

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

UNIVERSITÉ 20 AOÛT 1955 SKIKDA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL



Mémoire

Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de master

Filière : Génie civil

Spécialité : Géotechnique

**Étude numérique de la capacité
portante d'une fondation superficielle a
proximité d'une pente.**

Soutenu le 30/06/2024

Réalisé par:

Khantit Ilham

Encadré par:

D.r houssou noura

Année Universitaire: 2023- 2024

Remerciements

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à ma directrice de mémoire, Madame Houssou noura. Je la remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, mechati et noura, qui ont toujours été là pour moi. Je remercie ma sœur hiba, pour leurs encouragements.

Enfin, je remercie mes amis qui ont toujours été là pour moi. Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

DEDICACE

A Ma très chère mère «**nwara**»

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Allah, le tout puissant, te préserver, t'accorder santé, longue vie et bonheur.

A mon père décédé « **Mechati** »

Perdre son père, c'est perdre une partie de soi. Papa tu laisses un grand vide dans ma vie, mais sache qu'il y aura toujours une place pour toi dans mon cœur. Aucune dédicace ne se saurait exprimer l'amour et le respect que j'ai toujours pour vous. Que Dieu vous bénisse et fasse de vous dans le paradis le plus élevé.

À tous mes proches de la famille.

À tous mes chers amis et mes collègues de l'Université

Et à tous ceux qui ont enseigné moi au long de ma vie scolaire.

Khantit ilham

SOMMAIRE

SOMMAIRE	
titre	Page
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Résumé	
Introduction générale.	1-2
Partie théorique	
Chapitre 1 : Généralité de la capacité portante des fondations superficielles.	
1.1. Introduction	4
1.2. Définition des fondations superficielles	4
1.3. Principes types des fondations superficielles	5
1.3.1. Les fondations filantes	5
1.3.2. Les fondations isolées.	5
1.3.3. Les fondations radiers (les dalles).	6
1.4. Comportement des fondations superficielles.	6
1.5. Mécanismes de rupture des fondations superficielles.	7
1.5.1. Semelle filante soumise à une charge verticale centrée.	7
1.5.2. Semelle filante soumise à une charge verticale excentrée	9
1.5.3. Semelle filante soumise une charge centrée inclinée.	9
1.6. Conclusion.	
Chapitre 2 : Les méthodes de calcul la capacité portante des fondations superficielle.	
2.1. Introduction.	12
2.2. Capacité portante des fondations superficielles.	12
2.3. Méthodes de calcul de la capacité portante.	12
2.3.1. Méthode de laboratoire (méthode « C- Φ »)	12
2.3.1.1. Etude de l'équilibre générale	13
2.3.1.2. Etude des facteurs de portance	15
A. facteur N_γ	16
B. Facteur N_q	19
C. Facteur N_c	22
2.3.1.3. Effet de l'eau sur la capacité portante d'une fondation superficielle.	23

SOMMAIRE

2.3.1.4. Influence de l'inclinaison de la charge	25
a. D'après Meyerhof	25
b. D'après l'Eurocode 7	26
2.3.1.5. Influence de l'excentrement de la charge	26
2.3.1.6. L'excentrement selon une seule dimension – longitudinale -	
a. La charge doublement excentrée.	
b. Influence de la forme de la fondation	
Chapitre 3 : les modèles de comportement et présentation de l'outil numérique utilisé.	
3.1. Introduction.	34
3.2. Présentation du logiciel PLAXIS.	34
3.3. Modèles de comportement des sols.	35
3.3.1. Modèle élastique linéaire.	35
3.3.2. Le modèle de Mohr-Coulomb (MC).	36
a) Le module de Young.	36
b) Le coefficient de poisson.	37
c) L'angle de frottement.	38
d) La cohésion.	38
e) L'angle de dilatance.	38
f) Les contraintes de traction.	38
g) Autres paramètres de raideur.	39
3.3.3. Lois de comportement élastoplastique.	39
a. La surface de charge.	39
b. Notion de règle d'écroutissage.	40
3.3.4. Conclusion.	42
Partie pratique	
Chapitre 4 : Présentation du projet et résultats	
4.1. Introduction	44
4.2. Modèle numérique	45
4.2.1. Les caractéristiques du massif de sol	45
4.2.2 Caractéristiques de fondation	46
4.2.3. Génération du maillage	46

SOMMAIRE

4.2.4. Génération des contraintes initiales	47
4.2.5. Phasage de calcul	48
4.2.6. Validation du modèle	48
4.3. Etude paramétrique	50
4.3.1 Les paramètres géotechniques	50
4.3.1.1 Influence de l'angle de frottement (φ)	51
4.3.1.2 Influence de la cohésion (c)	51
4.3.2 Les paramètres géotechniques	52
4.3.2.1. Effet de la hauteur de la pente sur la largeur de la semelle	52
4.3.2.2 Effet de l'angle de la pente (β)	53
4.3. 2.3 Effet du rapport de retrait de la semelle (b/B)	54
4.4 Résultat et discussions	55
4.5 Conclusion	56
Conclusion Générale	57
Référence Bibliographique	58

Liste des figures

Liste des figures	
Chapitre 1	
figure	page
Figure 1.1. Fondation superficielle $D/B < 4$.	5
Figure 1.2. Fondation filante.	5
Figure 1.3. Fondation isolée.	6
Figure 1.4. Fondation de type radier.	6
Figure 1.5. Rupture généralisée par cisaillement.	7
Figure. 1.6. Mode de rupture des fondations superficielles selon Prandtl.	8
Figure 1.7. Schéma théorique selon Prandtl (5).	8
Figure.1.8. Formation d'un coin élastique sous une charge excentrée [5].	9
Figure 1. 9. Schéma de rupture pour une charge inclinée en milieu non pesant [5].	10
Chapitre 2	
Figure.2.1. Capacité portante : Méthode de superposition de Terzaghi.	13
Figure.2.2. Equilibre des terres sous la fondation.	13
Figure.2.3. Détermination du terme de surface.	16
Figure. 2.4. Formule de Prandtl- Caquot [33].	19
Figure.2.5. Inclinaison et excentrement d'une charge [33].	25
Figure .2.6. Charge excentrée.	27
Figure 2.7 Définition de la pression limite nette équivalente P_{le}^* et de la résistance de pointe équivalente.	31
Figure 2.8 : Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle.	31
Figure 2.9 : Variation de la capacité portante « Q_l » en fonction de la profondeur D dans un sol homogène .	32
Chapitre 3	
Figure.3.1. .Fenêtre d'entrée des données de Plaxis 2D.	35
Figure.3.2. Paramètres de modèle Mohr-Coulomb.	36
Figure. 3.3.Définition du module à 50% de la rupture.	37
Figure.3.4. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c = 0$.	39
Figure 3.5 : Surface de charge.	40
Figure 3.6 : Essai de compression (ou de traction) uniaxiale d'un matériau.	40
Figure 3.7 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.	41
Figure 3.8. Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.	41

Liste des figures

Figure 3.9 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.	42
Chapitre 4	
Figure.4.1. Géométrie et propriétés du modèle de référence	45
Figure 4.2 Maillage et conditions aux limites du modèle numérique de référence	47
Figure 4.3 : Champ de contraintes initiales.	48
Figure 4.4. Représentation du maillage déformé sous le chargement.	49
Figure 4.5 représentation du déplacement total sous forme de graphe en nuance de couleur dégradée.	49
Figure 4,6 Représentation du déplacement total sous forme de flèches.	50
Figure 4.7. Influence de l'angle de frottement sur la capacité portante.	51
Figure 4.8. Influence de la cohésion sur la capacité portante ultime.	52
Figure 4.9 Relation contraintes verticales-déplacement vertical pour différentes hauteurs	53
Figure 4.10 Relation contraintes verticales-déplacement vertical pour différentes valeurs(β).	54
Figure 4.11 Relation contraintes verticales-déplacement vertical pour différents rapport (b/B).	55

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Liste des tableaux	
tableau	page
Chapitre 2	
Tableau.2.1. Facteurs de portance selon la nature de contact sol-fondation [6].	15
Tableau .2.2. Facteurs de portance pour fondations superficielles d'après caquot-kérisel [6].	23
Tableau 2.3. Coefficients de forme.Valeurs de Terzaghi (Condition non drainées et drainées)[3].	28
Tableau 2.4. Coefficients de forme d'après Eurocode 7 [10].	29
Tableau 2.5. Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62-V, 1993).	30
Chapitre 4	
Tableau 4.1 propriétés de la coche de sol.	46
Tableau 4.2 Caractéristique de la semelle	46
Tableau 4.3 Les résultats numériques.	49
Tableau 4.4 : Valeurs de capacité portante de la semelle en fonction.	51
Tableau 4.5. Valeurs de capacité portante de la semelle en fonction.	54
Tableau 4.6. Valeurs de capacité portante de la semelle en rapport b/B.	55

Résumé

Cette étude présente une modélisation numérique d'une fondation superficielle filante à proximité d'une pente. La modélisation est effectuée en utilisant le logiciel d'éléments finis Plaxis 2D. La capacité portante ultime d'une semelle dépend principalement de la nature du sol, et des propriétés géotechniques et mécaniques, c'est-à-dire de la résistance de cisaillement et du poids propre unitaire, en plus aux propriétés géométriques de la semelle, c'est-à-dire des dimensions de la semelle, de la forme et de la profondeur d'encastrement. Une estimation précise de la capacité portante est importante en géotechnique d'ingénierie car elle conduit à une conception sûre et économique des semelles. Les semelles près des pentes peuvent devenir inévitable lors de la construction dans des régions vallonnées. L'estimation de la capacité portante ultime des fondations dans de tels cas peut être complexe puisque le mécanisme de rupture peut être affecté par une combinaison de plusieurs paramètres (paramètres géotechniques et géométriques). Une analyse paramétrique du modèle de référence est effectuée pour étudier l'effet des différents paramètres de conception sur la capacité portante ultime de la semelle. Ce mémoire présente l'étude paramétrique cependant, le principal objectif à long terme est de développer une analyse du problème qui pourrait conduire à des solutions adéquates. Les résultats obtenus sont en bonne concordance avec les solutions disponibles dans la littérature.

Mot cli : Méthode d'éléments finis, Plaxis 2D, semelle superficielle, capacité portante, pente.

Abstract

This study presents a numerical modeling of a rolling surface foundation near a slope. Modeling is carried out using Plaxis 2D finite element software. The ultimate bearing capacity of a footing depends mainly on the nature of the soil, and the geotechnical and mechanical properties, i.e. the shear resistance and the unit self-weight, in addition to the geometric properties of the footing, i.e. the shear resistance and the unit weight, in addition to the geometric properties of the footing, that is to say the dimensions of the sole, the shape and the depth of embedding. Accurate estimation of bearing capacity is important in geotechnical engineering because it leads to safe and economical design of footings. Footings near slopes may become unavoidable when building in hilly areas. Estimating the ultimate bearing capacity of foundations in such cases can be complex since the failure mechanism can be affected by a combination of several parameters (geotechnical and geometric parameters). A parametric analysis of the reference model is carried out to study the effect of different design parameters on the ultimate bearing capacity of the footing. This dissertation presents the parametric study however, the main long-term objective is to develop an analysis of the problem that could lead to adequate solutions. The results obtained are in good agreement with the solutions available in the literature.

Keyword: Finite element method, 2D Plaxis, surface footing, bearing capacity, slope.

Introduction générale

Introduction générale

Les fondations superficielles sont destinées à assurer la stabilité d'un ouvrage sur le terrain et à transmettre au sol d'assise toutes les sollicitations de manière permanente et uniforme. Le besoin d'étudier le comportement mécanique des fondations superficielles et le désir de progresser vers la prise en compte d'un critère de performance dans leur conception, forment un sujet de recherche d'intérêt qui n'est pas uniquement académique.

L'estimation précise de la capacité portante des semelles est important dans l'ingénierie géotechnique, car elle conduit à une conception sûre et économique. La semelle est un type de fondation peu profonde qui est souvent utilisé pour soutenir les bâtiments et augmenter leur résistance quand le sol conditions sont écurie avec acceptable porteur capacité. La capacité portante ultime d'une semelle dépend principalement de la structure du sol, des propriétés mécaniques des sols, c'est-à-dire de la résistance au cisaillement et du poids propre, en plus aux propriétés géométriques de la semelle, c'est-à-dire les dimensions de la semelle, forme, et de la profondeur d'encastrement.

Le problème de détermination de la capacité portante d'une fondation, reposant sur une couche de sol de résistance donnée, constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales du génie géotechnique. Terzaghi (1943) est le premier qui a proposé une équation générale pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle, reposant sur un massif de sol sollicité par un chargement vertical centré. Dès l'apparition de l'équation de Terzaghi, il y a eu un grand nombre de campagnes d'essais en laboratoire dans le but de valider ou d'améliorer son domaine de validité ; ces essais ont conduit à la généralisation de cette équation, par l'affectation à chaque terme de portance d'un ou plusieurs coefficients correcteurs.

Objectif de notre travail est d'examiné la capacité portante d'une semelle filante assis au sommet d'une pente de sol avec différents paramètres de conception. Une étude paramétrique est menée à l'aide d'une modélisation numérique pour étudier effet de différents paramètres sur la capacité portante de la semelle- système de référence de pente.

Les mécanismes de rupture de plusieurs cas sont obtenus et discutés L'analyse est réalisée en faisons varier différents paramètres qui incluent la largeur de la semelle (B), sa profondeur (H), le rapport de retrait (b/B), la hauteur de la pente (H/B), l'angle de la pente (β), l'angle de frottement interne du sol (ϕ) et la cohésion (c) du sol. Des modalisations numériques sont effectuées sur le modèle de référence en faisant varier un paramètre.

Introduction générale

Ce mémoire s'articule autour de quatre chapitres, y compris une introduction générale, un résumé et une conclusion.

- Une introduction générale concernant le travail effectué est présentée.
- Le premier chapitre, est consacré à une synthèse bibliographique de la capacité portante des fondations superficielles en énumérant la définition des fondations superficielles et leur fonctionnement.
- Le deuxième chapitre synthétise la présentation des différentes méthodes de calculs la capacité portante.
- Le troisième chapitre traite la description générale de l'outil de calcul (plaxis2D) ainsi que les modèles de comportement des sols utilisés dans la présente étude.
- Enfin, le quatrième chapitre présente la contribution effectuée qui s'intéresse au calcul numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle sous charge verticale reposant sur la surface d'un sol frottant au bord d'une pente en utilisant le code Plaxis V8. Et en clôture notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Généralité de la capacité portante des fondations superficielles

Chapitre1: Généralité de la capacité portante des fondations superficielles

1.1. Introduction

Les fondations forment la partie la plus basse d'un bâtiment, son infrastructure, leur principale fonction est de Porter et d'ancrer la superstructure du bâtiment et de transmettre en toute sécurité ses charges à la terre. Puisqu'elles jouent un rôle vital dans la répartition et la décomposition des charges sur le bâtiment, les fondations doivent à la fois correspondre à la forme et au déploiement de la structure et s'adapter aux caractéristiques variées du sol, de la roche et de l'eau souterraine, en bref du sous-sol. Selon la capacité portante du sol ou de la roche à supporter les structures (bâtiments, usines, barrages), les fondations peuvent être Superficielles, semi-profondes, ou profondes. Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur, et qu'il est facilement accessible [nappe phréatique absente ou rabattue à l'intérieure d'un batardeau par exemple], on établit la fondation directement sur le sol à proximité de la surface. On réalise alors, en générale, un empattement ou élargissement de la base des murs ou des piliers. La plus part des ouvrages construites dans l'antiquité ont été fondés sur des massifs avec empattement. Ce type des fondations appelé fondation superficielle.

