

REMERCIEMENTS

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements et profonde gratitude à notre encadreur **Dr. BENCHEIKH**, qui à travers la proposition de ce thème de fin d'études, a su nous accompagner tout au long du déroulement des travaux en nous prêtant une écoute attentive et un soutien sans faille malgré ses charges pédagogiques et professionnelles.

Nos vifs remerciements vont également à tous les enseignants, pour l'aide, l'encouragement et les moyens didactiques qu'ils ont mis à notre disposition pour mener à terme notre travail.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

À tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

***D*EDICACE**

Je dédie ce travail à : Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé

et soutenu dans mes études jusqu'à la fin de ma formation.

À la mémoire de ma grande mère, mes frères et sœurs.

À toute ma famille.

À toute la Promotion 2021.

Que Dieu nous assure le Paradis.

Et à tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

*R*ésumé:

Certaines fondations sont placées sur ou près des pentes ou des excavations, telles que les routes dans les régions montagneuses, les semelles de tours pour les lignes de transport d'électricité et les culées de ponts. La capacité portante d'une fondation superficielle au voisinage d'un terrain en pente est un problème traditionnel est très fréquent dans le domaine de la géotechnique. Par ailleurs, peu de travaux ont traité le cas des fondations superficielles ayant différentes géométries au voisinage d'un talus.

Le présent travail est consacré à la Modélisation numérique du comportement d'une fondation superficielle située à proximité d'une pente soumise à une charge centrée et/ou excentrée, l'analyse numérique est basée sur l'approche des éléments finis, utilisant ainsi le code de calcul Plaxis.

Mots clés:

Capacité Portante, Modélisation numérique, Pente, Plaxis, Semelles filantes.

*A*_{bstract}:

Some foundations are placed on or near slopes or excavations, such as roads in mountainous areas, tower footings for power lines, and bridge abutments. The bearing capacity of a shallow foundation in the vicinity of sloping ground is a traditional problem very common in geotechnical engineering. Furthermore, few works have dealt with the case of shallow foundations with different geometries in the vicinity of a slope.

This work is devoted to the Numerical Modeling of the behavior of a shallow foundation located near a slope subjected to a centered and / or eccentric load, the numerical analysis is based on the finite element approach, thus using the Plaxis calculation code.

Key words:

Bearing Capacity, Numerical Modeling, Slope, Plaxis, Strip foundation .

ملخص

عدة أساسات أقيمت على أو بالقرب من ميولات أو حفر، مثل الطرق في المناطق الجبلية، أساسات العمارات و أسلاك نقل الكهرباء و روافد الجسور.

قوة تحمل الأساسات السطحية القريبة من الأرضي ذات ميل تشكل مشكل تقليدي و كثير الوجود في مجال الجيوتقني. بالمقابل هناك عدد قليل من الأعمال التي عالجت حالات الأساسات السطحية التي لديها أشكال مختلفة قريبة من أراضي مائلة (سطح منحدر) .

العمل الحاضر موجه إلى النمذجة الرقمية لسلوك أساسات سطحية قريبة من منحدر و معرضة لحمولة مركزة أو غير مركزة ، التحليل الرقمي معتمد على التقريب بالعناصر المنتهية، واستخدام البرنامج PLAXIS

كلمات- مفتاح

قدرة تحمل ، النمذجة الرقمية ، المنحدر ، بلاكسيس ، الأساس الشريطي

Table Des Matières

	Page
Remerciement	
Dédicaces	
Résumé	i
Abstract	ii
ملخص	iii
Table des matières	iv
Introduction générale	
Chapitre 1 : Etude de la capacité portante des fondations superficielles	
1.1 Introduction	1
1.2. Définition des fondations superficielles.	1
1.2.1. Fondations ponctuelles.	2
1.2.2. Fondations linéaires.	2
1.2.3. Fondations surfaciques (Les radiers ou dallages).	2
1.3. Comportement des fondations superficielles.	3
1.4. Mécanismes de rupture des fondations superficielles.	3
1.4.1. Semelle filante soumise à une charge verticale centrée.	3
1.4.2. Semelle filante soumise à une charge verticale excentrée	5
1.4.3. Semelle filante soumise une charge centrée inclinée.	5
1.5. Capacité portante des fondations superficielles.	6
1.6. Méthode de laboratoire « Méthode C - ϕ »	6
1.6.1. Etude de l'équilibre générale	7
1.6.2. Etude des facteurs de portance .	9
1.6.2.1. facteur N_γ	9
1.6.2.2. Facteur N_q	12
1.6.2.3. Facteur N_c	15
1.6.3. Effet de l'eau sur la capacité portante d'une fondation superficielle.	16
1.6.4. Influence de l'inclinaison de la charge	18
1.6.4.1. D'après Meyerhof	18
1.6.4.2. D'après l'Eurocode 7	18
1.6.5. Influence de l'excentrement de la charge	19
1.6.5.1. L'excentrement selon une seule dimension – longitudinale -	19
1.6.5.2. La charge doublement excentrée.	20
1.6.6. Influence de la forme de la fondation	20

Chapitre 2 : Capacité portante d'une fondation superficielle à proximité d'une pente.

2.1. Introduction	22
2.2. Calcul de la capacité portante des fondations à proximité d'une pente.	22
2.2.1. Etudes expérimentales.	22
2.2.2. Méthodes théoriques.	25
2.3. Conclusion	40

Chapitre 3 : Présentation de l'outil numérique PLAXIS.

3.1. Introduction.	41
3.2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis.	41
3.2.1. Concepts de base de la méthode aux éléments finis.	41
3.2.2. L'analyse des déplacements par MEF.	41
3.2.3. L'interpolation des déplacements.	43
3.2.4. Déformations.	43
3.3. Présentation de PLAXIS.	43
3.3.1. Le logiciel Plaxis.	44
3.3.2. système d'option du code plaxis	45
3.3.3. Types de modèle en Plaxis.	46
3.3.4. Types d'éléments utilisés par Plaxis.	47
3.3.5 Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis.	48
3.3.6. Modèle de comportement élasto-plastique.	48
3.3.6.1. Elasto-plasticité.	48
3.3.6.2. Comportement élastoplastique.	48
3.3.6.3. Modèle de Mohr-Coulomb.	49
3.3.6.4. Autres modèles disponibles dans le Plaxis.	51
3.4. Conclusion.	52

Chapitre 4 : Analyse numérique de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol en pente (Etude paramétrique).

