résultats de calcul des cas 1 (rigide) et cas 2 (souple), on constate que la fondation souple, pour le même chargement 1100 kN, montre des déformations plus importantes que la fondation rigide. Cela peut être dû sur le fait que dans le cas de la fondation souple le même maillage utilisé est plus fin (due a la présence d'élément plaque), par défaut, plaxis généré des éléments de sol plus petites dans la région de contact entre le sol et l'élément plaque.

En général, une géométrie avec un maillage grossier ne peut pas donner une flexibilité suffisante et par conséquent montre moins de déformations.

L'influence de la densité du maillage sur les résultats de calcul est plus prononcé dans le model axisymétrique.

Ainsi, une analyse de sensibilité sur l'influence du maillage s'impose.

5.1. Introduction

Les études numériques précédentes ont montré que la densité du maillage a un effet sur la capacité portante et les déformations d'une fondation circulaire en model axisymétrique.

Ce chapitre s'intéresse au l'étude de l'influence de la densité du maillage, qui portera sur la variation des types du maillage et interpréter les résultats obtenus.

5.2. L'influence du maillage

Dans ce modèle nous étudions l'influence de maillage sur la déformation dans le sol (capacité portante) sous une fondation superficielle de forme circulaire rigide.

5.2.1. Maillage moyen (Medium)

On remarque que la densité du maillage augmente légèrement que le type précédent (grosier) comme le montre les figures suivantes.

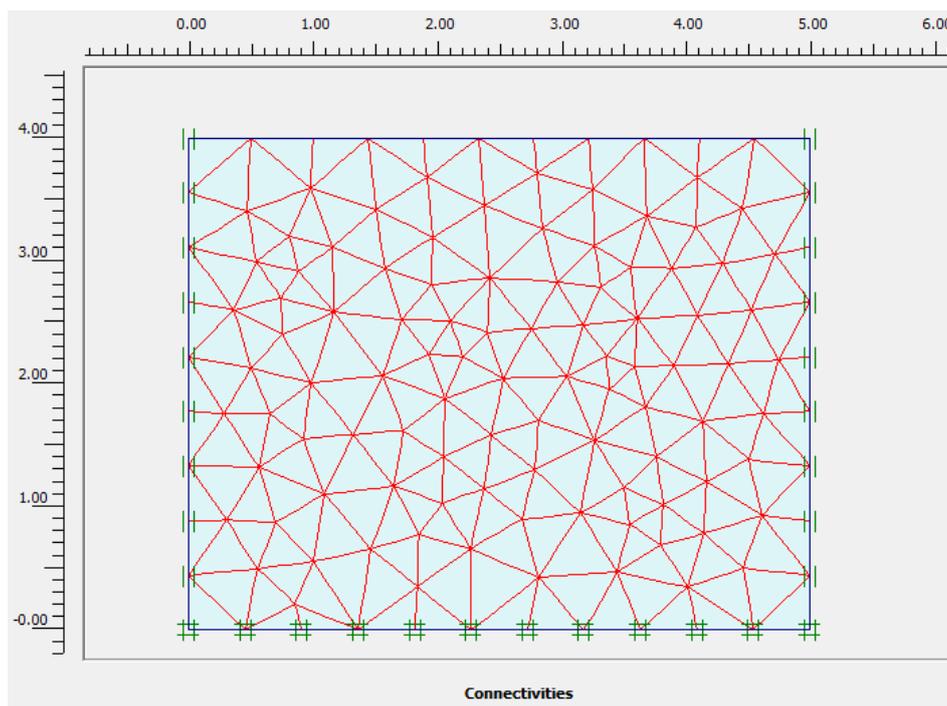


Figure 5.1 :Maillage avant déformation.

Pour cet cas du maillage la capacité portante de la fondation est égale à 161.94 kN/rad.