1.2. Définition des fondations superficielles

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastrées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans, les couches superficielles, qu'elles traversent. Pour différencier ces deux types de fondations on est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus.

- Les fondations des ouvrages d'art ou des bâtiments sont classées en différentes catégories selon leur forme et notamment le rapport D/B.

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

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

$\frac{D}{B} \geq 10$ Fondations profondes (pieux).

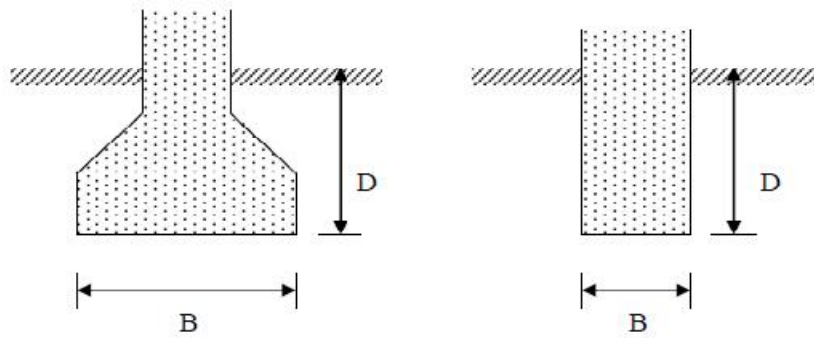


Figure (1.1) Fondation superficielle $D/B < 4$

Le choix du type de fondation va dépendre des caractéristiques du sol et de la descente des charges amenées par la superstructure.

1.3. Principes types des fondations superficielles

On les classe en trois types : les semelles filantes ou continues placées sous plusieurs poteaux ou sous des murs ou voiles ; les semelles isolées situées sous un poteau, et les radiers (semelles en béton armé couvrant la totalité de la construction).

1.3.1. Les fondations filantes

Les fondations filantes sont généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées). Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée, on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé.



Figure 1.2. Fondation filante.

1.3.2. Les fondations isolées

Si cette fondation supporte un poteau unique, elle est appelée semelle isolée ($L/B < 5$), elle peut être généralement, soit circulaire ou annulaire (de diamètre B), soit carrée ($L=B$), soit rectangulaire ($B < L < 5B$), etc.

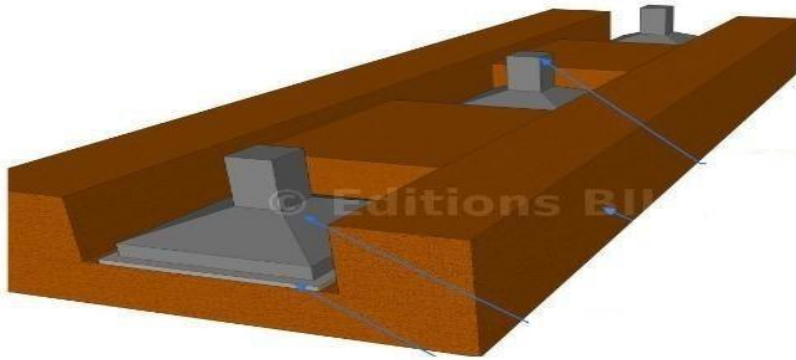


Figure 1.3. Fondation isolée

1.3.3. Les fondations radiers (les dalles)

Les radiers ou les dalles ont des dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.



Figure 1.4. Fondation de type radier

1. 4. Comportement des fondations superficielles

La fondation doit, assurer l'équilibre entre la pression engendrée par la sollicitation (descente de charge de la construction) et la résistance du sol (contrainte admissible). D'une manière générale, la fondation doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$q_{fond} \leq q_{sol}$$

Chapitre1: Généralité de la capacité portante des fondations superficielles

Avec : q_{fond} : Contrainte appliquée sur le sol.

q_{sol} : Contrainte du sol.

1. 5. Mécanismes de rupture des fondations superficielles

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe plusieurs mécanismes de rupture pour les fondations superficielles en fonction du type de chargement, excentricité de la charge, type du sol de fondation et type de fondation.

1.5.1. Semelle filante soumise à une charge verticale centrée

Avant l'application de la charge sur une semelle, le sol de fondation est en état d'équilibre élastique. Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine valeur critique, le sol passe progressivement à l'état d'équilibre plastique. Les études théoriques relatives à l'état d'équilibre plastique sous les semelles filantes conduisent aux conclusions générales suivantes:

Au cours du passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol, subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation et s'étend comme il est indiqué sur la Figure 1.5 qui s'applique à une semelle continue (ou « filante ») reposant sur un massif homogène de sable [5].

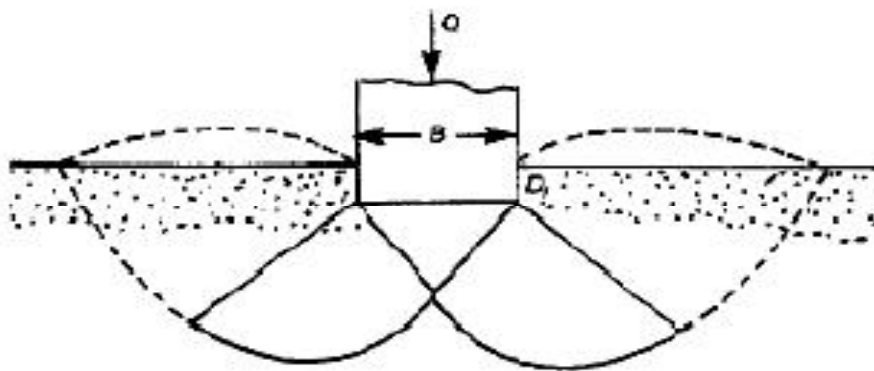


Figure 1.5. Rupture généralisée par cisaillement

Si les propriétés mécaniques du sol sont telles que la déformation qui précède la rupture par écoulement plastique est très petite, la semelle ne s'enfoncera pas dans le sol avant qu'un état d'équilibre plastique soit atteint. La rupture a lieu par glissement suivant des directions dirigées vers l'extérieur. Il s'agit d'une « rupture généralisée par cisaillement ».

Chapitre1: Généralité de la capacité portante des fondations superficielles

Si au contraire, les propriétés mécaniques du sol sont telles que l'écoulement plastique fait suite à une déformation importante, l'apparition de la rupture par cisaillement généralisé s'accompagne d'un tassement à évolution rapide. La capacité portante est atteinte avant même que la rupture soit parvenue jusqu'à la surface, c'est pourquoi ce type de rupture est appelé « rupture locale par cisaillement » [5].

Le mode de rupture des fondations superficielles observé expérimentalement par Prandtl est donné sur la Figure (1.6).

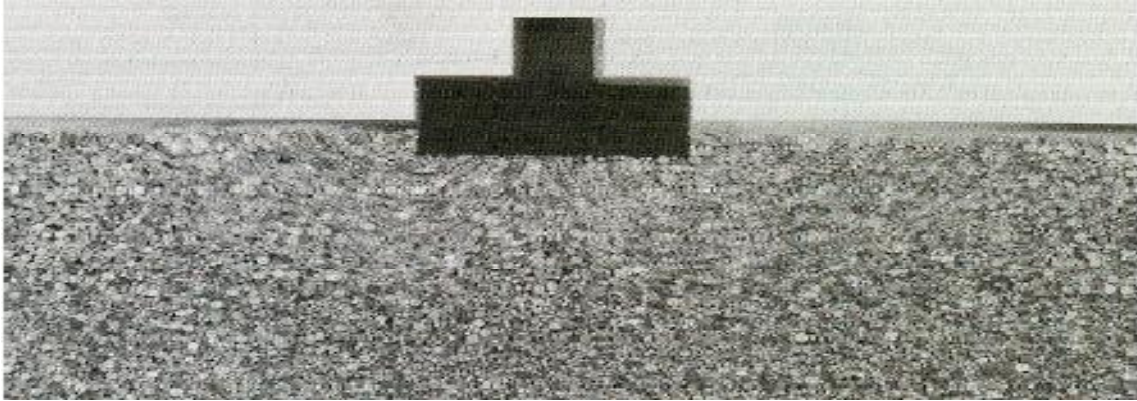


Figure. 1.6. Mode de rupture des fondations superficielles selon Prandtl

Au prix d'un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, Prandtl avait pu déterminer analytiquement la forme des lignes de glissement composées de segments de droites et de spirales logarithmiques (Figure 1.7).

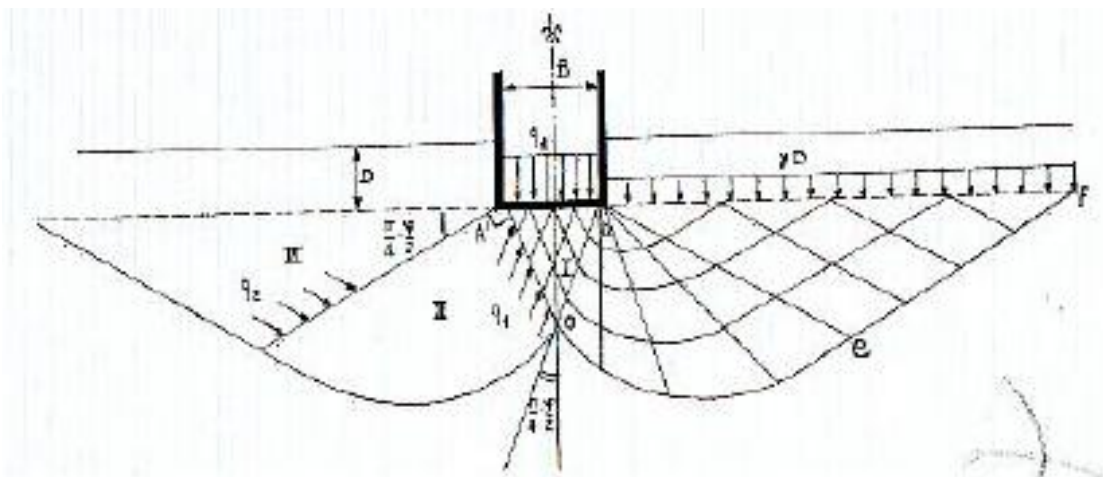


Figure 1.7. Schéma théorique selon Prandtl [5]

La Figure 1.7 montre le réseau des lignes de glissement. La zone I est en équilibre de poussée de Rankine sous forme d'un coin rigide, les zones II sont en équilibre de Prandtl proprement

Chapitre1: Généralité de la capacité portante des fondations superficielles

dit (O_e est un arc de spirale logarithmique) et les zones III sont en équilibre de butée de Rankine [5].

1.5.2. Semelle filante soumise à une charge verticale excentrée

Meyerhof a mis en évidence que, si pour une fondation superficielle la figure de rupture est relativement bien représentée par la figure de Prandtl, lorsque la fondation est enterrée, la figure de rupture remonte toujours jusqu'à la surface tout en se resserrant vers l'axe de la fondation, et ceci jusqu'au moment où la figure de rupture se referme complètement sur le fut de la fondation [3].

Meyerhof a proposé en 1953 [5] dans le cas d'une charge excentrée d'attribuer à la semelle une largeur fictive centrée sur la charge. Des expériences et des essais sur modèles réduits ont montré en effet qu'en milieu pulvérulent le coin qui se crée sous la fondation garde la même forme que pour une charge verticale centrée, mais que ses dimensions se réduisent de manière à ce que la ligne d'action de la charge et l'axe de symétrie du coin coïncident [5].

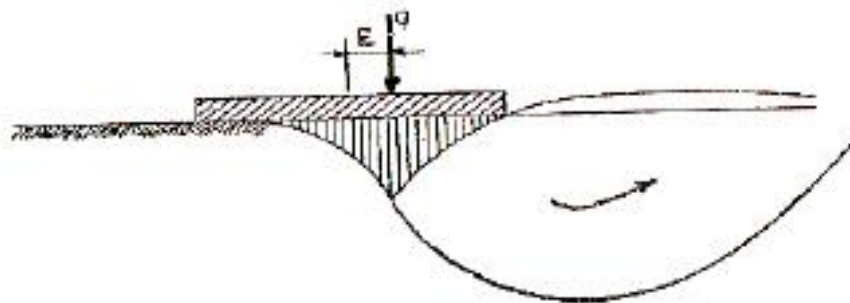


Figure.1.8. Formation d'un coin élastique sous une charge excentrée [5]

1.5.3. Semelle filante soumise une charge centrée inclinée

Lorsque la charge appliquée à la fondation centrée est inclinée par rapport à la verticale, Meyerhof étudie l'effet de l'inclinaison de cette charge dans un milieu non pesant, pulvérulent. La Figure1.9 représente la forme des différentes lignes de glissement, si pour une raison quelconque la rupture ne peut se produire dans le sens de la ligne de glissement la plus courte (c'est-à-dire vers la gauche sur la Figure1.9), par exemple à cause d'un obstacle, ou de la présence d'une autre construction. L'inclinaison de la force augmente la résistance car la rupture ne peut se produire que dans le sens de la ligne de glissement la plus longue [5].

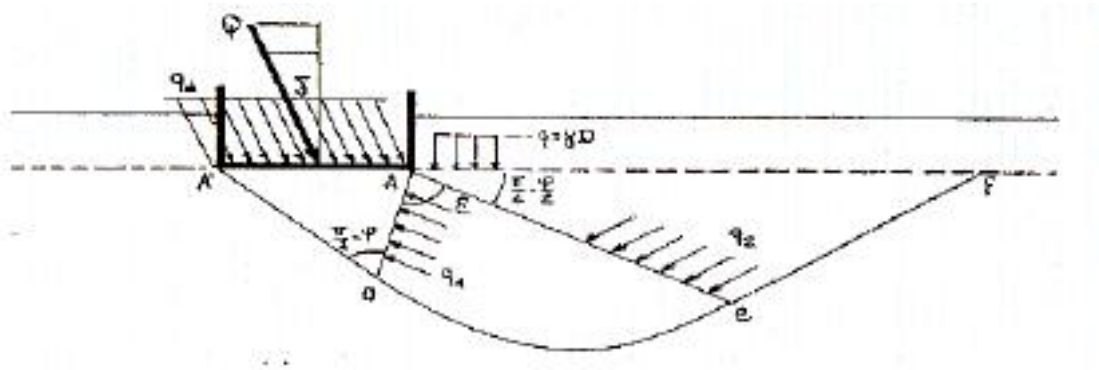


Figure 1. 9. Schéma de rupture pour une charge inclinée en milieu non pesant [5].

❖ Rupture à court terme et à long terme

Lorsqu'on charge un sol peu perméable, une pression interstitielle apparaît qui ne se dissipe que lentement. Dans les premiers temps du chargement, la résistance du sol de fondation doit donc être appréciée à l'aide des caractéristiques mécaniques non drainées $u\phi$ (qui fréquemment nulle) et Cu .

Mais il est possible qu'une fondation calculée dans ces conditions ne soit pas sûre. En effet, à long terme, avec la disparition de la pression interstitielle, la stabilité de l'ensemble dépend des contraintes effectives (caractéristiques ϕ et σ) qui s'identifient alors aux contraintes totales, il faut donc vérifier également la fondation dans cette nouvelle hypothèse.

En pratique, on constate la plupart du temps que la condition la plus sévère concerne la stabilité à court terme. Mais ce n'est pas général et il convient de se méfier particulièrement lorsqu'on se trouve en présence d'argiles surconsolidées, fissurées ou d'argiles très sensibles.

1.6. Conclusion

Les fondations superficielles sont encore le mode de fondations le plus utilisé dans le monde, car il est le plus simple et le plus économique dans la plupart des cas. On s'intéresse dans ce chapitre à un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement et aux différents mécanismes de rupture. Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol, plus le sol est compact et présente une bonne résistance au cisaillement, plus il aura de la portance, et donc, plus la semelle aura des dimensions réduites.