4.1. Introduction.	54
4.2. Etude paramétrique.	54
4.3. Caractéristiques des matériaux.	55
4.3.1 Caractéristiques du massif de sol.	55
4.3.2. Caractéristiques de fondation.	56
4.4. Génération du maillage	56
4.4.1. Procédure de la simulation numérique.	57
4.4.2. Calcul.	58
4.3. Résultats.	59

Table des matières

4.3.1. Test de validation (Fondation sur surface horizontale $\beta=0$).	59
4.3.2. Influence de la non-associativité du sol sur la capacité portante.	61
4.3.3. Fondation au bord d'une pente.	63
4.3.4. Influence de l'angle d'inclinaison de la pente β .	64
4.3.5. Influence de la distance d entre la fondation et la crête du talus.	65
4.3.6. Fondation sur surface horizontale $\beta=0$ et charge verticale.	66
4.3.7. Fondation sur surface horizontale $\beta=45^\circ$ et charge verticale.	66
4.3.8. Coefficient réducteur de portance.	68
4.4. Conclusion.	70
Conclusion générale	72
Listes des figures	74
Listes des tableaux	77
Table des Notations Principales	78
Références Bibliographiques	80

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'étude de l'influence de l'interaction sol-fondation est une étape indispensable dans la conception des ouvrages, ce phénomène a été longtemps reconnu comme un facteur important et a fait l'objet de très nombreuses recherches. Le comportement du sol en interaction avec la structure est caractérisé par deux segments ; le sol est subit par une déformation jusqu'à une certaine limite, appelée la limite élastique, puis est suivie par la plastification progressive de certaines zones du sol jusqu'à atteindre une phase de déformation plastique. L'interaction sol-fondation superficielle située à proximité d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique, notamment pour les culées de ponts.

Ce problème a fait l'objet d'études théoriques et d'essais en vraie grandeur ou sur des modèles réduits centrifugés ou à gravité normale. 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.

On examine dans cette thèse L'interaction sol-fondation superficielle située à proximité d'une pente en considérant un sol purement frottant.

Plan du mémoire

Ce mémoire de thèse 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, leur fonctionnement et la présentation des différentes méthodes de leurs calculs ainsi que les différents mécanismes de rupture et les approches d'estimation de la portance des sols en pente. Des cas particuliers des fondations ont été décrits dans ce chapitre.
-

Introduction générale

- Le deuxième chapitre synthétise les travaux de recherche effectués pour étudier l'influence de la proximité d'une pente sur la capacité portante des fondations superficielles.
- 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 filante sous charge verticale centrée et excentrée reposant sur la surface d'un sol frottant au bord d'une pente en utilisant le code Plaxis V8. L'étude est porter sur la variation des paramètres incluant l'angle d'inclinaison de la pente β , l'angle de frottement interne φ et la distance entre la fondation et la crête de talus d , afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante. Les résultats numériques sont exposés sous forme de tableaux et de courbes.

*F*inalement, une conclusion générale du travail est présentée.

Chapitre 1 :

Etude de la capacité portante des fondations superficielles

Etude 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**.

Lorsque le sol de la surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, **les fondations profondes** sont mises en place. Ce type de fondation (puits, pieux forés ou battus, micro-pieux, barrettes ou parois moulées porteuses....Etc) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elle supporte, sur des couches de sol situées à une profondeur varient de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

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)

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

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

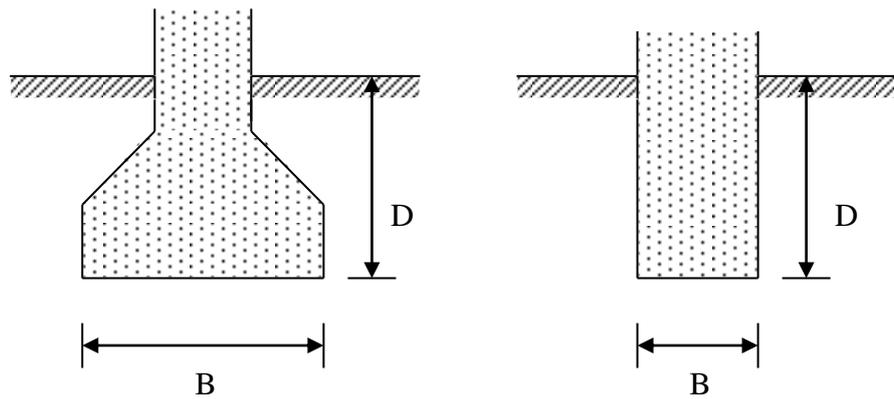


Figure 1.1. Fondation superficielle $D/B < 4$.

On distingue en général, trois types fondations superficielles :

1.2.1. Fondations ponctuelles.

Placées sous un poteau, dont les dimensions en plan B et L sont toutes les deux au plus égale à quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B / L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B).

1.2.2. Fondations linéaires.

Placée sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochés, généralement de largeur modeste B (au plus quelques mètres) et de grande longueur L , tel que ($L/B > 10$).