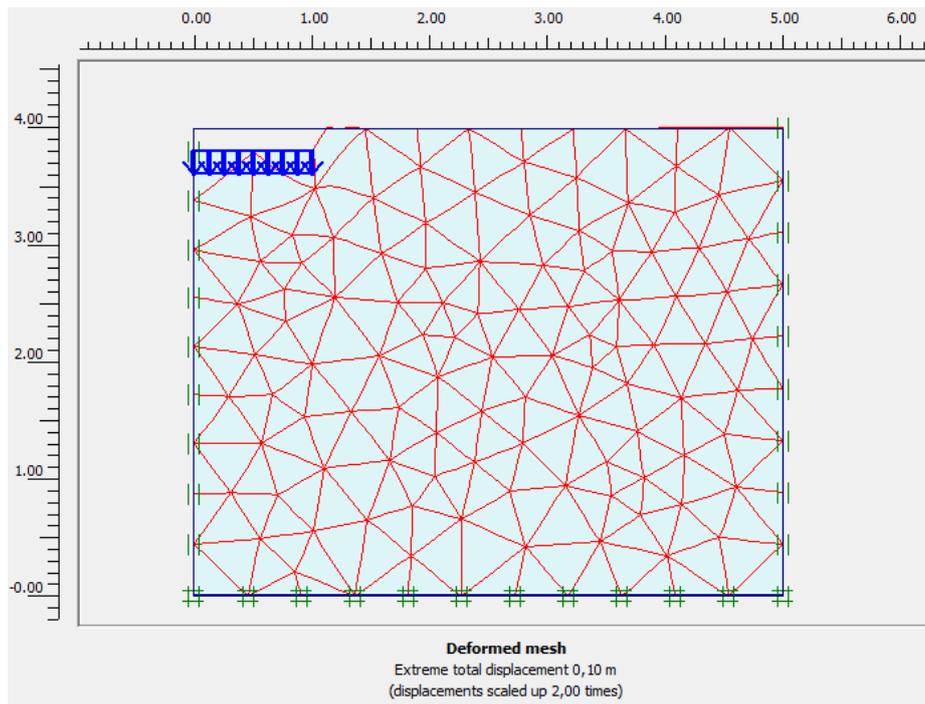


Figure 5.2 : Maillage déformé.

5.2.2. Le maillage fin (Fine)

Les figures suivantes présentent le changement de la densité du maillage.

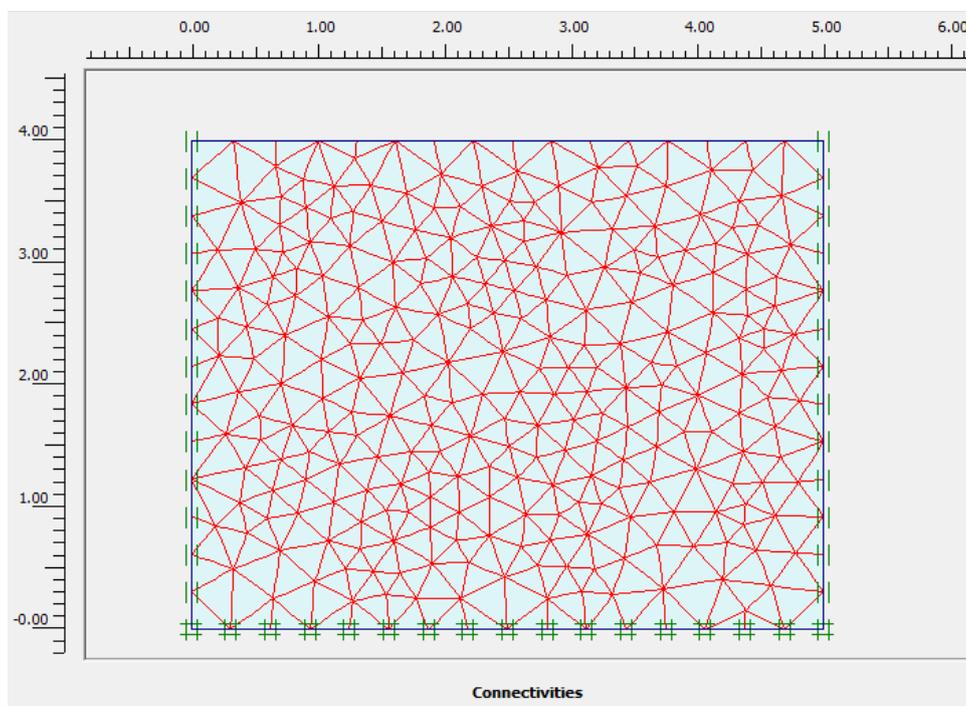


Figure 5.3 :Maillage avant déformation.