Chapitre II

**Les méthodes de calcul la
capacité portante**

2.1. Introduction

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. La charge maximale par unité de surface que le sol peut supporter sans céder ou se déplacer est définie comme capacité portante des sols. Ce chapitre sera consacré à présentation de différentes méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles (Méthodes classiques par ordre chronologique et Méthodes numériques), le chapitre s'achève par une conclusion.

2.2. Capacité portante des fondations superficielles

Un certain nombre de règles de l'art doivent être respectés lorsque l'on construit une fondation superficielle, mais, contrairement aux autres fondations (pieux, caissons, etc.), la méthode précise de construction ou d'installation n'est pas un paramètre qui influe sur sa portance ou son tassement. Le seul paramètre qui influe sur les contraintes d'interaction avec le sol est sa rigidité et, notamment pour le calcul du tassement. On doit distinguer entre fondation souple et fondation rigide.

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développés dans ce qui suit: les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement interne (méthodes classiques, dites méthodes « C- Φ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite P_l du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique CPT. Il existe bien d'autres méthodes de calcul à partir des résultats d'essais in situ. Citons la méthode à partir des résultats d'essais de pénétration au carottier (Standard Penetration Test SPT).

2.3. Méthodes de calcul de la capacité portante

2.3.1. Méthode de laboratoire (méthode « C- Φ »)

La vérification de la stabilité et le dimensionnement d'une fondation superficielle peut être réalisée à partir des résultats d'essais de laboratoire dit « Méthode C et Φ ».

La recherche de la charge limite a d'abord été effectuée pour une semelle filante de largeur B, soumise à une charge centrée, fondée sur un milieu semi-infini à surface horizontale dont le comportement est caractérisé par une cohésion et un angle de frottement interne

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

La fondation de largeur B est enterrée dans le massif à une profondeur D. on exerce sur la fondation une charge verticale croissante jusqu'à une certaine valeur Q pour laquelle l'équilibre plastique apparaît dans le sol de fondation. (Fig.2.2).

On constate alors qu'il s'est formé, directement sous la fondation, un coin triangulaire AOA' en équilibre surabondant, solidaire de la fondation dans sa pénétration au sein du massif. Les parois OA et OA' du coin agissent comme de véritables écrans de butée.

Pour simplifier l'étude les chercheurs perdent plusieurs hypothèses :

- surcharge verticale constante d'intensité $\gamma_1 D$.
- L'effet des contraintes de cisaillement dans le plan AA' est négligé.

❖ Identification des paramètres

La résultante de la butée sur l'écran OA, se décompose en une force de cohésion $C=cl$ portée par OA, et une force de frottement P_p d'obliquité $(-\phi)$ et d'intensité :

$$P_p = K_{p\gamma} \gamma_2 \frac{B^2}{2} K_{pq} \gamma_1 DL + K_{pc} cl \quad (1.1)$$

Où les coefficients de butée $K_{p\gamma}, K_{pq}, K_{pc}$ correspondent à une terre-plein horizontale à un écran faisant un angle $(\frac{\pi}{2} - \psi)$ avec la verticale, et à une obliquité : $\delta = -\psi$.

L'équilibre du coin OAA'. Par raison de symétrie, l'équilibre horizontal est assuré. En projetant sur la verticale, on obtient.

$$\begin{aligned} Q_L + W &= 2p_p \cos(\psi - \phi) + 2c \sin \psi \\ \Leftrightarrow Q_L &= 2 p_p \cos(\psi - \phi) + 2c \sin \psi - W \end{aligned} \quad (1.2)$$

La pression moyenne de rupture sous la fondation, la capacité portante

$$q_L = \frac{Q}{B} \quad (1.3)$$

Il est bien entendu qu'il ne s'agit là que d'une pression moyenne et qu'on ne fait aucune hypothèse sur la répartition des contraintes sous la fondation.

$$q_L = \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c N_c \quad (1.4)$$

Avec :

$$N_\gamma = \frac{k_{p\gamma} \cdot \cos(\psi - \phi)}{2 \cdot \cos^2 \psi} - \frac{tg \psi}{2}$$

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

$$N_q = \frac{k_{pq} \cdot \cos(\psi - \phi)}{\cos \psi}$$

$$N_c = \frac{k_{pc} \cdot \cos(\psi - \phi)}{\cos \psi} + tg\psi$$

L'équation (1.4) appelée l'équation générale de la capacité portante d'une fondation superficielle. Les trois coefficients N_γ , N_q et N_c ne dépendant que de l'angle de frottement interne ϕ . On les appelle, les facteurs de capacité portante.

On trouve dans la littérature des tables numérique et abaqués donnant ces facteurs en fonction de ϕ voir [6]. Le Tableau 2.1 regroupe les valeurs des facteurs de portance dans les cas extrêmes d'un contacte lisse et d'un contact rugueux entre le sol et la fondation. La valeur de ces facteurs augmente avec le frottement à la base [6].

Tableau.2.1. Facteurs de portance selon la nature de contact sol-fondation [6].

Φ (degré)	N_γ (lisse)	N_γ (rugueux)	N_c (lisse)	N_c (rugueux)	N_q (lisse)	N_q (rugueux)
0	0.00	0.00	5.14	5.70	1.00	1.00
5	0.10	0.0001	6.50	7.70	1.60	2.15
10	0.50	0.001	8.40	10.15	2.50	3.85
15	1.40	2.05	11.00	12.85	4.00	5.80
20	3.50	4.60	14.80	17.35	6.40	8.35
25	8.10	9.00	20.70	24.25	10.70	12.85
30	18.10	20.00	30.00	37.30	18.40	22.90
35	41.10	41.65	46.00	60.00	33.30	44.00
40	100.00		75.30		64.20	
45	254.00		134.00		135.00	

2.3.1.2. Etude des facteurs de portance

facteur N_γ : Le facteur N_γ , qui commande le terme $\gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma$, appelé « terme de surface », car il correspond à l'influence du poids propre de la masse mise en mouvement. S'il y a asymétrie de translation, cette masse augmente avec la puissance 2 de la dimension B de la semelle tandis que la longueur de la ligne de glissement augmente linéairement avec cette dimension. Le terme de surface est donc proportionnel à B [5].

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

a) Détermination de N_γ selon A.Caquot et J.Kérisel

Caquot et Kérisel [6] ont choisi une valeur critique de $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$

On va étudier le cas le plus simple, celui d'une semelle filante reposant sur un massif homogène horizontal. On admettra que le coin AOA' fait un angle au sommet de $(\phi\pi-2)$, fait corps avec la fondation. Ce coin refoule des terres de part et d'autre du massif et les parois OA et OA' du coin agissent comme de véritables écrans de butée [5].

L'effet de contraintes de cisaillement dans le plan AA' est négligé, donc le poinçonnement de la fondation dans le milieu pulvérulent s'obtient en mobilisant la butée sur les deux écrans OA et OA' (Figure.2.3).

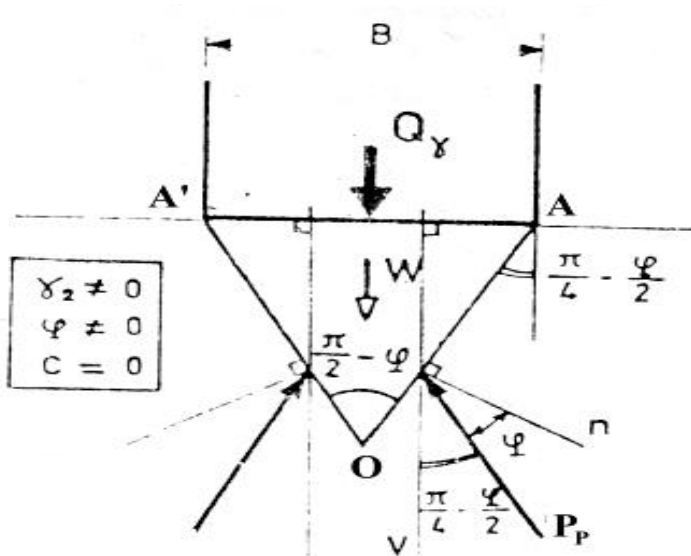


Figure.2.3. Détermination du terme de surface.

La résultante de la butée sur OA s'écrit :

$$P_P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot \overline{OA^2} \cdot K_{P\gamma} \quad (1.5)$$

K_p : coefficient de butée obtenu à partir des tables de butée de Caquot et Kérisel [23] pour :

$\beta = 0$

$\delta = -\phi \rightarrow$ puisqu'il s'agit du frottement de terre sur lui-même.

$$\lambda = -\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

On va écrire maintenant l'équilibre du coin OAA'. Par raison de symétrie, l'équilibre horizontal est assuré. En projetant sur la verticale, on obtient :

$$Q_Y + W = 2P_p \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.6)$$

❖ Identification des paramètres :

Le poids W du coin.

$$W = \gamma_2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{B}{2} \cdot L' + \frac{1}{2} \cdot \frac{B}{2} \cdot L'\right) = \gamma_2 \cdot \frac{1}{2} \cdot B \cdot L' \quad (1.7)$$

D'après la Figure 2.5 :

$$\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{L'}{L} \Rightarrow L' = L \cdot \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right).$$

$$\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{B/2}{L} \Rightarrow L = \frac{B}{2 \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

D'où :

$$L' = \frac{B}{2} \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.8)$$

Remplaçant l'équation (1.7) dans l'équation (1.8) on trouve :

$$W = \gamma_2 \cdot \frac{1}{2} \cdot B \cdot \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \Rightarrow W = \gamma_2 \cdot \frac{B^2}{4} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.9)$$

La capacité portante de la fondation :

$$Q_Y = q_Y \cdot B \quad (1.10)$$

En introduisant les équations (1.7), (1.8) et (1.9) dans l'équation (1.10) nous obtenons :

$$Q_Y = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B^2}{4 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \cdot K p \gamma \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - \gamma_2 \cdot \frac{B^2}{4} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Q_Y = \gamma_2 \cdot \frac{B^2}{4} \cdot \left[\frac{K p \gamma \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] \quad (1.11)$$

$$\text{Ou encore : } q_Y = \gamma_2 \cdot \frac{B}{4} \cdot \left[K p \cdot \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] \quad (1.12)$$

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

Ou en comparant avec la formule générale (1.1) : on obtient :

$$N_{\gamma} = \frac{1}{2} \left[Kp\gamma \cdot \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] \quad (1.13)$$

Caquot et Kérisel [5] ont donné un tableau des valeurs de N_{γ} , basée sur le choix

De $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ (Tableau 2.2).

B. Détermination de N_{γ} selon Meyerhof :

D'après les hypothèses de Meyerhof, N_{γ} est obtenu empiriquement par comparaison avec l'expérience [5] :

$$N_{\gamma} = (Nq - 1)tg(1.4\phi) \quad (1.14)$$

C. D'après la méthode ISO

La norme ISO prévoit des variantes par rapport à la méthode de Meyerhof.

$$N_{\gamma} = 2(Nq - 1)tg \phi \quad (1.15)$$

D. D'après Terzaghi :

Afin de tenir compte de l'effet du frottement existant entre la fondation et le sol et de la forme de la semelle, Terzaghi [5] a admet que $\psi = \phi$, d'où il propose :

$$N_{\gamma} = \frac{1}{2} \cdot tg \left[\frac{Kp\gamma}{\cos^2\phi} - 1 \right] \quad (1.16)$$

Le coefficient de butée Kp a une valeur déterminée par une méthode graphique peu simple mais la valeur numérique résultante de N_{γ} peut être calculée de manière approchée jusqu'à $\phi=30^{\circ}$ par le polynôme [6].

$$N_{\gamma} = 4.222 \cdot 10^{-5} \cdot \phi^4 - 0.0012\phi^3 + 0.00211 \cdot \phi^2 - 0.075\phi \quad (1.17)$$

En pratique, pour une interface relativement rugueuse (pour un angle de frottement Fondation sol) : $\delta > \frac{\phi'}{2}$, Le facteur N_{γ} est souvent approché par l'expression suivante :

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (Nq - 1)tg \phi \quad (1.18)$$

E. D'après le DTU 13.12 :

En France, le calcul des fondations superficielles est réglementé par le Document Technique Unifié (DTU) n° 13.12 [9].

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

L'expression littérale de N_γ donnée par :

$$N_\gamma = 1.85(Nq - 1)tg \phi \quad (1.19)$$

F. D'après l'Eurocode 7

L'Eurocode 7 [11], donne la formule de N_γ sous la forme :

$$N_\gamma = 2. (Nq - 1)tg \phi \quad (1.20)$$

B) Facteur Nq :

Le facteur Nq commande le terme $\gamma_1 DNq$, appelé « terme de profondeur » parce qu'il correspond à l'effet sur la résistance de la surcharge $\gamma_1 D$ exercée par le sol à la profondeur D à côté de la fondation [33]. Sa détermination mathématique est simple, elle met en jeu un équilibre de Prandtl.

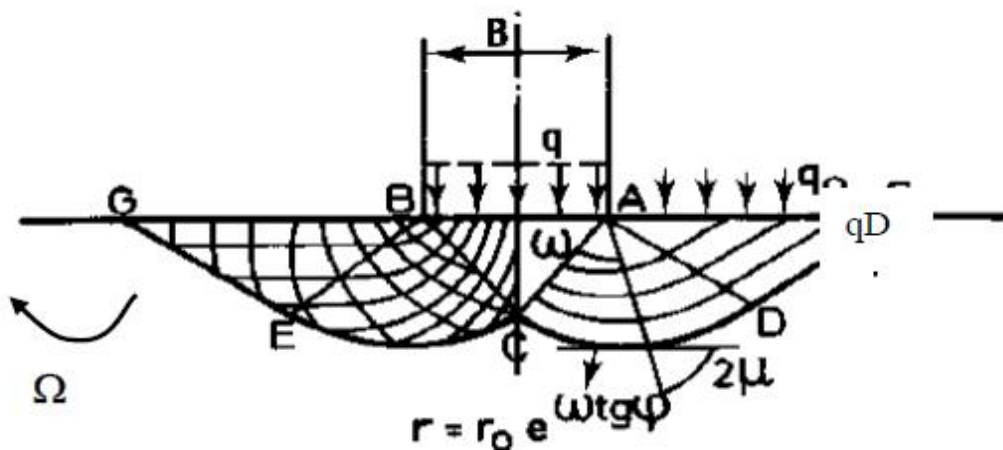


Figure. 2.4. Formule de Prandtl- Caquot [33]

La détermination de facteur Nq , basée encore sur le choix de l'angle ϕ . Pratiquement tous les auteurs se sont ralliés à la valeur $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ [5] qui correspond d'ailleurs, à la valeur minimale du coefficient.

La Figure 2.4 montre le réseau des lignes de glissement qu'on obtient dans ces conditions.

La zone **I** est en équilibre de poussée de Rankine, les zones **II** sont en équilibre de Prandtl, et les zones **III** sont en équilibre de butée de Rankine [5].

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

❖ Les hypothèses de Prandtl de calcul sont les suivantes, On remarquera qu'un certain nombre d'entre elles résultent du fait que le problème concernait à l'origine le poinçonnement d'un métal [33].

- Le frottement entre la fondation et le sol est négligé.
- Les contraintes tangentielles satisfaisantes à la loi de coulomb.
- Les déformations des zones qui ne sont pas en état d'équilibre limite sont négligées par rapport aux déformations plastiques.
- Pour le calcul de N_q on peut considérer la base de la semelle comme deux demiécans AO' et $O'A'$ supposés lisses.
- Le milieu est un massif non pesant surchargé par une charge q d'intensité : $q = \gamma_1 D$.
- On néglige les variations de compacité.
- Le poids propre du sol est négligé.