1.2.3. Fondations surfaciques (Les radiers ou dallages): de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

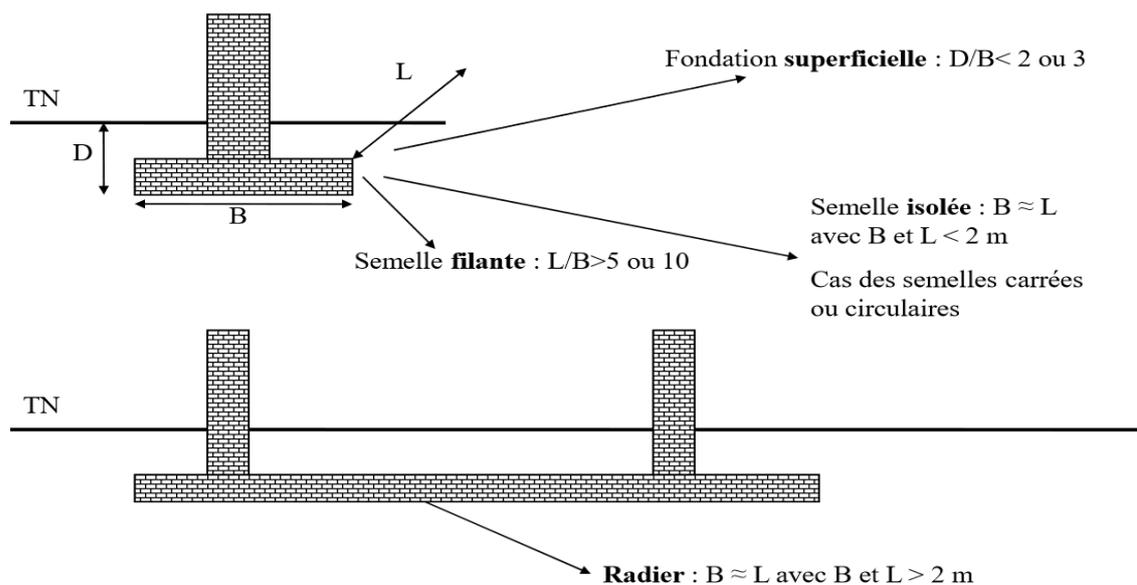


Figure 1.2. Types des fondation superficielle.

1. 3. 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 :

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

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

q_{sol} : Contrainte du sol.

1. 4. 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.

1.4.1. 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 1.3 qui s'applique à une semelle continue (ou « **filante** ») reposant sur un massif homogène de sable [5].

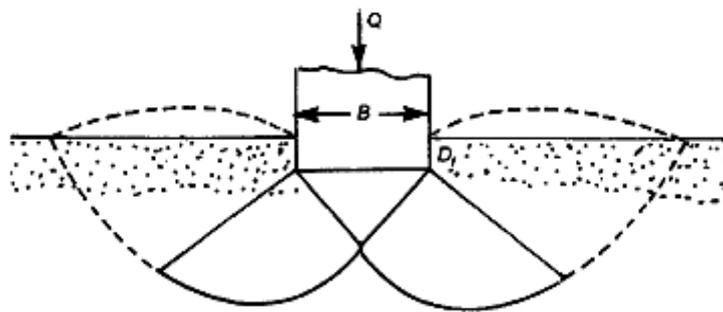


Figure 1.3. Rupture généralisée par cisaillement.

- 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** » .

- 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 q_d 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 1.4.

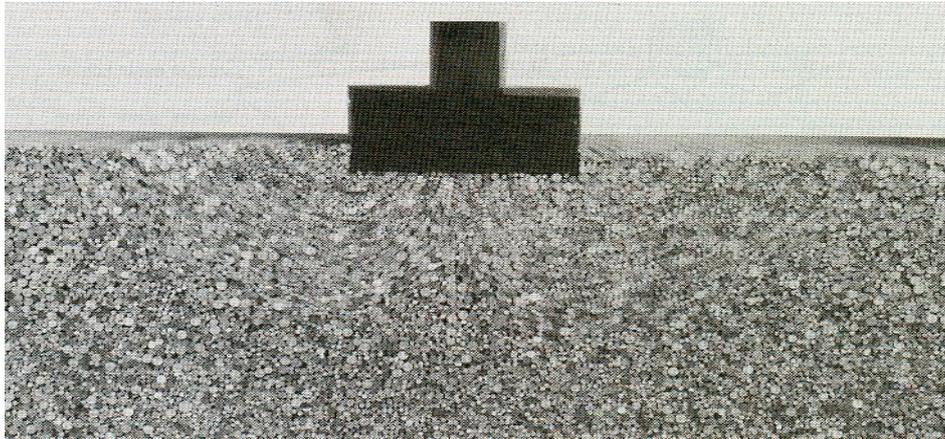


Figure. 1.4. Mode de rupture des fondations superficielles selon Prandtl.

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 1.5).

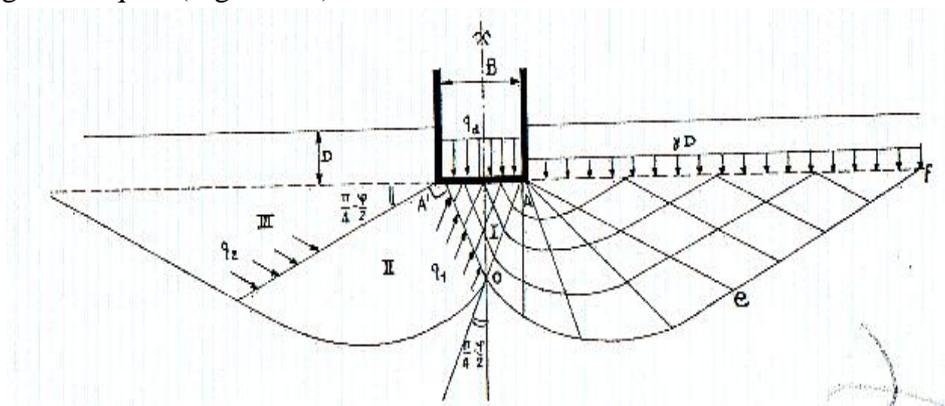


Figure 1.5. Schéma théorique selon Prandtl [5].

La Figure 1.5 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 dit (Oe est un arc de spirale logarithmique) et les **zones III** sont en équilibre de butée de Rankine[5].

1.4.2. 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].

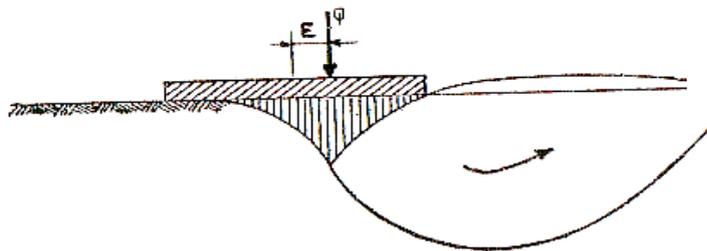


Figure.1.6. Formation d'un coin élastique sous une charge excentrée [5].

1.4.3. 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 Figure 1.7 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 Figure 1.7), 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].