Après avoir changé le maillage de moyen (medium) à fin (fine), la valeur de la force de déplacement est diminuée à 144.28 kN/rad.

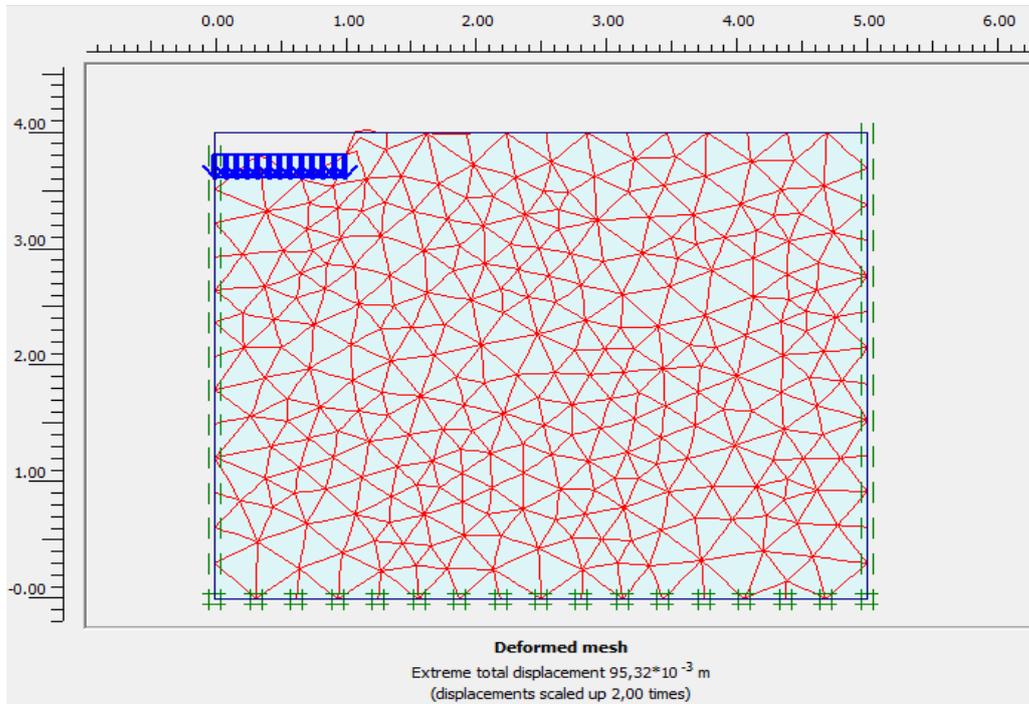


Figure 5.4 :Maillage de la déformation.

5.2.3. Le maillage très fin (Very fine)

Dans ce type on remarque que la densité du maillage Augmenté de plus en plus comme dans les figures 5.5 et 5.6