Cette dernière hypothèse qui consiste à négliger l'influence du poids propre sur la résistance au cisaillement le long de la ligne de glissement par rapport à la cohésion et au frottement dû à la pression exercée, était justifiée dans le cas du poinçonnement du métal. Cependant, dans le cas d'un sol, les ordres de grandeur des résistances dues à ces différents phénomènes sont comparables et l'influence du poids propre ne peut plus être négligée [6].

D'après le schéma de rupture on peut déduire les valeurs de (voir Figure 2.4).

$$\begin{cases} \alpha = 0 \\ \delta = 0 \\ \Omega = \pi \end{cases} \rightarrow \text{pour les semelles lisses.}$$

D'autre part on a dans le cas de butée :

$$\begin{cases} \varepsilon = \frac{1}{2} \left[\frac{\pi}{2} + \phi - \delta - \gamma_1 \right] \\ \mu = \frac{1}{2} \left[\frac{\pi}{2} - \phi - \gamma_2 + \alpha \right] \\ \phi = -\frac{\pi}{2} + \Omega + \frac{\gamma_1 + \gamma_2 + \delta - \alpha}{2} \end{cases}$$

Donc en remplaçant les valeurs de α , δ et Ω dans ces dernières formules on trouve :

$$\begin{cases} \xi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \\ \mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \\ \phi = \frac{\pi}{2} \end{cases}$$

On a la force résultante de butée :

$$Q_p = q \cdot \frac{\cos\delta + \sin\phi \cos\gamma_1}{\cos\alpha - \sin\phi \cos\gamma_2} \cdot e^{2\phi \tan\delta} \quad (1.21)$$

En introduisant les valeurs de α , δ et Ω dans l'équation (1.22) on obtient :

$$Q_p = \gamma_1 \cdot D \cdot \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \cdot e^{\pi \tan\phi} \quad (1.22)$$

Soit, par comparaison avec le terme de profondeur de la formule générale (1.8) on trouve :

$$Q_p = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q$$

Donc :

$$N_q = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \cdot e^{\pi \tan\phi} \quad (1.23)$$

$$\text{Soit encore : } N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan\phi} \quad (1.24)$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl-Caquot, car ces deux auteurs l'on publiée, indépendamment l'un de l'autre vers 1920 [5]. Le Tableau 1.2 donne les valeurs de cette fonction. On constat que pour $\phi = 0$, $N_q = 1$ et que N_q croit très rapidement en suit dès que ϕ dépasse 30° . Presque tous les auteurs et l'Eurocode 7 [10] admettent la valeur originale de Prandtl pour N_q , sauf Terzaghi. Terzaghi admet que la valeur critique de $\psi = \phi$, donc :

$$N_q = \frac{\exp\left[\left(\frac{3\pi}{2} - \phi\right) \tan\phi\right]}{2 \cos^2\left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right]} \quad (1.25)$$

Il faut signaler que les essais pour mesurer les valeurs de N_q sont également fort délicats et les conclusions de certains expérimentateurs sont fort controversées. L'expérience montre cependant indiscutablement que la formule de Prandtl –Caquot est approchée par défaut pour les fondations à faible profondeur en milieu serré. Ceci est d'autant plus sensible que les

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

dimensions de la fondation sont plus faibles. c'est Kérisel qui a mis en évidence, pour la première fois en 1961, cet effet d'échelle très net. Ce phénomène présente surtout de l'importance pour les fondations profondes et l'interprétation des diagrammes de pénétrations [5].

Par ailleurs, Treng a montré, en 1966, que les résultats obtenus par de nombreux expérimentateurs ont pu être faussés par la flexibilité des parois des cuves contenant le sable utilisé pour les essais de poinçonnement des semelles.

Il a prouvé, en effet, qu'en employant pour les cuves d'essais, des parois soit très souples, soit relativement rigides, soit extrêmement rigides (donc absolument indéformables), les résultats obtenus pour N_q étaient très variables, ceci explique sans doute les discussions passionnées qui ont pu surgir entre certains expérimentateurs de bonne foi, à propos d'écarts apparemment inexplicables [5].

C) Facteur N_c :

Le terme $c.N_c$ est appelé « terme de cohésion » et il correspond à la contribution de la cohésion à la résistance au cisaillement. Par application du théorème des états correspondants [6] :

- La charge fictive sur le plan AA' est égale à :

$$\gamma_1 \cdot D + c \cot \phi \quad (1.26)$$

Et la capacité portante fictive est :

$$(q_L) = q_L + c \cot \phi \quad (1.27)$$

Entre ces deux contraintes (1.31) et (1.32) on a la relation :

$$(q_L)' = q_L + c \cot \phi = N_q (\gamma_1 \cdot D + c \cot \phi) \quad (1.28)$$

$$\text{Soit : } q_L = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c \cot(N_q - 1) \quad (1.29)$$

On a donc bien : $N_{c = \cot \phi} (N_q - 1)$

Le Tableau 1.2 donne les valeurs de N_c correspondant à :

$$N_q = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi t g \phi} \quad (1.30)$$

C'est-à-dire à, $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ c'est la valeur minimale de N_c quand Ψ varie [6].

La valeur de N_c est la même pour tous les auteurs et l'Eurocode 7.

Tableau .2.2. Facteurs de portance pour fondations superficielles d'après caquot-kérisel [6].

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

$\Phi [^\circ]$	N_γ	N_q	N_c
0	0	1.00	5.14
5	0.2	1.6	6.47
10	1.0	2.49	8.45
15	2.33	3.94	11.0
20	4.97	6.4	14.8
25	10.4	10.7	20.7
30	21.8	18.4	30.1
35	48.0	33.3	46.1
40	113	64.2	75.4
45	297	135.0	135

2.3.1.3. Effet de l'eau sur la capacité portante d'une fondation superficielle

Le niveau de la nappe phréatique est rarement au-dessus de la base de la fondation, car cela poserait des problèmes de construction. Ainsi, la capacité portante d'une fondation superficielle sur un sol pulvérulent avec une nappe phréatique près de sa base est plus faible que celle de la même fondation posée sur un sable sec. Plus haute est la nappe phréatique, plus son influence est grande.

❖ Calcul en condition non drainées

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée C_u . on prend :

$$C = C_u \quad \text{et} \quad \phi = 0$$

Il en résulte : $N_\gamma = 0$ et $N_q = 1$, donc pour une semelle filante :

$$q_L = C_u \cdot N_c(0) + \gamma_1 \cdot D \tag{1.31}$$

Avec : $N_c(0) = \pi + 2 = 5,14$ pour les fondations lisses.
 $N_c(0) = 5,7$ pour les fondations rugueuses.

❖ Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives [12]. Les paramètres de résistance drainés sont :

$$C = C' \quad \text{et} \quad \phi = \phi'$$

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma'_2 B N_\gamma(\phi') + c' N_c(\phi') + \gamma_1 D N_q(\phi') \quad (1.32)$$

Il y a lieu de déjauger les poids volumiques si les sols correspondants sont immergés (et on tient compte de la poussée d'Archimède sur la fondation, c'est à dire que l'on déjauge également le poids de la fondation) [12]:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w$$

Avec : γ poids volumique total du sol.
 γ_w poids volumique de l'eau.

Ainsi pour la nappe affleurant à la surface (sol saturé) :

$$q_L = \frac{1}{2} (\gamma_2 - \gamma_w) \cdot B \cdot N_\gamma(\phi') + c' N_c(\phi') + (\gamma_1 - \gamma_w) \cdot D \cdot N_q(\phi')$$

Et pour une nappe à grande profondeur (sol sec) :

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma(\phi') + c' N_c(\phi') + \gamma_1 D N_q(\phi')$$

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

$$N_q = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi t g \phi'} \quad \text{et} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

En pratique, pour une interface relativement rugueuse (δ , angle de frottement fondation-sol), le projet d'Eurocode 7 [11] préconise l'expression suivante pour N_γ : $N_\gamma = 2 (N_q - 1) \cot \phi'$

❖ Cas de sol très compressible :

Lorsqu'on se trouve en présence de sols très compressibles, comme l'argile molle, il arrive fréquemment que les tassements constatés ne soient plus acceptables, bien avant qu'un état d'équilibre plastique ait pu se développer dans le massif.

Pour limiter les tassements absolus et différentiels à une valeur acceptable, Terzaghi[5] propose de prendre en compte un angle de frottement interne réduit ϕ' et une cohésion réduite

$$c' \text{ tel que } : t g \phi' = \frac{2}{3} t g \phi \quad c' = \frac{2}{3} \cdot c$$

Dans ce cas, la capacité portante donnée par la relation :

$$q'_L = \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N'_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N'_q + \frac{2}{3} \cdot c \cdot N'_c \quad (1.33)$$

Avec :

$$N'(\phi) = N(\phi') = N\left(\arctg\frac{2}{3} \operatorname{tg}\phi\right) \quad (1.34)$$

Cependant, la plupart des auteurs admettent actuellement que les formules de Terzaghi relatives aux sols compressibles sont beaucoup trop défavorables. Il est même généralement admis que les autres formules sont également trop défavorables parce que, comme l'a mis en évidence Meyerhof, elles ne tiennent compte de la profondeur D que dans la surcharge q comme s'il ne se formait pas de ligne de glissement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation.

2.3.1.4. Influence de l'inclinaison de la charge

a. D'après Meyerhof :

L'inclinaison de la charge diminue fortement la capacité portante des fondations [3]. Meyerhof a également résolu le problème de manière approchée en introduisant dans les trois termes de l'expression de la pression de rupture des coefficients correcteurs d'inclinaison i_q , i_c et i_γ qui tiennent compte du rapport B/L .

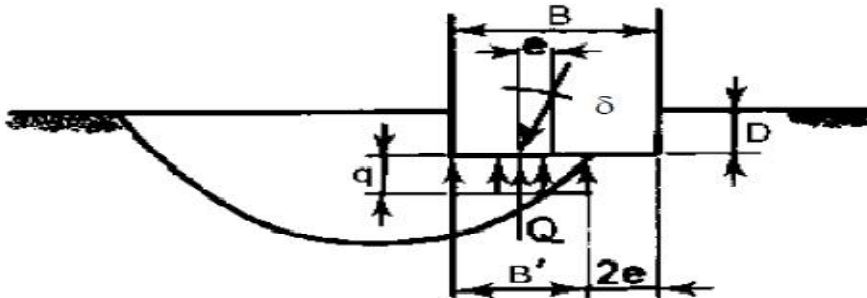


Fig.2.5. Inclinaison et excentrement d'une charge [33].

Meyerhof a mis en évidence que, si pour une fondation superficielle le mode de rupture est relativement bien représenté par le mécanisme de Prandtl, lorsque la fondation est enterrée, la surface de rupture remonte toujours jusqu'à la surface tout en se resserrant vers l'axe de la fondation, et ceci jusqu'au moment où la surface de rupture se referme complètement sur le fût de la fondation [3] (Figure 2.5).

Soit une fondation de largeur B et de longueur L à la profondeur D , soumise à une charge inclinée par rapport à la verticale. Selon Meyerhof, la pression limite s'exprime par l'expression suivante :

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma_2 B i_\gamma N_\gamma(\phi) + \gamma_1 D i_q N_q(\phi) + c i_c N_c(\phi) \quad (1.35)$$

N_q, N_c les facteur originaux de Prandtl .

$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$ D'origine expérimentale.

i_q, i_c, i_γ : Les facteurs d'inclinaison dépendant de l'inclinaison δ et ϕ .

Dans le cas d'une inclinaison créée par une charge horizontale parallèle à B, d'angle δ par rapport à la verticale, le DTU 13.12 [9] propose les relations suivantes dues à Meyerhof :

$$i_q = i_c \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2$$

b. D'après l'Eurocode 7 :

Le projet d'Eurocode 7 [10] propose des relations plus compliquées, fonction de l'aire réduite A' de la surface de base de la fondation qui tient compte des excentremets de la charge dans les deux directions et les conditions du sol [10].

En conditions non drainées, pour une charge horizontale H : $i_c = 0.5 (1 + \sqrt{1 - H/A' C_u})$

En conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à L et une charge Vertical V :

$$i_q = i_\gamma = 1 - H/(V + A' c' \cot\phi')$$

$$i_c = (i_q N_q - 1)/(N_q - 1)$$

En conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à B et une charge verticale V :

$$i_q = (1 - 0.7H/(V + A' c' \cot\phi'))^3$$

$$i_\gamma = (1 - H/(V + A' c' \cot\phi'))^3$$

$$i_c = (i_q N_q - 1)/(N_q - 1)$$

2.3.1.5. Influence de l'excentrement de la charge

a. L'excentrement selon une seule dimension – longitudinale –

Dans le cas d'une charge d'excentrement e parallèle à B, d'une semelle filante supportant une charge verticale excentrée suivant B (Figure 2.6), Meyerhof a proposé d'attribuer à cette semelle une largeur fictive, centrée sur la charge [5] : $B' = B - 2E$.

(C'est la surface hachurée AA" de la Figure 2.6), et de négliger la partie de la fondation qui en est le plus éloignée (zone A'A"). La charge portante Q_L par unité de longueur de la semelle égale à :

$$Q_L = B' q_L = B' \left(\gamma_2 \frac{B'}{2} N_\gamma + \gamma_1 D N_q + c N_c \right)$$

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

On va introduire dans cette formule la largeur réelle B :

$$Q_L = B' q_L = B * \left(\frac{B'}{B} q_L \right) \text{ . Donc :}$$

$$Q_L = B \left[(1 - 2e)^2 \gamma_2 \frac{B}{2} N_\gamma + (1 - 2e) \gamma_1 N_q + (1 - 2e) c N_c \right]$$

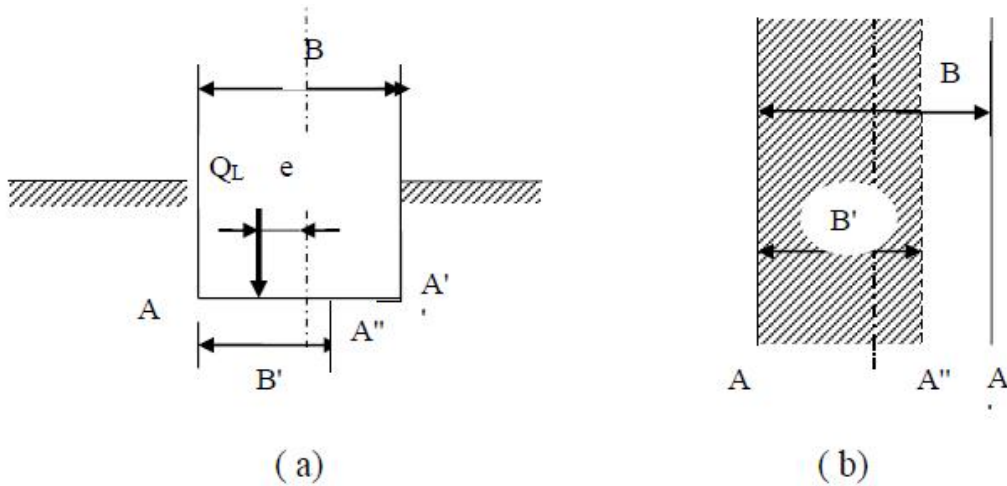


Figure .2.6. Charge excentrée

Donc les deux coefficients correcteurs correspondants à l'excentricité de la charge sont :

$(1-2e)$ Pour N_q et N_c
 et
 $(1-2e)^2$ pour N_γ

Lorsque la charge atteint la limite du tiers central ($e=0.17$), le terme de surface est réduit à la moitié de sa valeur normale, tandis qu'on peut compter encore sur près de 70% des termes de profondeur et de cohésion.

b. La charge doublement excentrée :

Lorsqu'on est en présence d'une semelle isolée et que la charge est doublement excentrée (aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal), on opérera de même, en remplaçant B et L par [5]:

$$B' = B - 2E_1 \quad \text{et} \quad L' = L - 2E_2$$

La capacité portante totale Q_L est alors obtenue par :

$$Q_L = q_L \cdot B' \cdot L' \text{ pour une fondation rectangulaire ou carrée.}$$

$$Q_L = q_L \cdot \pi \cdot B' \cdot B' / 4 \text{ pour une fondation circulaire.}$$

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

On signalera toutefois que certain expérimentateur a trouvé des résultats assez différents de ceux que laisse prévoir la méthode de Meyerhof, principalement pour les faibles excentricités. Ils suggèrent, donc de remplacer les coefficients correcteurs $(1-2e)$ et $(1-2e)^2$, par un autre coefficient de la forme $\exp(-12e^2)$. Il est difficile de se prononcer dans l'état actuel des choses et on conseillera pour l'instant de s'en tenir aux recommandations de Meyerhof [5].