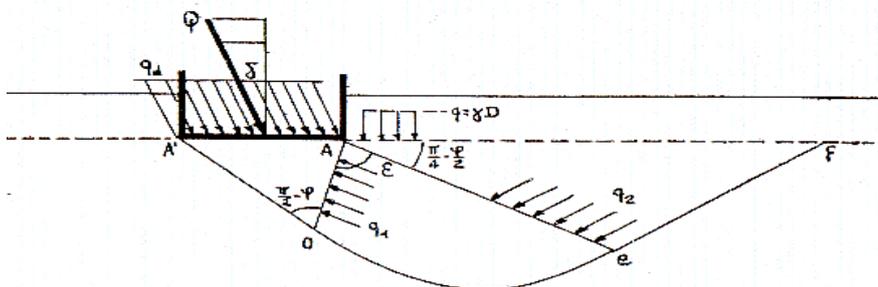


Figure 1. 7. Schéma de rupture pour une charge inclinée en milieu non pesant [5].

❖ 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 mécanique non drainées ϕ_u (qui fréquemment nulle) et C_u .

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 c') 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.

1.5. 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** 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**).

La méthode à partir de **SPT** comme celles à partir du pressiomètre Ménard ou du CPT sont des méthodes directes (c'est-à-dire celles qui relient directement, par corrélation, la portance de la fondation aux résultats de l'essai en place). Il existe également des méthodes indirectes qui proposent d'abord de déterminer les paramètres de résistance du sol à partir des résultats de l'essai, puis, ensuite, d'appliquer la méthode "**C- ϕ** ". C'est le cas, par exemple, des méthodes basées sur les résultats d'essai au dilatomètre plat Marchetti DMT.

1.6. 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 [Terzaghi(1943)].

L'analyse est faite en considérant la superposition de trois cas élémentaires suivantes « méthode de superposition de Terzaghi (1943) »:

1. Sol pesant sans surcharge et avec une cohésion nulle d'où une certaine résistance Q_γ (Fig.1.8.a). Avec γ_2 , poids spécifique des terres sous le niveau de la semelle.
2. Sol non pesant avec surcharge et une cohésion nulle d'où une résistance Q_p (Fig.1.8.b), avec γ_1 , poids spécifique des terres au-dessus du niveau de la semelle.
3. Sol non pesant purement cohérent d'où une charge de rupture Q_c (Fig.1.8.c).

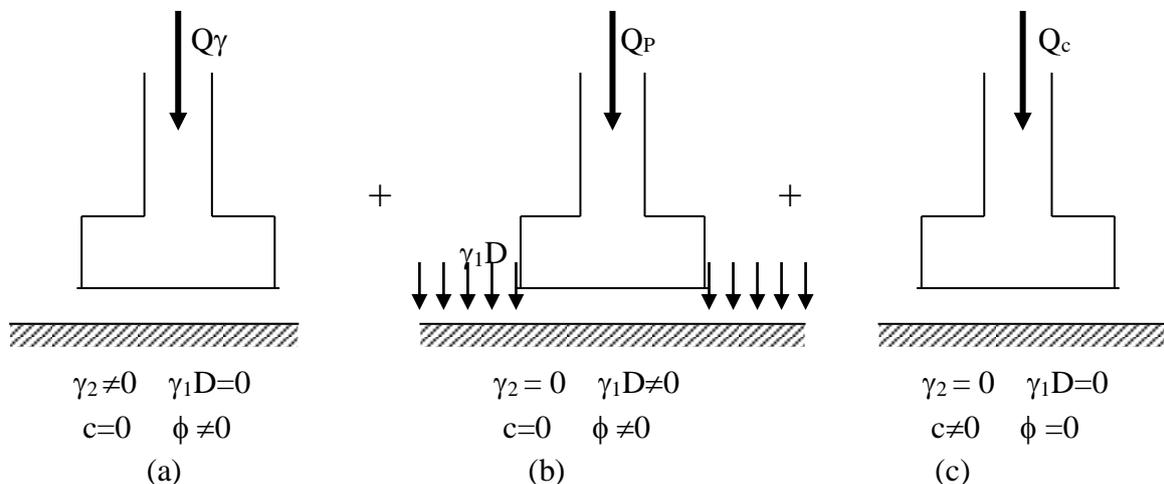


Figure 1.8. Capacité portante : Méthode de superposition de Terzaghi.

1.6.1. Etude de l'équilibre générale : Définition des facteurs de portance

On suppose que la semelle filante repose sur un massif homogène horizontal. On supposera de plus que la charge qui agit sur la fondation est verticale, et s'exerce dans l'axe de la semelle [5].

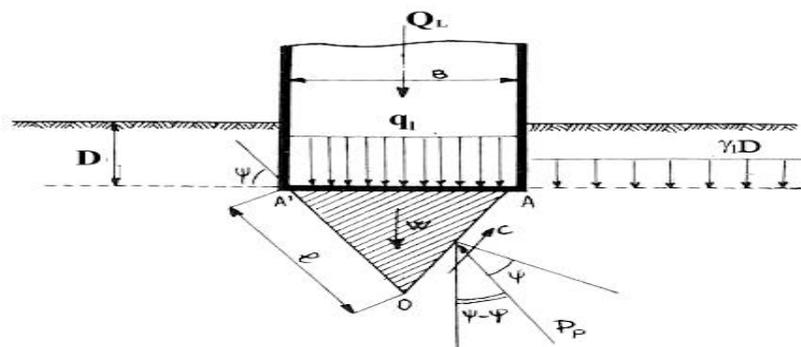


Fig.1.9. Equilibre des terres sous la fondation.

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 la quelle l'équilibre plastique apparaît dans le sol de fondation. (Fig. 1.9).

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.