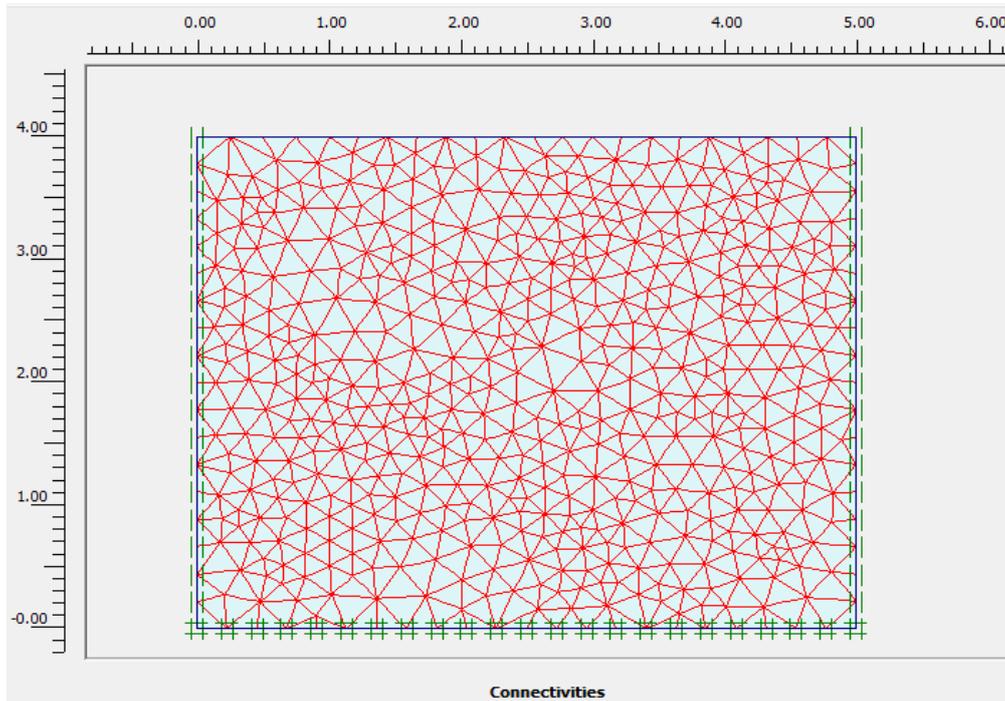


Figure 5.5 :Maillage avant calcul.

Dans cette cas la valeur de la force n'est pas loin de la valeur du maillage précédent elle est égale a 141.35 kN/rad, mais ce maillage consomme plus de temps de calcul que les autres maillages.

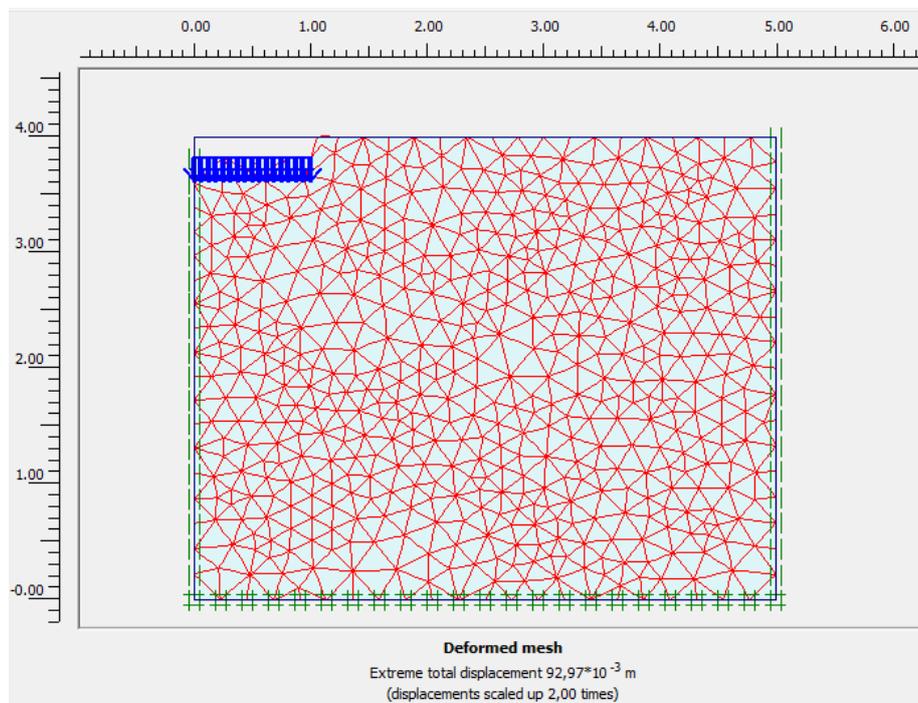


Figure 5.6 :Maillage de la déformation.