2.3.1.6. Influence de la forme de la fondation

La relation de la capacité portante (Equation 1.1) est donnée pour le cas d'une semelle filante. Dans la réalité il n'est pas possible d'assimiler toutes les semelles ou tous les radiers à des semelles filantes.

Le calcul des semelles isolées et des radiers est un problème complexe à trois dimension que l'on ne sait pas traiter à l'heure actuelle de manière théorique satisfaisante (sauf, toutefois, en ce qui concerne les semelles circulaires, en raison de la symétrie de révolution qu'elles présentent). Faute de mieux, on utilise la formule donnant la capacité portante de la semelle filante, en affectant chacun des trois facteurs de capacité portante des coefficients correcteurs choisis de manière empirique, au vu des résultats d'essais de laboratoire et des constatations faites sur la capacité portante de semelles réelles. Terzaghi, le premier, avait proposé, initialement, les relations suivantes, dans le cas d'une semelle circulaire de diamètre B et d'une semelle carrée de côté B. Le DTU 13.12 [9] retient les mêmes valeurs. Les valeurs sont données dans le Tableau.2.3.

Tableau 2.3. Coeff de forme. Valeurs de Terzaghi (Condition non drainées et drainées)[3].

Fondations Facteurs De forme	Rectangulaire ou carrées (B/L=1)		Circulaires	Filantes
$S_\gamma(1)$	$1 - 0.2B/L$	0.8	0.6	1
S_c	$1 + 0.2B/L$	1.2	1.3	1
S_q	1	1	1	1

Les propositions de l'Eurocode 7 [10] sont très semblables pour les conditions non drainées. Elles sont sensiblement différentes pour les conditions drainées, en ce qui concerne S_c et S_q (Tableau 2.4).

Tableau 2.4. Coefficients de forme d'après Eurocode 7 [10].

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

Facteurs De forme	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaire	Carrées ou Circulaire (B/L=1)	Rectangulaire	Carrées ou circulaire (B/L=1)
S_γ			$1 - 0.3 B/L$	0.7
S_c	$1 + 0.2B/L$	1.2	$\frac{\left(1 + \frac{B}{L} \sin\phi\right) N_q}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin\phi)N_q - 1}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin\phi$	$1 + \sin\phi$

Quoi qu'il en soit, lorsque l'on passe d'une fondation carrée (ou circulaire $B/L = 1$) à une fondation rectangulaire ($B/L < 1$), on remarque que les différentes propositions reviennent à [10]:

- Accroître le terme de surface (ou de pesanteur), pour les conditions drainées.
- Laisser égale ou diminuer le terme de surcharge (ou de profondeur).
- Diminuer le terme de cohésion.

2.3.2. Détermination de la capacité portante a l'aide des essais in situ

2.3.2.1. Calcul de la capacité portante par les méthodes pressiometrique [1] [2] [4]

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

$$q_L = q_0 + K_p(p_1 - p_0) = q_0 + K_p p_1$$

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

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

P_1 : est la valeur de la pression limite mesurée au niveau de la fondation

P_0 : est la contrainte horizontale initiale du sol au repos mesurée au niveau de la fondation.

A. Pression limite nette équivalente « P_{le}^* » au pressiomètre Menard et résistance de pointe :

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à $1,5 B$ au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites p_i sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette $P_l^* = P_l - P_0$ et l'on prend pour pression limite nette équivalente P_{le}^* la valeur à la profondeur $D + \frac{2}{3} B$, comme indique sur la Figure 2-1

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

Pour le calcul de la pression limite P_l d'après le tableau des catégories de sols suivantes (Tableau 2.5) :

Tableau 2.5. Définition des catégories conventionnelles des sols (fascicule 62- V, 1993).

	Classe de sol	Pressiomètre P_1 (MPa)
Argile ,limon	A- Argiles et limons.....	<0,7
	B- Argiles et limons fermes.....	1,2 à 2,0
	C-Argiles très fermes à dures.....	>2,5
Sables, gravier	A- Lâches.....	<0,5
	B- Moyennement compacts.....	1,0 à 2,0
	C- Compacts.....	>2,5
Craies	A- Molles.....	<0,7
	B- Altérées.....	1,0 à 2,0
	C- Compactes.....	>23,0
Marnes	A- Tendres.....	1,5 à 4,0
	B- Compactes.....	>4,5
Roches(1)	A- Altérées.....	2,5 à 4,0
	B-Fragmentées.....	>4,5

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins « $1,5B$ » au-dessous de la base de la :

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1}^\mu \cdot P_{l2}^\mu \cdots \cdots P_{ln}^\mu}$$

Fondation , on retient « P_{le}^* » pour la moyenne géométrique (voir figure 2.7):

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

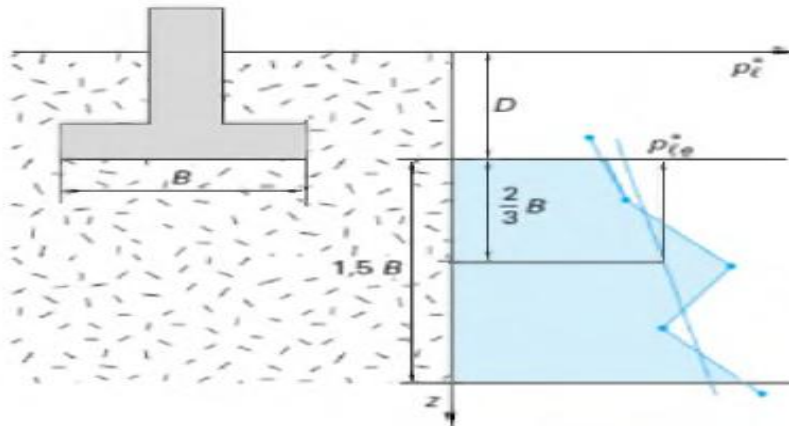


Figure 2.7 Définition de la pression limite nette équivalente P_{le}^* et de la résistance de pointe équivalente.

B. Hauteur d'encastrement équivalente « D_e » :

Elle est définie à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou pénétromètre. On considère la courbe représentant la variation de la pression limite ou de la résistance de pointe en fonction de la profondeur z (Figure 2.8).

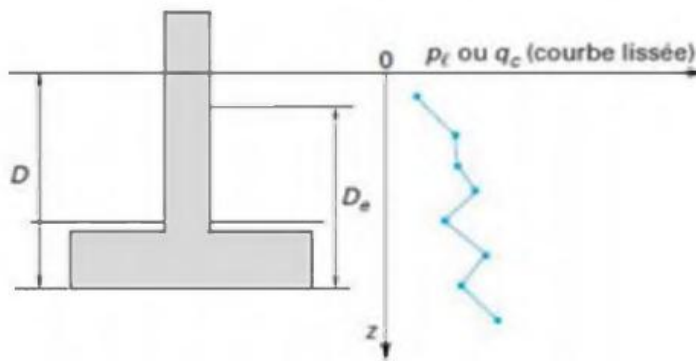


Figure 2.8 : Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle. $D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_D^D P_l^*(Z). dZ$

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

P_{le}^* étant la pression limite nette

C. Profondeur critique

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

Chapitre2: Les méthodes de calcul la capacité portante.

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

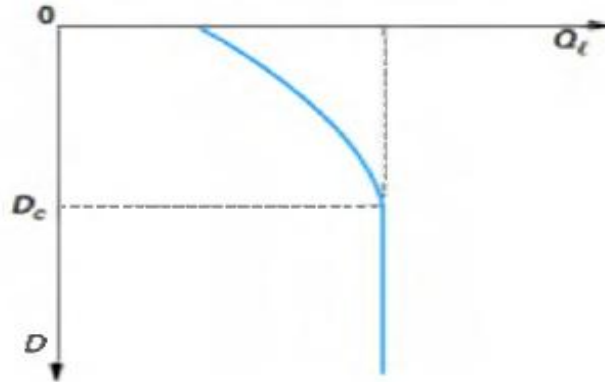


Figure 2.9 : Variation de la capacité portante « Q_t » en fonction de la profondeur D dans un sol homogène .

CHAPITRE III

**Les modèles de comportement
et présentation de l'outil
numérique utilisé**

3.1. Introduction

La méthode des éléments finis (MEF) consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés noeuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui cause de leur nature répétitive qui s'adaptent parfaitement à la programmation numérique. Un calcul par éléments finis (le code Plaxis) fournit une masse imposante de résultats, des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

3.2. Présentation du logiciel PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériques, le code en éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique et de l'analyse dynamique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même la consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien qu'il soit très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

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

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 Figure.3.1.

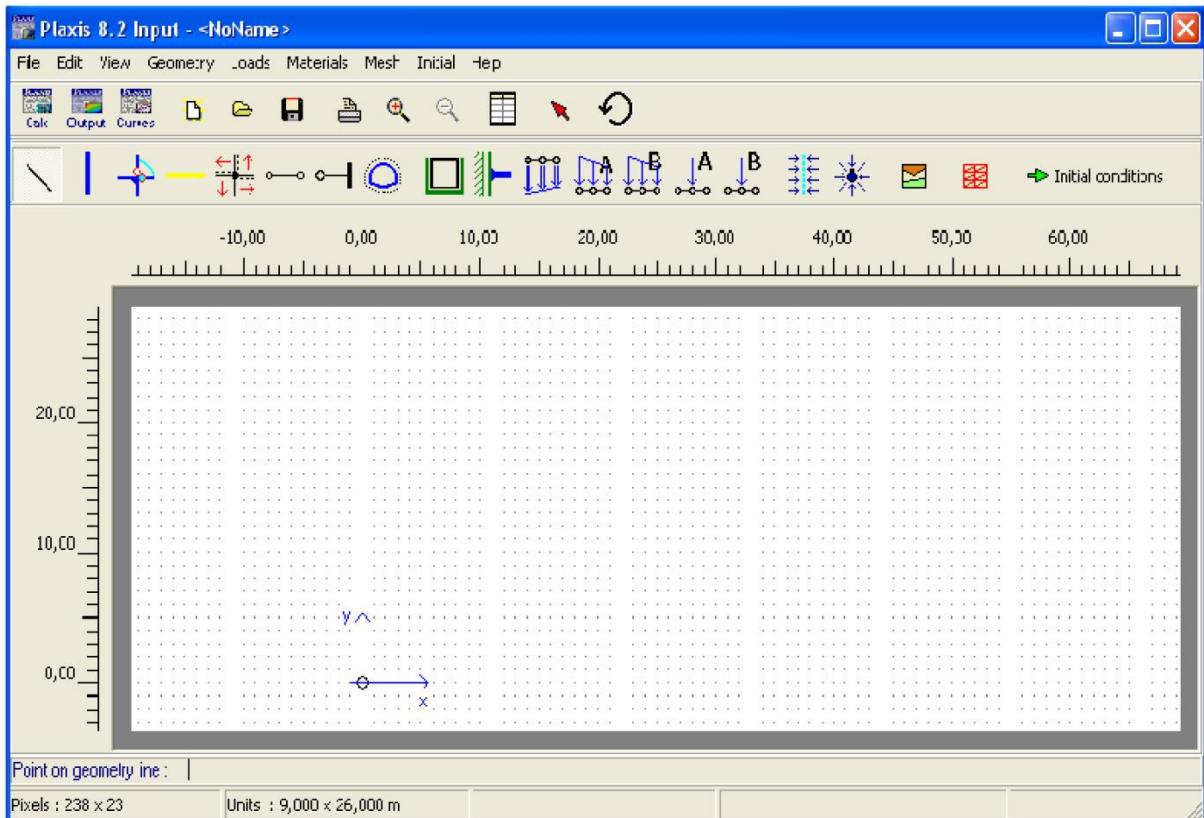


Figure.3.1. Fenêtre d'entrée des données de Plaxis 2D.

3.3. Modèles de comportement des sols

Le code PlaxisV8 utilise plusieurs lois de comportement de sol à savoir : le modèle élastique linéaire, modèle de Mohr-Coulomb, modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model.H.S.M), modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M), modèle pour sols «mous» avec effet du temps (Soft Soil Creep Model.S.S.C.M), le modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model) et le modèle défini par l'utilisateur.

3.3.1. Modèle élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson 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 de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part 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. On passe de G à E par la relation :
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Chapitre3: Les modèles de comportement et présentation de l'outil numérique utilisé.

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

3.3.2. Le modèle de Mohr-Coulomb (MC)

Le modèle de Mohr-Coulomb représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires pour ce modèle sont :

- ❖ Le module de Young E .
- ❖ Le coefficient de Poisson ν .
- ❖ La cohésion c .
- ❖ L'angle de frottement φ .
- ❖ L'angle de dilatance ψ .

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoires.

Section	Parameter	Value	Unit
Stiffness	E_{ref}	2000.000	kN/m^2
	ν (nu)	0.350	
Strength	c_{ref}	2.000	kN/m^2
	φ (phi)	24.000	°
	ψ (psi)	0.000	°
Alternatives	G_{ref}	740.741	kN/m^2
	E_{oed}	3210.000	kN/m^2

Fig.3.2. Paramètres de modèle Mohr-Coulomb.

a) Le module de Young :

Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne.

Chapitre3: Les modèles de comportement et présentation de l'outil numérique utilisé.

Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Fig.3.3).

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

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

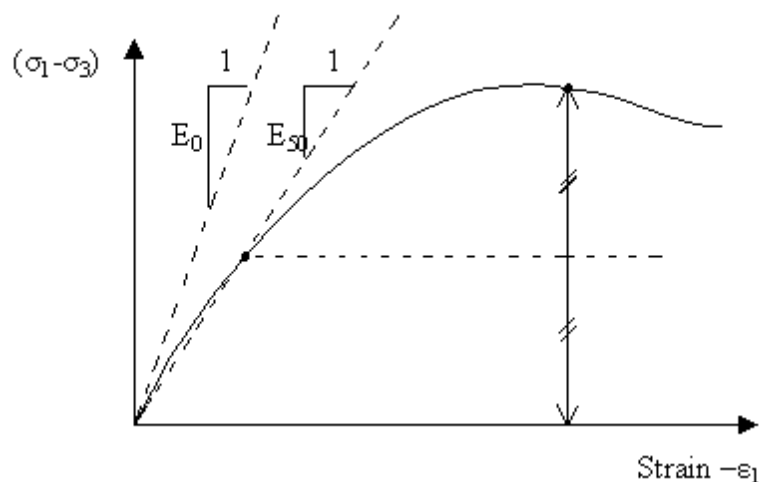


Fig. 3.3. Définition du module à 50% de la rupture.

b) Le coefficient de poisson :

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (ν_0).