On suppose que :

Pour simplifier l'étude les chercheurs perdent plusieurs hypothèses:

- Le sol situé au-dessus de l'horizontale AA' de la base de la fondation, agit comme une 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 $\left(\frac{\pi}{2} - \psi\right)$ 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 :

$$\begin{aligned} Q_L + W &= 2P_p \cos(\psi - \phi) + 2C \sin \psi \\ \Leftrightarrow Q_L &= 2P_p \cos(\psi - \phi) + 2C \cdot \sin \psi - W \end{aligned} \quad (1.3)$$

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

$$q_L = \frac{Q}{B} \quad (1.4)$$

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.

$$\text{Soit : } q_L = \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N_q + c N_c \quad (1.5)$$

Avec :

$$\begin{aligned} N_\gamma &= \frac{K_{p\gamma} \cdot \cos(\psi - \phi)}{2 \cdot \cos^2 \psi} - \frac{tg \psi}{2} \\ N_q &= \frac{K_{pq} \cdot \cos(\psi - \phi)}{\cos \psi} \\ N_c &= \frac{K_{pc} \cdot \cos(\psi - \phi)}{\cos \psi} + tg \psi \end{aligned}$$

L'équation (1.5) appelée l'équation générale de la capacité portante d'une fondation superficielle

Les trois coefficients N_γ , N_q et N_c ne dépendent que de l'angle de frottement interne ϕ . On les appelle : **les facteurs de capacité portante**.

On trouve dans la littérature des tables numériques et abaques donnant ces facteurs en fonction de ϕ voir [6].

Le Tableau 1.1 regroupe les valeurs des facteurs de portance dans les cas extrêmes d'un contact 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].

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	

Tableau.1.1. Facteurs de portance selon la nature de contact sol-fondation [6].

1.6.2. Etude des facteurs de portance .

1.6.2.1) 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].

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 $(\frac{\pi}{2} - \phi)$, 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.1.10).

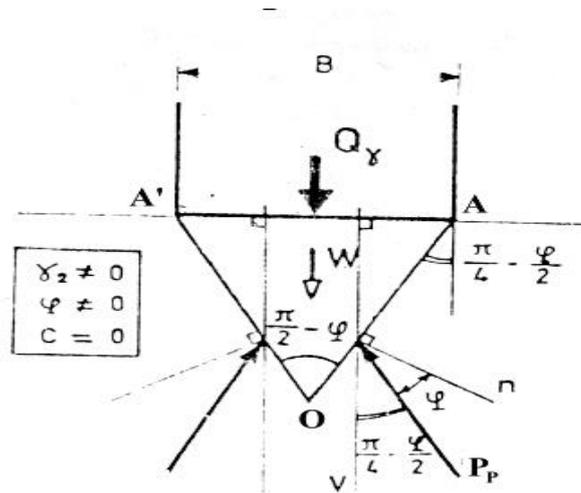


Figure .1.10. Détermination du terme de surface.

La résultante de la butée sur OA s'écrit :

$$P_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_2 \cdot \overline{OA}^2 \cdot K_{py} \quad (1.6)$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0 \\ \delta = -\phi \rightarrow \text{puisque'il s'agit du frottement de terre sur lui-même.} \\ \lambda = -\left(\frac{\pi - \phi}{4}\right) \end{array} \right.$$

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 :

$$Q_\gamma + W = 2P_p \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.7)$$

❖ Identification des paramètres

Le poids W du coin.

$$W = \gamma_2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{B}{2} \cdot L' + \frac{1}{2} \cdot \frac{B}{2} \cdot L'\right) = \gamma_2 \cdot \frac{1}{2} \cdot B \cdot L' \quad (1.8)$$

D'après la Figure 1.12 :

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

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

D'où :

$$L' = \frac{B}{2} \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}{\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{B}{2} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right). \quad (1.9)$$

Remplaçant l'équation (1.8) dans l'équation (1.9) on trouve :

$$W = \gamma_2 \frac{1}{2} B \frac{B}{2} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad \Longrightarrow \quad W = \gamma_2 \frac{B^2}{4} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1.10)$$

La capacité portante de la fondation :

$$Q_\gamma = q_\gamma \cdot B \quad (1.11)$$

En introduisant les équations (1.8), (1.9) et (1.10) dans l'équation (1.11) nous obtenons :

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

$$Q_\gamma = \gamma_2 \cdot \frac{B^2}{4} \left[\frac{Kp \gamma \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] \quad (1.12)$$

$$\text{Ou encore : } q_\gamma = \gamma_2 \cdot \frac{B}{4} \cdot \left[Kp \cdot \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - \operatorname{Tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] \quad (1.13)$$

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

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left[K_{p\gamma} \cdot \frac{\cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \right] \quad (1.14)$$

Caquot et Kérisel [5] ont donnée une table des valeurs de N_γ , basée sur le choix de $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ (Tableau 1.2).

B. Détermination de N_γ selon Meyerhof.

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

$$N_\gamma = (Nq - 1) \operatorname{tg}(1.4\phi) \quad (1.15)$$

C. D'après la méthode ISO

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

$$N_{\gamma} = 2 (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi \quad (1.16)$$

D. D'après Terzaghi

A fin 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 admis que $\psi = \phi$, d'où il propose :

$$N_{\gamma} = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \left[\frac{Kp\gamma}{\cos^2 \phi} - \right] \quad (1.17)$$

Le coefficient de butée K_p 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] :

$$N_{\gamma} = 4.222 \cdot 10^{-5} \cdot \phi^4 - 0.0012 \cdot \phi^3 + 0.00211 \cdot \phi^2 - 0.075 \phi \quad (1.18)$$

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:

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi' \quad (1.19)$$

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].

L'expression littérale de N_{γ} donnée par :

$$N_{\gamma} = 1.85(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi \quad (1.20)$$

F. D'après l'Eurocode 7 .

L'Eurocode 7 [11], donne la formule de N_{γ} sous la forme :

$$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi \quad (1.21)$$

1.6.2.2) Facteur N_q

Le facteur N_q commande le terme $\gamma_1 D N_q$, 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.

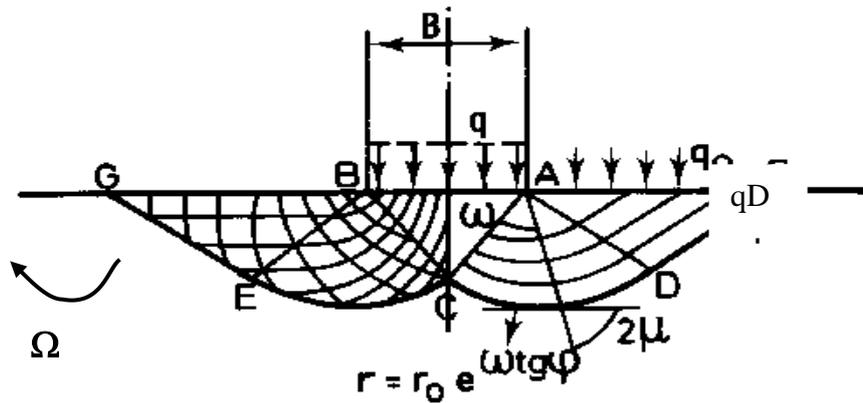


Figure. 1.11. Formule de Prandtl- Caquot [33].