5.2.4. Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus on constate que le modèle est très sensible au maillage du modèle numérique. Le type de maillage (Very fine) est le plus précis mais nécessite beaucoup de temps de calcul. Quand nous changeons le type de maillage du plus grossier jusqu'au plus fin, la valeur de la capacité portante de la fondation diminue, par contre le temps de calcul augmente, comme le montre le tableau suivant :

| Maillage | Fy (kN/rad) | Fy (kN) | σ (kN/m ²) |
|------------------|-------------|---------|-------------------------------|
| grossier | 177.38 | 1100 | 350.31 |
| Moyen | 161.94 | 1017.49 | 324.04 |
| Fin | 146.28 | 919.10 | 292.7 |
| Très fin | 141.35 | 888.12 | 282.84 |
| Calcul théorique | 123.62 | 776.36 | 247.25 |

Tableau 5.1 : les résultats de la force de déplacement et la capacité portante de chaque maillage.

5.3. Conclusion

Dans cette étude on constate que la densité du maillage a une influence sensible sur la capacité portante d'une fondation circulaire, la valeur de la force diminue à mesure que la densité augmente.

La géométrie par le maillage très fin «Very fine » présente une flexibilité suffisante mais cela prend beaucoup de temps.

Conclusion générale

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastrées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains, elle doit exercer sur le sol des contraintes qui doivent être compatibles avec la résistance de celui-ci et le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble afin d'empêcher l'apparition de fissures localisées qui cautionne l'utilisation adéquate de l'ouvrage.

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Il existe plusieurs méthodes qui permettent de prévoir de façon assez satisfaisante la force portante des fondations circulaires établies sur un sol.

Pour une fondation circulaire rigide le tassement est uniforme par contre les contraintes sous la semelle ne le sont pas.

Une fondation circulaire souple transmet directement la contrainte uniforme au sol, à la manière d'une surcharge uniformément répartie, le tassement en conséquence n'est pas uniforme.

Une étude numérique d'une fondation circulaire a été effectuée en utilisant un logiciel en élément finis (Plaxis). Les résultats obtenus à partir de la présente étude nous ont permis de tirer les conclusions principales suivantes :

- On a pu montrer l'influence de maillage sur la capacité portante d'une semelle circulaire, à cet effet la capacité portante augmente avec la diminution de la densité du maillage.
- En comparant les résultats de calcul des cas 1 (rigide) et cas 2 (souple), on constate que la fondation souple, pour le même chargement 1100 kN, montre des déformations plus importantes que la fondation rigide. Cela peut être dû sur le fait que dans le cas de la fondation souple le même maillage utilisé est plus fin (due a la présence d'élément plaque), par défaut, plaxis généré des éléments de sol plus petites dans la région de contact entre le sol et l'élément plaque.
- En général, une géométrie avec un maillage grossier ne peut pas donner une flexibilité suffisante et par conséquent montre moins de déformations.
- L'influence de la densité du maillage sur les résultats de calcul est plus prononcé dans le model axisymétrique.

Conclusion générale

- La différence entre la calcul numérique et théorique est due à plusieurs paramètres, parmi lesquels, le facteur de portance de surface $N\gamma$ n'est pas déterminé avec une grande précision (formule empirique), en plus le facteur correcteur de forme ne peut être déterminé que d'une manière approchée.

Références bibliographiques

Brinkgereve R.B.J. et **Vermeer P.A.**: PLAXIS version 8, validation manual, DELFT University of technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.

Caquot, A., and Kerisel, J., Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure, and Bearing Capacity of Foundations. Gauthier-Villars, Paris, 1949.

DTU 13.12 (1988). Règles pour le calcul des fondations superficielles. CSTB.

Frank, R (1998). Fondations Superficielles. Techniques de l'ingénieur, C 246.

Meyerhof, G.G. (1955). Influence of roughness of base and ground water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique, 5 (3), 227–242.

Meyerhof, G.G. (1957). The Ultimate Bearing Capacity of Foundation on Slopes, Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. I, 384-386.

Philipponat G. Hubert B. : Fondations et ouvrages en terre. Editions Eyrolles 2000.

Prandtl L. (1920). Über die Härte plastischer Körper. Nachr. Königl. Ges. Wissensch., Göttingen, Mathematisch–physikalische Klasse, 74–85.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. John Wiley. New York.

Thèse de doctorat en génie civil. Université Mohamed Khider – Biskra. (11/05/2017).
Contribution à l'évaluation de la portance non-drainée des fondations circulaires et annulaires par approche numérique.