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (accroissement de $\Sigma M weight$ de 0 à 1 au cours du calcul plastique).

Dans ces types de chargement, Plaxis devrait fournir des

valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$, Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$.

c) L'angle de frottement :

Chapitre3: Les modèles de comportement et présentation de l'outil numérique utilisé.

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne, l'angle de frottement à introduire est, soit l'angle de frottement « de pic », soit l'angle de frottement de palier. L'angle de frottement (φ) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet.

Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35° sont utilisés.

d) La cohésion : La cohésion a la dimension d'une contrainte, Plaxis peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa), Plaxis propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur. Dans notre étude, la cohésion est prise égale à 0.2 kPa.

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

$$\Psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ$$

Les cas où $\varphi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes. Dans la présente étude l'angle ψ est nul.

f) Les contraintes de traction : La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 3.4). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de « couper » ces contraintes de traction (Tension *cut-off*) ou de les diminuer (*tensile strength*).

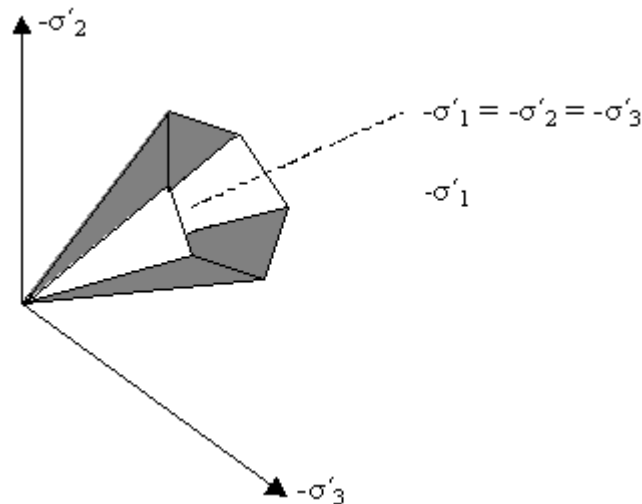


Fig.3.4. Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

g) Autres paramètres de raideur : De plus de module d'Young, Plaxis permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement, G , et le module oedométrique, E_{oed} . Ces modules sont en relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson ν .

orsque l'utilisateur définit l'un de ces autres paramètres, Plaxis retient la valeur du coefficient de Poisson et calcul le module d'Young correspondant.

3.3.3. Lois de comportement élastoplastique :

La théorie de l'élasto-plasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte déformation et l'existence de déformations irréversibles suggèrent l'application du schéma de l'élasto-plasticité aux sols. La déformation totale est la somme des déformations élastiques s^e et plastiques s^p . Elle est donnée par l'équation suivante :

$$S = S^e + S^p$$

Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales : la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons dans ce qui suit, exposer les bases pour chacune de ces notions.

A. La surface de charge : Elle définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du Matériau est irréversible.

L'intérieur de la surface de charge correspond à un état de déformations réversibles (élastiques); La surface de charge en elle-même correspond à un état de déformations pouvant se décomposer de la manière suivante : une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastiques).

Chapitre3: Les modèles de comportement et présentation de l'outil numérique utilisé.

La frontière entre ces deux domaines est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge : $F(\sigma_{ij}, R) = 0$

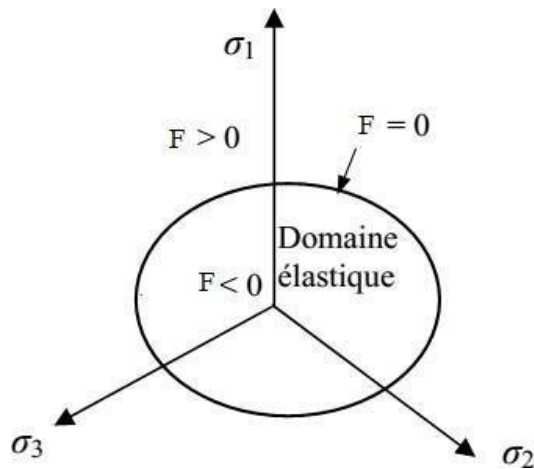


Figure 3.4 : Surface de charge.

b. Notion de règle d'écrouissage : L'écrouissage d'un matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. L'essai de traction (ou de compression) uni axiale (figure 3.5) va nous permettre de décrire cette notion d'écrouissage.

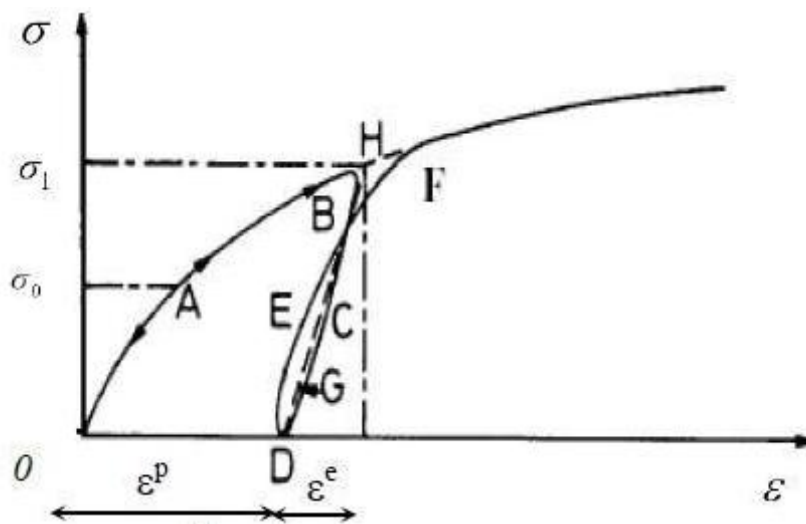


Figure 3.5 : Essai de compression (ou de traction) uniaxiale d'un matériau.

L'écrouissage : Elle permet d'évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité. Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité du matériau, et un patin de seuil S_0 .

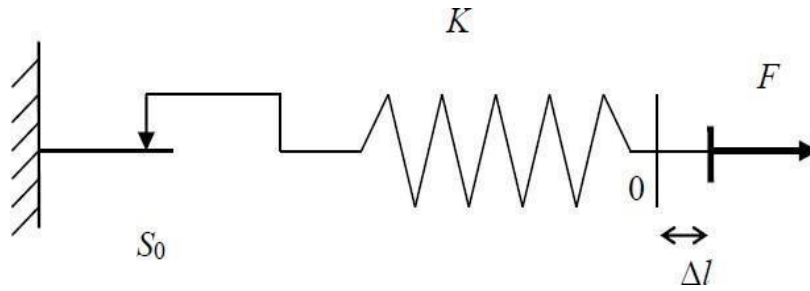


Figure 3.6 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 3.6.

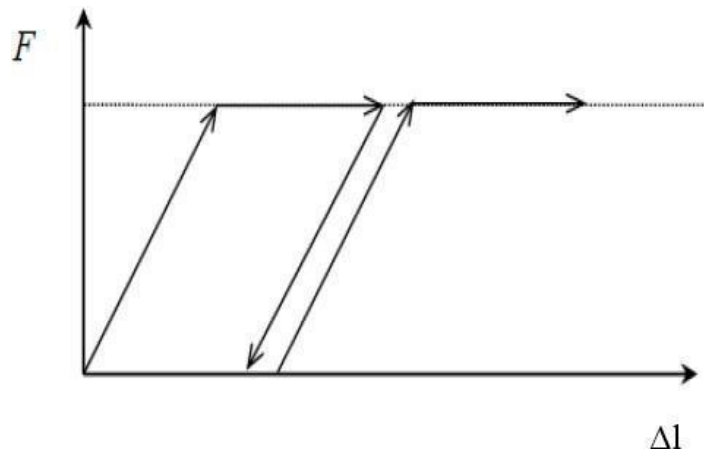


Figure 3.7. Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

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 3.6 et 3.7 est un comportement élastique-plastique sans écoulement. La figure 3.8 représente un comportement élastique-plastique avec écoulement.

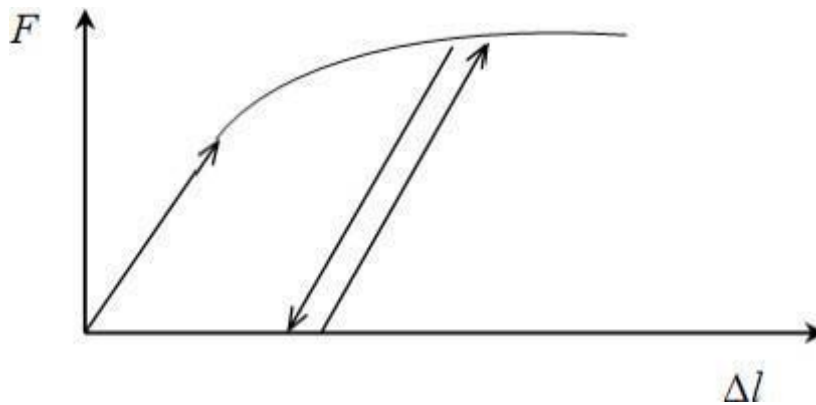


Figure 3.7 : Représentation du comportement élastoplastique avec écouissage

3.4. Conclusion :

L'objectif voulu dans ce chapitre est de faire la description d'une loi de Mohr-coulomb du sol et une présentation de l'outil de simulation numérique. Nous nous intéressons dans notre contribution numérique à une loi élastique parfaitement plastique adoptant comme critère de rupture celui de Mohr-coulomb. Ce modèle décrit d'une manière très efficace le comportement réel du sol et présente l'avantage de la facilité d'insertion par le code numérique. Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé: soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel...

CHAPITRE IV

Présentation du projet et résultats

4.1. Introduction

Une estimation précise de la capacité portante est importante en géotechnique ingénierie car elle conduit à une conception sûre et économique des semelles. Une bande de la semelle est un type de fondation peu profonde rapide et rentable qui est souvent utilisé pour soutenir des bâtiments résidentiels de faible à moyenne hauteur lorsque les conditions du sol sont stables avec une capacité portante acceptable. La capacité portante ultime d'une semelle dépend principalement de la nature du sol, et des propriétés géotechniques et mécaniques, c'est-à-dire au résistance de cisaillement et poids propre unitaire, en plus aux propriétés géométriques de la semelle, c'est-à-dire les dimensions de la semelle, de la forme et de la profondeur d'encastrement. Terzaghi [7] a développé l'un des premières théories de la capacité portante pour les semelles filantes reposant sur un sol horizontal en surface, dans laquelle une formule générale de capacité portante a été proposée. Plus tard, des théories modifiées sur la capacité portante ont été développées sur la base de Terzaghi qui considère une variété de cas particuliers. Par exemple, Meyerhof, Vesic et Hansen [7-8] ont utilisé la théorie de Terzaghi et ont ajouté des facteurs contributifs tels que la forme de la semelle et le facteur de profondeur, le sol compressibilité et facteurs d'inclinaison de charge par rapport à la capacité portante générale. Un des cas particuliers qui reste encore à développer et l'amélioration est l'effet des pentes sur la capacité portante proches du sol des fondations peu profondes. Les semelles près des pentes peuvent devenir inévitable lors de la construction dans des régions vallonnées. L'estimation de la capacité portante ultime des fondations dans de tels cas peut être complexe puisque le mécanisme de rupture peut être affecté par une combinaison de plusieurs paramètres, les paramètres géométriques, à savoir, la distance entre la semelle et la crête de la pente, la hauteur et l'angle du talus. De nombreuses solutions analytiques ont été développées pour ce problème spécifique, qui nécessitait l'hypothèse d'une surface de rupture le long de la pente et sous la semelle. Par exemple, les méthodes d'équilibre limite peuvent être utilisé pour estimer la charge d'effondrement du système semelle-pente. Alternativement, des analyses de limites peuvent être effectuées, ainsi que des analyses supérieures et inférieures. La précision de ces méthodes est dépendue du degré d'exactitude des surfaces de rupture supposées sous la semelle. Méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis, qui ne nécessitent pas d'hypothèse la surface de rupture pour estimer les charges d'effondrement. En conséquence, les méthodes numériques sont devenues une approche courante pour estimer la capacité des systèmes semelles-pentes.

4.2. Modèle numérique

Dans cette étude, la modélisation numérique est réalisée en utilisant le logiciel d'élément fini (FE) PLAXIS 2D pour résoudre un problème géotechnique cela implique une estimation de la capacité portante et l'analyse de la stabilité de la pente pour les cas complexes. Le modèle utilise des conditions de déformation simples pour simuler le comportement d'une semelle filante sur une pente de sol.

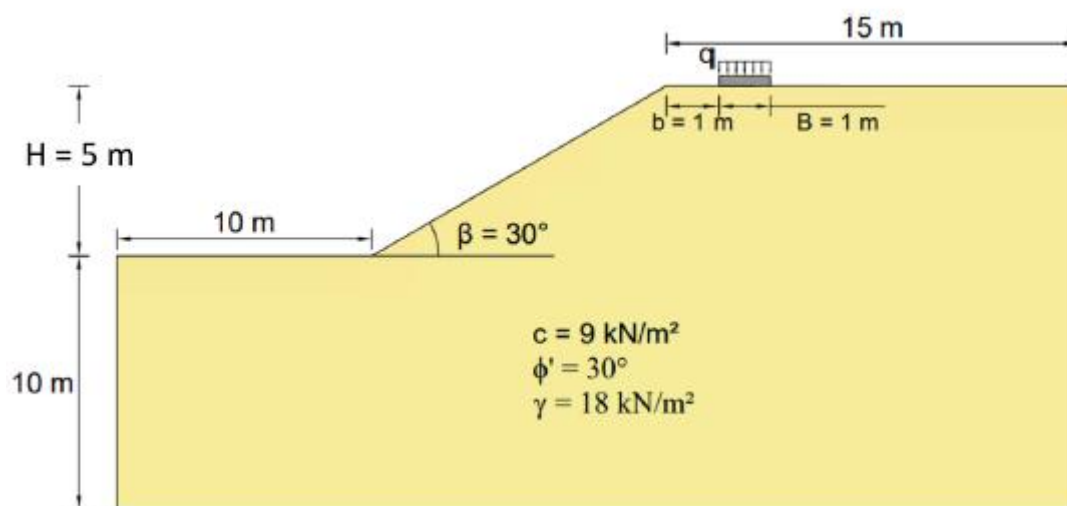


Fig. (4. 1). Géométrie et propriétés du modèle de référence

4.2.1. Les caractéristiques du massif de sol

Dans cette étude, la modélisation numérique est réalisée en utilisant le modèle fini logiciel d'élément (FE) PLAXIS 2D, pour résoudre un problème géotechnique cela implique l'estimation de la capacité portante et l'analyse de l'état de la pente pour les cas complexe. Le comportement du sol est modélisé à l'aide du critère de rupture de Mohr-Coulomb bien établi avec modèle contrainte-déformation élastique-parfaitement plastique.

La plupart des théories de la capacité portante sont basées sur l'hypothèse que l'angle de dilatation de $\psi = \phi - 30$; cependant, les sols ont généralement une dilatation. Dans l'étude de la référence [30], un angle de dilatance est utilisé, une petite valeur de l'angle de dilatance de 2° pour le cas de $\phi = 30^\circ$ accélérer le modèle numérique de convergence,

Dans cette étude un angle de dilatance de $\psi = 0$ est utilisé. Le tableau (4.1) présente les propriétés du sol et du modèle de comportement de Mohr Coulomb.