La détermination de facteur N_q , basée encore sur le choix de l'angle ψ . 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 1.13 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].

❖ 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 demi-écrans AO' et O'A 'supposés lisses.
- Le milieu est un massif non pesant surchargé par une charge q d'intensité : $q = \gamma_1 \cdot D$.
- 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 1.11) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \delta = 0 \longrightarrow \text{Pour les semelles lisses.} \\ \Omega = \pi \end{array} \right.$$

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \\ \mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \\ \phi = \frac{\pi}{2} \end{array} \right.$$

On a la force résultante de butée :

$$q_p = q \cdot \frac{\cos \delta + \sin \phi \cos \gamma_1}{\cos \alpha - \sin \phi \cos \gamma_2} e^{2\phi \operatorname{tg} \phi} \quad (1.22)$$

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

$$q_p = \gamma_1 \cdot D \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \quad (1.23)$$

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

$$q_p = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q$$

$$\text{Donc :} \quad N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \quad (1.24)$$

Soit encore :

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \phi} \quad (1.25)$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de **Prandtl-Caquot**, car ces deux auteurs l'ont publiée, indépendamment l'un de l'autre vers 1920 [5]. Le Tableau 1.2 donne les valeurs de cette fonction.

On constate que pour $\phi = 0$, $N_q = 1$ et que N_q croît très rapidement en suite 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 :

$$N_q = \frac{\exp\left[\left(\frac{3\pi}{2} - \phi\right)tg\phi\right]}{2 \cos^2\left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right]} \quad (1.26)$$

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 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'écart apparemment inexplicables [5].

1.6.2.3) 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 :

$$\gamma_1.D + c \cot \phi \quad (1.27)$$

Et la capacité portante fictive est :

$$(q_L) = q_L + c \cot \phi \quad (1.28)$$

Entre ces deux contraintes (1.32) et (1.33) on a la relation :

$$(q_L) = q_L + c \cot \phi = Nq(\gamma_1.D + c \cot \phi) \quad (1.29)$$

$$\text{Soit : } q_L = \gamma_1.D.Nq + c \cot(Nq - 1) \quad (1.30)$$

On a donc bien :

$$N_c = \cot \phi (Nq - 1) \quad (1.31)$$

Le Tableau 1.2 donne les valeurs de N_c correspondant à :

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

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.

ϕ [°]	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

Tableau .1.2. Facteurs de portance pour fondations superficielles d'après caquot-kérisel [6].

1.6.3. 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 :

$$q_L = c_u \cdot N_c(0) + \gamma_1 \cdot D \quad (1.32)$$

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 :

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

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma_2' B N_\gamma(\phi') + c' N_c(\phi') + \gamma_1' D N_q(\phi') \quad (1.33)$$

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) :

$$N_q = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \cdot tg \phi'}, \quad \text{et} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

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 :

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) tg \phi'$$

❖ 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' tel que :

$$tg \phi' = \frac{2}{3} tg \phi \quad c' = \frac{2}{3} c$$

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

$$q'_L = \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N'_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot N'_q + \frac{2}{3} \cdot c \cdot N'_c \quad (1.34)$$

$$\text{Avec :} \quad N'(\phi) = N(\phi') = N \left(\arctg \frac{2}{3} tg \phi \right) \quad (1.35)$$

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.

1.6.4. Influence de l'inclinaison de la charge

1.6.4.1. 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 .

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 1.12).

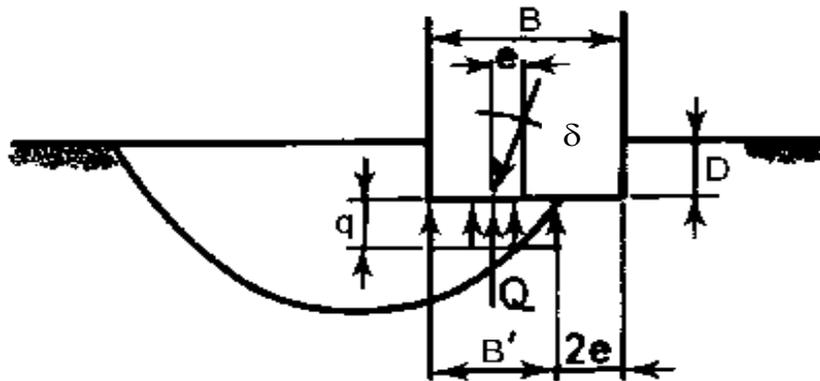


Fig.1.12. Inclinaison et excentrement d'une charge [33].

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 :

$$q_L = \frac{1}{2} \gamma_2 B i_\gamma N_\gamma(\phi) + \gamma_1 D i_q N_q(\phi) + c i_c N_c(\phi) \quad (1.41)$$

N_q, N_c les facteurs 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 :

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

1.6.4.2. 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 :

$$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - H/A' c_u}\right)$$

-En conditions drainées, pour une charge horizontale H parallèle à L et une charge verticale 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 :

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

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

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

1.6.5. Influence de l'excentrement de la charge

1.6.5.1. 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 1.13), 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 1.13-b), 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 : $Q_L = B' q_L = B' \left(\gamma_2 \frac{B'}{2} N_\gamma + \gamma_1 D N_q + c N_c \right)$

On va introduire dans cette formule la largeur réelle B :

$$Q_L = B' q_L = B \times \left(\frac{B'}{B} q_L \right)$$

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

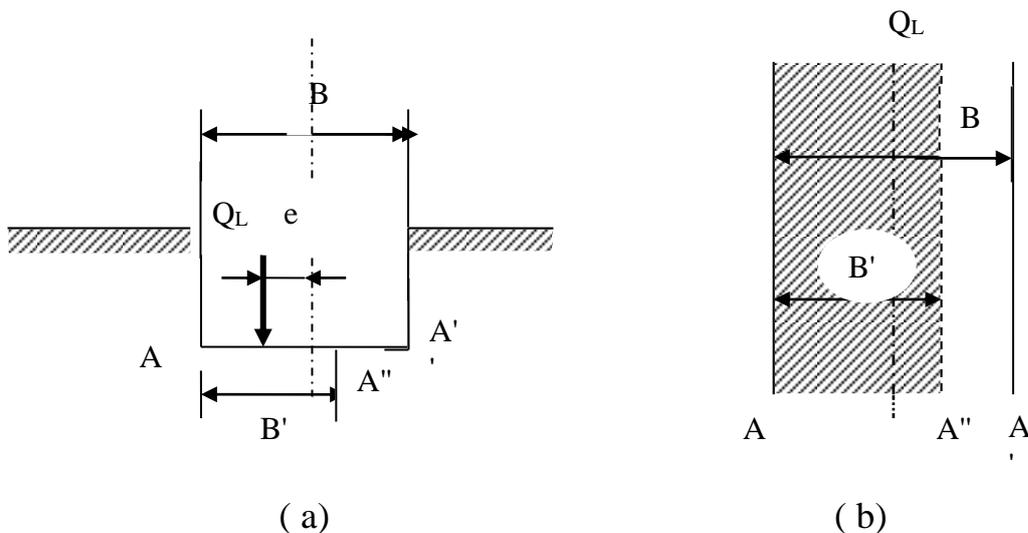


Figure .1.13. Charge excentrée.

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

$$(1-2e) \quad \text{Pour } N_q \text{ et } N_c$$

et

$$(1-2e)^2 \quad \text{Pour } N_\gamma$$

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.

1.6.5.2. 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 :

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

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

On signalera toutefois que certains expérimentateurs ont 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].

1.6.6. 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 dimensions 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.1.3.

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

Tableau 1.3. Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi
(Condition non drainées et drainées) [3].

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 1.4).

Fondations 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	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \phi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \phi) N_q - 1}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \phi$	$1 + \sin \phi$

Tableau 1.4. Coefficients de forme d'après Eurocode 7 [10].

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.

Chapitre 2 :

*Capacité portante d'une fondation
superficielle à proximité d'une
pente*

Capacité portante d'une fondation superficielle à proximité d'une pente.

2.1. Introduction

Les problèmes de la capacité portante décrits aux chapitres 1 supposent que le sol qui supporte la fondation est homogène et s'étend jusqu'à une grande profondeur au-dessous du fond de fondation. Ils supposent également que la surface du sol est horizontale, cependant, cela n'est pas toujours le cas, il est possible de rencontrer une couche rigide à faible profondeur, où le sol peut être stratifié et avoir des couches ayant des paramètres de résistance au cisaillement différentes. Cependant, certaines fondations sont placées sur ou près des pentes ou sur ou près des excavations et sont sollicitées par un chargement inclinée et/ou excentrée.

Pour cela, plusieurs investigations ont été effectuées par des chercheurs pour améliorer les méthodes de calcul de la capacité portante par d'addition des coefficients correcteurs dans l'équation de la capacité portante de Terzaghi (1943). On cite, à titre indicatif, les facteurs S_γ , S_q , S_c , i_γ , i_q et i_c traduisant respectivement, la réduction de la capacité portante due à la forme et à l'enfouissement de la fondation, à l'inclinaison du chargement et à la géométrie de la surface libre, enfin à l'inclinaison relative de la base de la semelle par rapport à l'horizontale. En effet, nous présentons dans ce chapitre les différentes méthodes d'estimation de la capacité portante liées à ces cas particuliers tels que l'effet de la proximité d'une pente et l'hétérogénéité des sols[2].

2.2. Calcul de la capacité portante des fondations à proximité d'une pente.

Si le problème de la capacité portante d'une fondation superficielle de type semelle filante, posée sur un massif plan semi-infini, et chargée par une force verticale centrée, est actuellement bien maîtrisé, car reposant notamment sur une expérience acquise par l'ingénieur géotechnicien depuis de nombreuses années, il n'en est plus de même dès que l'on s'éloigne de cette configuration de référence. Tel est notamment le cas lorsque cette fondation est située au voisinage d'une pente ou d'une excavation susceptibles de diminuer sa portance dans des proportions importantes. Il existe de nombreuses investigations sur ce sujet en utilisant des méthodes analytiques, empiriques et numériques[4].

2.2.1. Etudes expérimentales.

Shields et al. [1] ont effectué une série d'essais en vraie grandeur pour déterminer la capacité portante d'une semelle filante rigide et rugueuse lorsqu'il est placé adjacent à une pente d'angle $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2) sur un sable pulvérulent. La largeur de la semelle a été prise égale à 0.3m. Deux séries d'essais ont été faites à deux densités différentes de sable : 14,85 KN/m³ et 15,75 KN/m³ qui ont été visés à sable compact et sable dense respectivement. Les essais ont été effectués à 12 endroits dans la crête de la pente. Sur la base de résultats expérimentaux, Les auteurs ont déterminé les facteurs de portance $N_{\gamma q}$ et leur variation a été tracée.

Bauer et al. [1] a étendu le travail expérimental de Shields et al en effectuant le test sur une fondation situé à proximité de la pente aussi. En outre, l'effet de l'inclinaison de la charge

sur la valeur de capacité portante a été obtenu à travers les expériences. Les tests ont été effectués pour deux largeurs différentes de semelle (0,3m et 0,6m respectivement). Une pente de 2H: 1V a été prise et les tests ont été effectués avec du sable déposé à l'état dense et une densité de 16,4 KN/m³. Le facteur de portance a été présenté sous la forme d'une carte de contour pour divers emplacement de la fondation (figure 2.1)[1].