Chapitre 4 : Présentation du projet et résultats

Tableau 4.1 propriétés de la coche de sol

4.2.2 Caractéristiques de la fondation :

Paramètres	Nom	Unité	Sable
Modèle type	<i>Model</i>	-	Mohr-coulomb
Type de comportement	<i>Type</i>	-	Drainé
Poids volumique sec	γ_{unsat}	KN/m ³	18
poids volumique humide	γ_{sat}	KN/m ³	16
Module d'Young	<i>Eref</i>	KPa	30000
Coefficient de Poisson	ν	/	0,3
Cohésion	<i>C</i>	KN/m ²	9
Angle de frottement	ϕ	(°)	30
Facteur de réduction à l'interface	<i>Rinter</i>	-	Rigide
Angle de frottement Interne	ϕ	(°)	30
Angle de dilatance	Ψ	(°)	0

La fondation est traité comme un élément poutre élastique basé sur la théorie de faisceau de Mindlin où les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion EI et la raideur axiale EA et pour que la fondation soit rigide on a choisi une épaisseur égale à 0,5 m.

Tableau (4.2) Caractéristique de la semelle :

Parameters	Unité	Unité	Valeur
Type de comportement	-	-	Elastique
Rigidité axial	EA	KN/m	2,92X10 ⁵
Rigidité de flexion	EI	KNm ²	1,4X10 ⁷
Coefficient de poisson	ν	-	0,3

4.2.3. Génération du maillage

Au cours de la génération du maillage, les éléments triangulaires à 15 nœuds ont été préférés aux éléments à 6 nœuds, ce ci, afin de fournir une plus grande précision dans les calculs. Par ailleurs, la semelle a été présentée par un élément poutre. Dans la conduite des calculs, Plaxis intègre une procédure de génération de maillage entièrement automatique, dans laquelle le massif de sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments de type

Chapitre 4 : Présentation du projet et résultats

triangulaires à 15 nœuds. Le maillage est constitué en totalité de 1258 éléments et 10358 nœuds. Un maillage relativement grossier (global coarseness) est utilisé pour tout le sol, puis un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage de la fondation et sous sa base, ainsi que près de la tête du talus, de manière à obtenir une bonne estimation des champs des contraintes et des déplacements. La géométrie de la pente du prototype, le maillage des éléments finis et les conditions aux limites sont illustrés à la Figure (4.2).

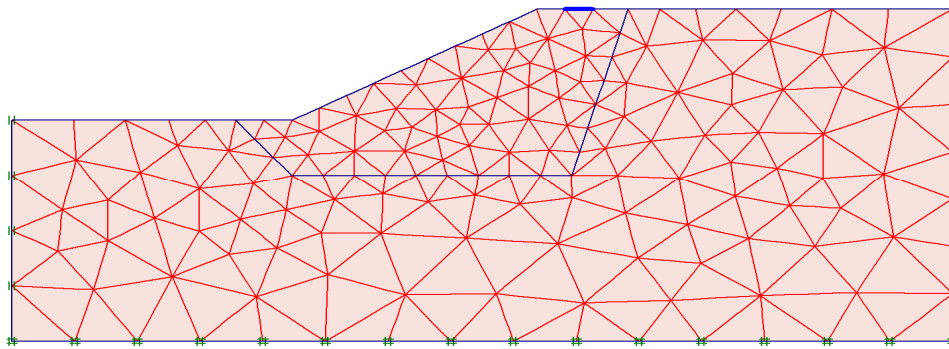


Fig (4.2) Maillage et conditions aux limites du modèle numérique de référence

4.2.4. Génération des contraintes initiales

L'initialisation des contraintes se fait en condition K_0 (procédure K_0); le logiciel Plaxis propose par défaut un K_0 selon la formule de Jaky ($K_0 = 1 - \sin \phi'$). Dans la phase d'initialisation des contraintes il faut placer le sol initial à la place des éléments structuraux (désactiver les éléments structuraux ainsi que l'élément du sol créé par défaut) comme indique la figure ci-dessous. La génération des contraintes initiales nous donne une contrainte principale effective extrême de $-238,52 \text{ KN/m}^2$.

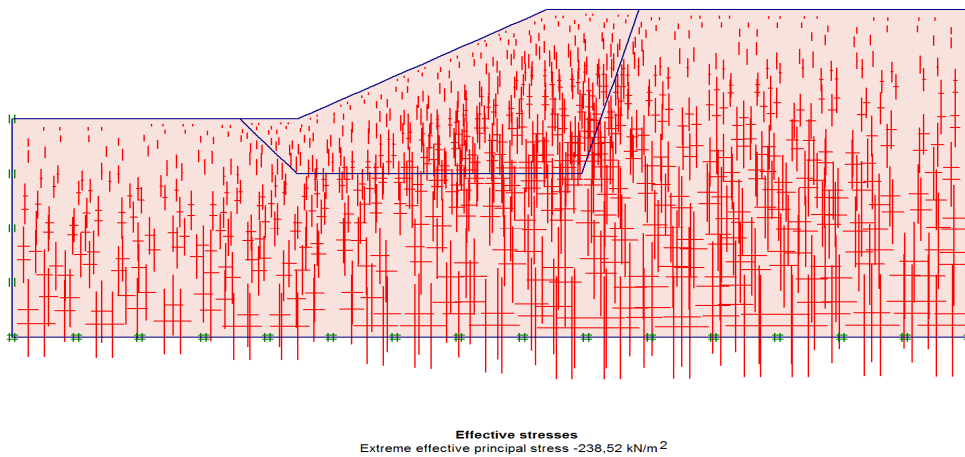


Figure 4.3 : Champ de contraintes initiales.

4.2.5. Phasage de calcul

PLAXIS 2D est capable à d'analyser le problème à travers plusieurs étapes. Dans la phase initiale, la pente est analysée sous son poids propre, et les contraintes initiales sont calculées. Dans cette phase, " chargement gravitaire " un calcul plastique, ce qui est l'option recommandée pour les couches des sols non horizontaux cas des pentes.

Dans la deuxième phase, la semelle est ajoutée, et une verticale pression est appliquée progressivement jusqu'à la rupture du sol. Dans cette étude, la capacité portante est définie comme la pression maximale appliquée à la semelle avant la rupture (c'est-à-dire, effondrement du sol). La rupture est définie soit comme un aplatissement de la contrainte courbe de déplacement ou un arrêt prématuré des incréments de charge dû à sol effondrement, lequel est détecté par PLAXIS 2D.

4.2.6. Validation du modèle

Pour garantir la validité et l'exactitude des résultats de la modélisation, le modèle de référence est modélisé et analysé à l'aide de PLAXIS 2D, les résultats sont comparés à ceux obtenus dans la littérature. La validation implique que La capacité portante d'une semelle obtenue à l'aide de PLAXIS 2D, est comparée à la capacité portante calculée dans le =référence[30].

Les résultats numériques sont présentés dans le tableau 4.3.

Chapitre 4 : Présentation du projet et résultats

Comparaison	Méthode Numérique[35]	Présente étude
La charge ultime (kPa)	434	300

Les résultats montre qu'il y a un accord avec la méthode Numérique de la référence [30]) par conséquent il y a une différence avec notre résultat, et ceci est due aux paramètres de modélisation tel que l'angle de dilatance qui négligeable pour notre cas.

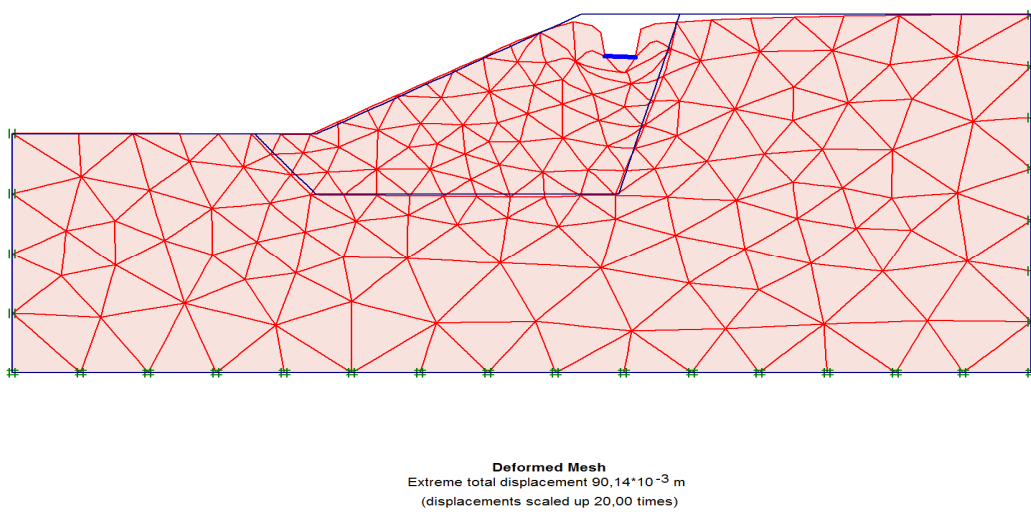


Figure 4.4. Représentation du maillage déformé sous le chargement.

Déplacement total= $90,14 \times 10^{-3}$ m :

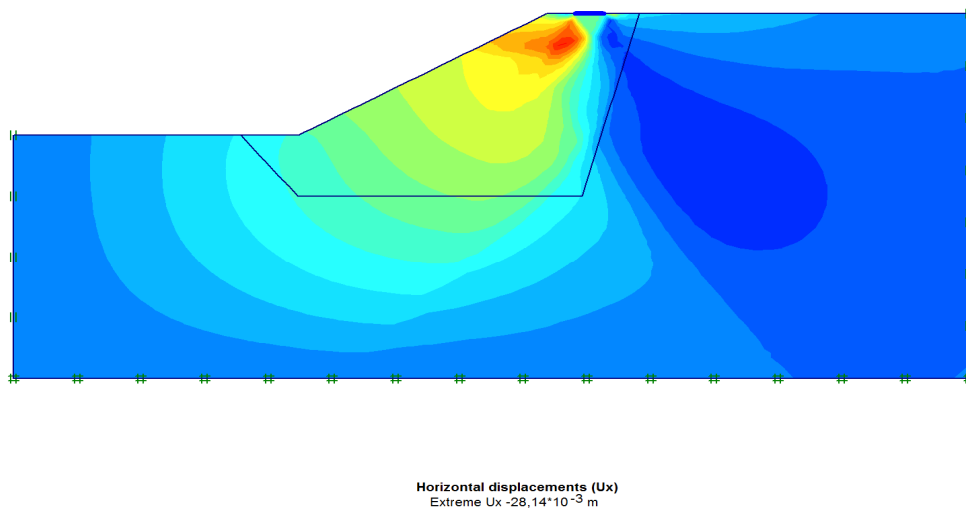


Figure 4.5 représentation du déplacement total sous forme de graphe en nuance de couleur dégradée.

Déplacement horizontale = $-28,14 \times 10^{-3}$ m.

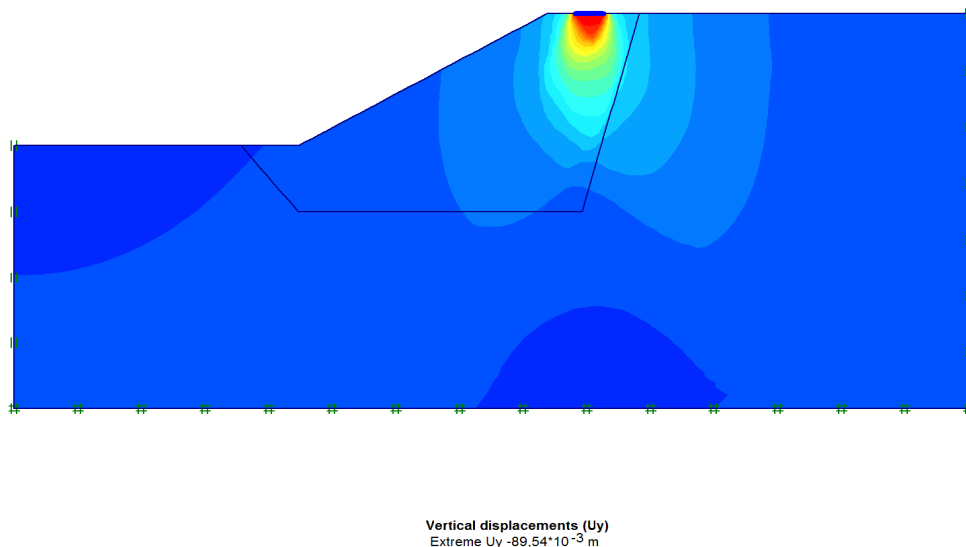


Figure 4,6 Représentation du déplacement total sous forme de flèches.

Déplacement vertical = $59,54 \times 10^{-3}$ m.

4.3. Etude paramétrique :

Après l'établissement du modèle de référence et les résultats obtenus, on peut utiliser notre modèle pour faire une deuxième étude qui est l'étude paramétrique. Il sera question de montrer l'effet de quelques paramètres sur les déplacements totaux. On utilise le même modèle de référence, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer et toujours dans des fourchettes raisonnables. On a deux types de paramètres :

- ❖ Les paramètres géotechniques
- ❖ Les paramètres géométriques

4.3.1 Les paramètres géotechniques :

Dans cette étude paramétrique, on va jouer sur les valeurs des paramètres (l'angle de frottement et la cohésion) pour la couche de sol. On utilise les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer (les paramètres ont été modifiés un par un).

4.3.1.1 Influence de l'angle de frottement (φ):

Dans ce cas on va jouer sur l'effet de variation de l'angle de frottement interne de couche de sol sur la capacité portante. Les calculs sont effectués ($\varphi=20^\circ$; $\varphi=25^\circ$; $\varphi=30^\circ$).

La comparaison des résultats obtenus est présentée sur la figure (5.5).

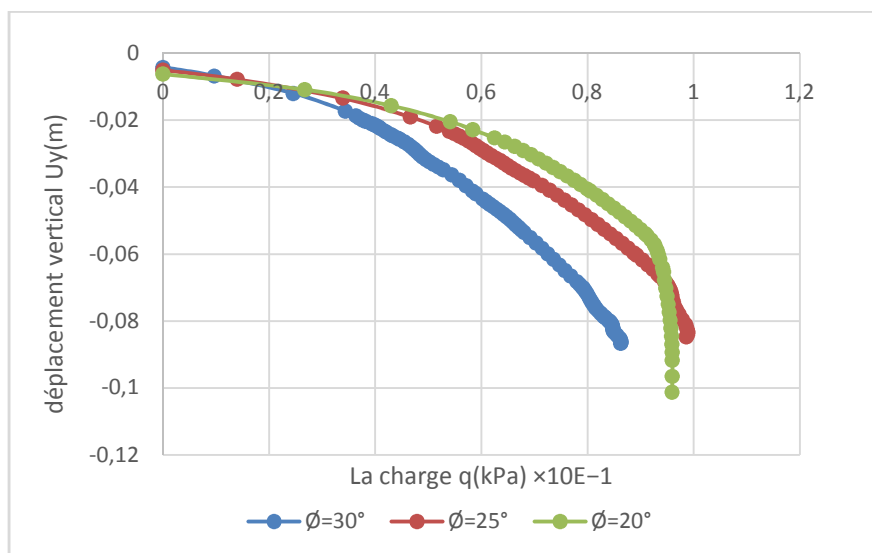


Figure (4.7). Influence de l'angle de frottement sur la capacité portante.

Selon les graphes présentés en remarquant qu'une Augmentation de l'angle de frottement conduit à une diminution très marquée des capacités portantes. Le changement de l'angle de frottement de sol à une influence sur le comportement de ce dernier.

Tableau 4.4 : Valeurs de capacité portante de la semelle en fonction de φ

φ ($^\circ$)	20	25	30
q_u (KN/m ²)	300	200	150

4.3.1.2 Influence de la cohésion (c) :

Dans le modèle de référence on a pris la cohésion $c=9$ kPa un pour la couche rigide. Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise : $c=4$ kPa ; $c=9$ kPa ; $c=12$ kPa. Pour tous les coefficients simultanément. La comparaison des résultats des calculs est présentée par les courbes sur la figure (4.8).

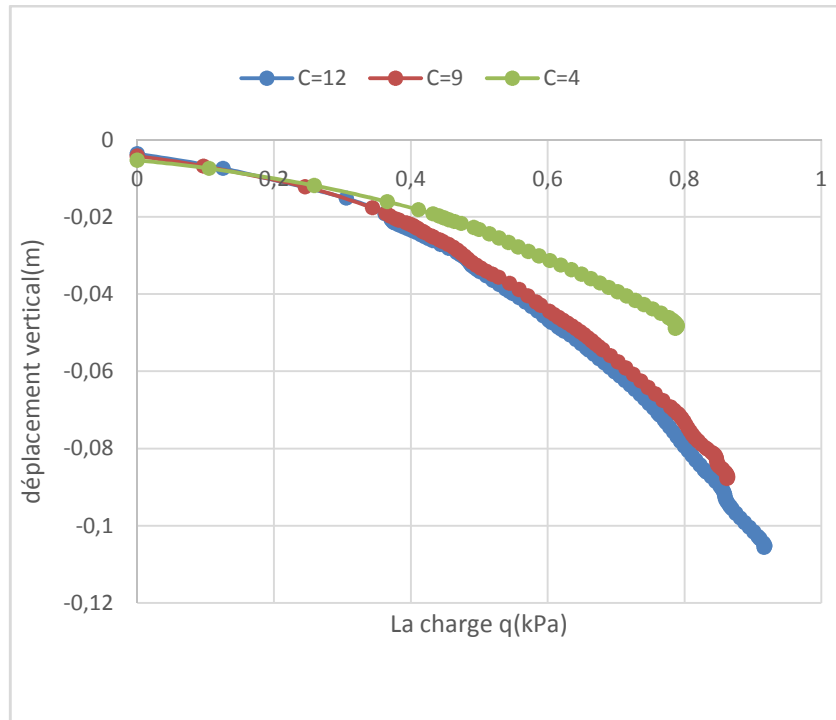


Figure 4.8. Influence de la cohésion sur la capacité portante ultime.

Lorsque nous diminuons la valeur de cohésion ($c=4$), nous remarquons que la capacité portante ultime diminue, lorsque nous avons augmenté la valeur de cohésion ($c=12$), nous avons remarqué que la capacité portante ultime augmentait.

4.3.2 Les paramètres géotechniques :

4.3.2.1. Effet de la hauteur de la pente sur la largeur de la semelle :

Le paramètre géométrique (H/B) a un impact sur la capacité portante du sol. Le modèle de référence est analysé à différents rapports (H/B) en pieds comme suit ($H/B=1$; $H/B=3$; $H/B=5$; $H/B=7$). La comparaison des résultats des calculs est présentée par les courbes sur la figure (4.9).

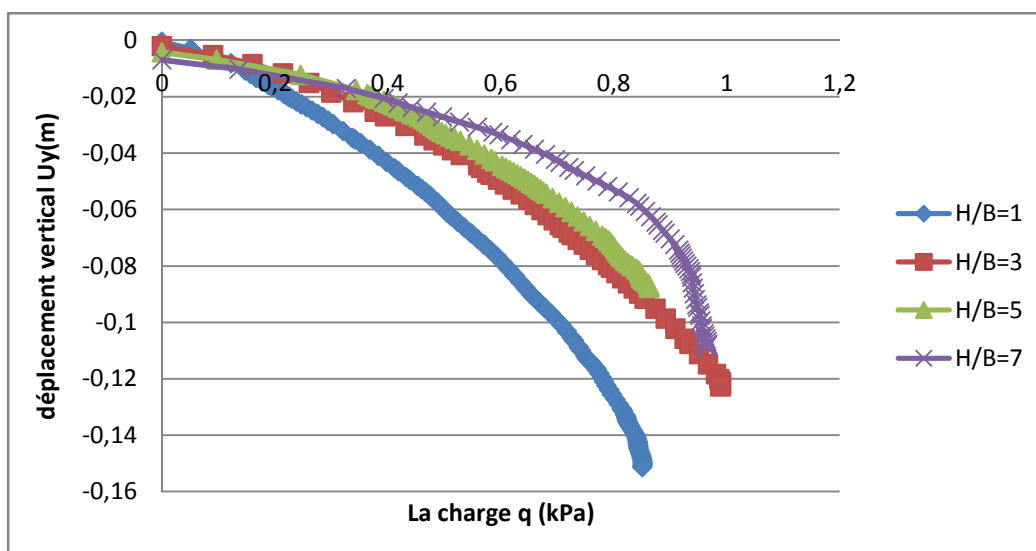


Figure (4.9) Relation contraintes verticales-déplacement vertical pour différentes hauteurs (H).

La variation de la capacité portante en fonction du rapport de largeur du pied. La capacité portante a initialement diminué avec les 5 cas dans lesquels le rapport (H/B) de largeur du pied a été modifié jusqu'à ce qu'elle atteigne le point où il n'y a plus de diminution de la capacité portante. La capacité portante ultime diminue à mesure que nous augmentons la valeur(H/B).

4.3.2.2 Effet de l'angle de la pente (β):

Le paramètre géométrique (β) a un impact sur la capacité portante du sol. La pente de référence est analysée sous trois angles de pente différents ($\beta = 30^\circ$; $\beta = 40^\circ$; $\beta = 50^\circ$).

La comparaison des résultats des calculs est présentée par les courbes sur la figure (4.10).

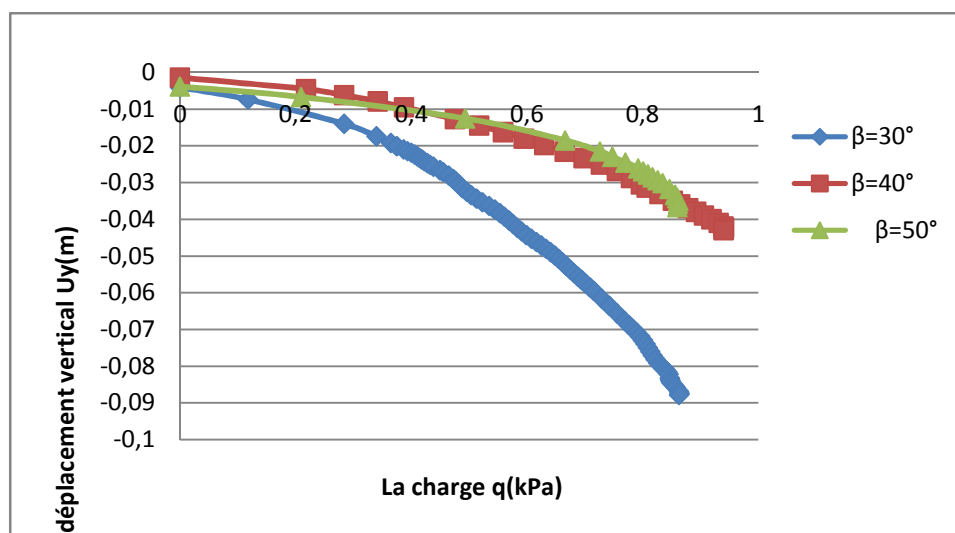


Figure (4.10) Relation contraintes verticales-déplacement vertical pour différentes valeurs(β).

Tableau 4.5. Valeurs de capacité portante de la semelle en fonction de β

β (°)	30	40	50
q_u (kPa)	300	200	150

La variation de la capacité portante en fonction d'angle de pente β . La capacité portante diminue au début dans les trois cas dans lesquels la valeur de β a été modifiée jusqu'à ce qu'elle atteigne la limite où il n'y a plus de diminution de la capacité portante, par exemple la valeur de $\beta = 50^\circ$ où il n'y a plus de diminution de la capacité portante.

Résultat : La capacité portante ultime diminue à mesure que nous augmentons la valeur de l'angle de pente.

4.3. 2.3 Effet du rapport de retrait de la semelle (b/B) :

Dans ce cas on va jouer sur l'effet de variation de rapport de la semelle (b/B) sur la capacité portante. La comparaison des résultats des calculs est présentée par les courbes figure (4.11) :

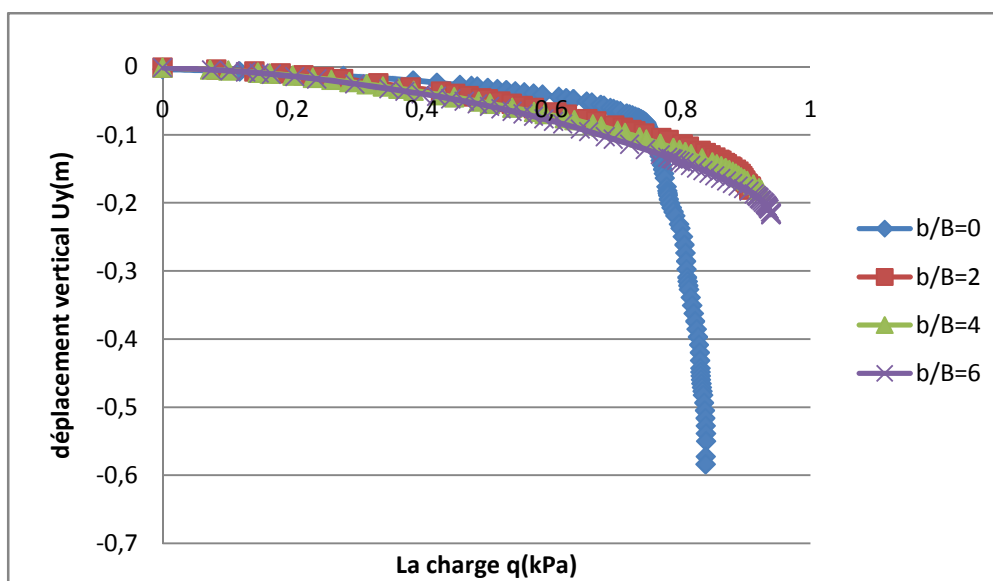


Figure (4.11) Relation contraintes verticales-déplacement vertical pour différents rapport (b/B).

La figure montre que la capacité portante ultime augmente considérablement à mesure que le rapport de (b/B) augmente.

Tableau 4.6. Valeurs de capacité portante de la semelle en rapport b/B.

b/B	0	2	4	6
qu=KN/m²	300	500	550	600

4.4 Résultat et discussions

L'effet de l'angle de frottement sur le système semelle-pente est étudié en analysant la pente de référence à quatre angles de frottement différents (ϕ). Les résultats montrent que la capacité de la semelle en haut de la pente augmente avec en augmentant sol angle de frottement.

La capacité portantes d'une selle en haut de la pente diminue avec l'augmentation de l'angle de la pente β augmente. Ceci est vrai pour toutes les hauteurs de pente utilisées dans cette étude ; cependant, l'effet de l'angle de pente devient plus important quand il combine avec une hauteur grande.

La capacité portante ultime de la semelle filante diminue avec l'augmentation rapport hauteur de pente/largeur de semelle (H/B). À une valeur seuil de H/B aucune diminution supplémentaire de la capacité portante ne se produit avec l'augmentation du H/B. Ce seuil valeur dépend sur le pente angle β .

Le rapport de recul b/B. Ce dernier combine les effets des deux pieds, la largeur (B) de la semelle et la distance de retrait (b) de la charge et donc produit plus grand capacité à pour la même largeur (B).

4.5 Conclusion :

Dans ce contexte on a jugé utile faire plusieurs modélisations à travers le code de calcul PLAXIS 2D. La modélisation numérique permet aux chercheurs d'utiliser la puissance de calcul numérique pour résoudre des problèmes dans de nombreux domaines et dans des conditions variables sur des périodes de temps relativement courtes.

Le calibrage numérique du modèle est alors utilisé à réaliser une étude paramétrique sur la capacité portante et les mécanismes de rupture. Les paramètres ont considéré l'inclusion de plusieurs propriétés géométriques et matérielles du sol, des semelles et des pentes. Les résultats révèlent l'importance d'obtenir un mécanisme de rupture précis pour prédire et expliquer l'effet de chaque paramètre sur la capacité portante de la semelle.

Conclusion générale

Conclusion générale

La modélisation numérique permet aux chercheurs d'utiliser la puissance de calcul numérique pour résoudre des problèmes dans de nombreux domaines et dans des conditions variables sur des périodes de temps relativement courtes.

Ce travail traite un problème très important dans le domaine de Génie civil et précisément le domaine de la géotechnique et qui est la modélisation numérique du comportement d'une fondation superficielle soumise aux chargements verticale située à proximité d'une pente, et qui vise à apporter une contribution à l'évaluation de la capacité portante

Dans ce contexte on a jugé utile faire plusieurs modélisations à travers le code de calcul PLAXIS 2D, pour bien mener à terme les objectifs de ce mémoire.

Nous avons vu grâce à la synthèse bibliographique qui fait l'objet des trois premiers chapitres du mémoire, qu'il existe plusieurs méthodes qui permettent de prévoir de façon satisfaisant la capacité portante des fondations établies sur un sol horizontal et soumise à un chargement vertical. Au contraire, le comportement des fondations réalisées à proximité d'une pente est moins bien étudié et de grandes incertitudes subsistent dans les méthodes de dimensionnement concernant les réductions de portance à appliquer dans ce cas de calcul.

Ce problème a fait l'objet de modélisation numérique.

Les travaux de ce mémoire comportent les différents composants du problème à étudier.

L'étude numérique menée dans ce mémoire a montré que :

- La modélisation numérique permet aux chercheurs d'utiliser la puissance de calcul numérique pour résoudre des problèmes dans de nombreux domaines et dans des conditions variables sur des périodes de temps relativement courtes.
- La capacité portante ultime d'une semelle soumise à une charge verticale posée sur une pente d'une semelle soumise à une charge
- En effet, l'influence de la pente sur le comportement de la semelle est réduite lorsque l'excentricité de la charge est placée loin de la face de la pente et avec l'augmentation

Références bibliographiques

Références bibliographiques :

[1] Fascicule 62 Titre V (1993), Regles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de genie civil, CCTG, Ministere de l'Equipement, du Logement et des Transports, Texte officiel N° 93-3, 182 pages.

[2] Menard L. (1976) Regles relatives a l'execution des essais pressiometriques, Sols Soils 27: 7-20.

[3] Bencheikh M. : Analyse probabiliste de la stabilité des fondations superficielles. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Guelma, Algérie; 2005.

[4] Menard L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultats des essais pressiometriques, Sols-Soils, 5, pp. 9-32.

[5] Caquot, A., (1934). Équilibre des massifs á frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes, Gauthier-Villars, Paris.

[6] Caquot, A. I. & Kérisel, J. L. (1948) *Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations*. Gauthier-Villars.

[9] D.T.U 13-12 : Document Technique Unifié, Règles pour le calcul des fondations superficielles, Cahiers du Centre Scientifique et Technique de Bâtiment (CSTB) 1988.

[10] Eurocode 7 " Geotechnical design-General rules", 6th version, (2004).

[11] Mazouz Badis, Analyse numérique du comportement des fondations superficielles situées sur une bicouche granuleuse en pente, thèse de doctorat. Université Batna 2 – Mostefa Ben Boulaïd.

[12] Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Cahiers des clauses technique générales applicables aux marché publics de travaux Fascicule n° 62-Titre V, : ministère de l'Equipement, du logement et des transports 1993.

[30] Magdi El-Emam *, Youcef El Berizi, Ahmed B. Mabrouk, Sami W. Tabsh

[7] Terzaghi K. Theoretical soil mechanics. John Wiley & Sons Inc; 1943.

[8] Meyerhof GG. The ultimate bearing capacity of foundations. Geotechnique 1951;2: 301–32.