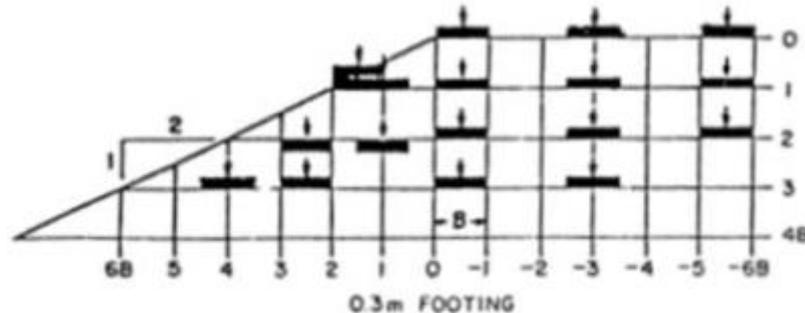


Figure 2.1. Emplacement des fondations (Bauer et al.1981).

Gemperline (1988) a enregistré les résultats de 215 essais de centrifugeuse testés sur une fondation filante située au sommet d'une pente en sable, et en faisant varier les paramètres géométriques et mécaniques (B , L/B , d/B , D/B , β , γ , φ). Dans tous les cas, les semelles ont été soumises à une charge verticale et centrée. La Figure 3.2 récapitule les différents cas examinés. On remarque que tous les essais ont été réalisés sur des semelles établies en amont de la crête d'une pente d'angle $\beta = 26,6^\circ$ ou $33,7^\circ$ (pente 1/2 ou 2/3) ; les élancements L/B testés ne dépassent pas 6 et la largeur de la semelle varie entre 0,61 m et 1,83 m. Les tests de Gemperline ont été réalisés dans une centrifugeuse à un certain nombre de forces gravitationnelles (valeurs de g)[1].

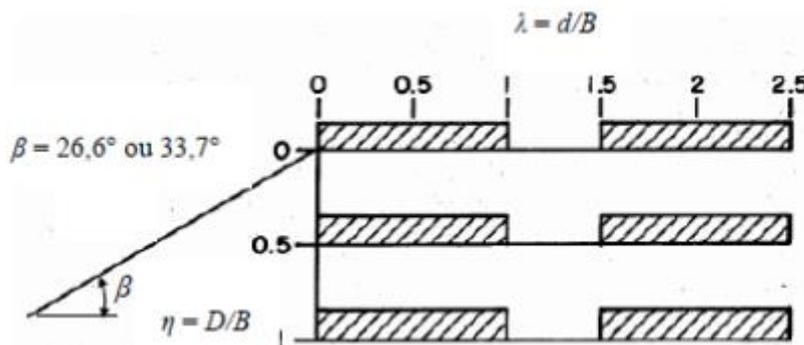


Figure 2.2. Configurations testées par Gemperline (1988).

Gemperline (1988) a proposé une équation pour la détermination du facteur de portance $N_{\gamma q}$ utilisé dans l'équation de capacité portante de Meyerhof (1951) :

$$qu = 0.5\gamma BN_{\gamma q} \quad (2.1)$$

L'équation de Gemperline (1988) s'écrit :

$$N_{\gamma q} = f(\varphi) \times f(B) \times f(D/B) \times f(B/L) \times f(D/B, B/L) \times f(\beta, d/B) \times f(\beta, d/B, D/B) \times f(\beta, d/B, B/L) \quad (2.2)$$

Avec

$$\begin{aligned}
 f(\varphi) &= 10(0.1159 - \varphi 2.386); f(\beta) = 10(0.34 - 0.2 \log_{10} B); \\
 f(D/B) &= 1 + 0.65(D/B); f(B/L) = 1 - 0.27(B/L) \\
 f(D/B, B/L) &= 1 + 0.39(D/B)(B/L) = 1 + 0.39(D/L) \\
 f(\beta, d/B) &= 1 - 0.8[1 - (1 - \tan \beta)^2] \left\{ \frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \right\} \\
 f(\beta, d/B, B/L) &= 1 + 0.6(B/L)[1 - (1 - \tan \beta)^2] \left\{ \frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \right\} \\
 f(\beta, d/B, D/B) &= 1 + 0.33(D/B) \tan \beta \left\{ \frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \right\}
 \end{aligned}$$

Pour calculer $f(B)$ la largeur B est en pouces, on note aussi que l'équation de Gemperline n'est pas valide pour des angles β supérieurs à 45° .

Le rapport entre le facteur de portance $N_{\gamma q}$ d'une semelle établie au voisinage d'une pente et le facteur de portance de référence $N_{\gamma qR}$ de la même semelle non encastrée ($D = 0$), établie sur le même sol à surface horizontale, correspond donc au coefficient réducteur de portance i_β . L'équation (2.3) proposée par Gemperline pour le coefficient réducteur i_β est fonction de l'angle β de la pente, par rapport à l'horizontale, et de la distance relative d/B de la fondation du bord du talus ainsi que du rapport D/B [4].

$$i_\beta = \frac{N_{\gamma q}}{N_{\gamma qR}} = \left[1 + 0,65 \left(\frac{D}{B} \right) \right] \left(1 - 0,8[1 - (1 - \tan \beta)^2] \left\{ \frac{2}{2 + \left(\frac{d}{B} \right)^2 \tan \beta} \right\} \right) \left(1 + 0,33 \left(\frac{D}{B} \right) \tan \beta \left\{ \frac{2}{2 + \left(\frac{d}{B} \right)^2 \tan \beta} \right\} \right) \quad (2.3)$$

Dans le cas d'une semelle non encastrée ($D/B=0$), l'équation (2.3) devient :

$$i_\beta = 1 - 0,8[1 - (1 - \tan \beta)^2] \frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \quad (2.4)$$

Il est à noter que cette expression ne dépend pas ni de la densité du sol, ni de l'angle de frottement interne φ du sol. Les Figures 2.3 (a) et (b) montrent une représentation graphique de l'équation (2.3) pour deux pentes d'angle $\beta = 26,6^\circ$ ou $33,7^\circ$ (pente 1/2 ou 2/3), respectivement. Pour calculer $N_{\gamma qR}$, Gemperline donne la relation suivante [4]:

$$N_{\gamma qR} = [10^{(0,1159\varphi - 2,386)}][10^{(0,34 - 0,2 \log_{10} B)}] \quad (2.5)$$

Notez que l'équation de Gemperline a été utilisé pour déterminer les valeurs $N_{\gamma q} / N_{\gamma qR}$ bien au-delà de $\lambda = 1,5$, $\eta = 1,0$ limites des essais de Gemperline.

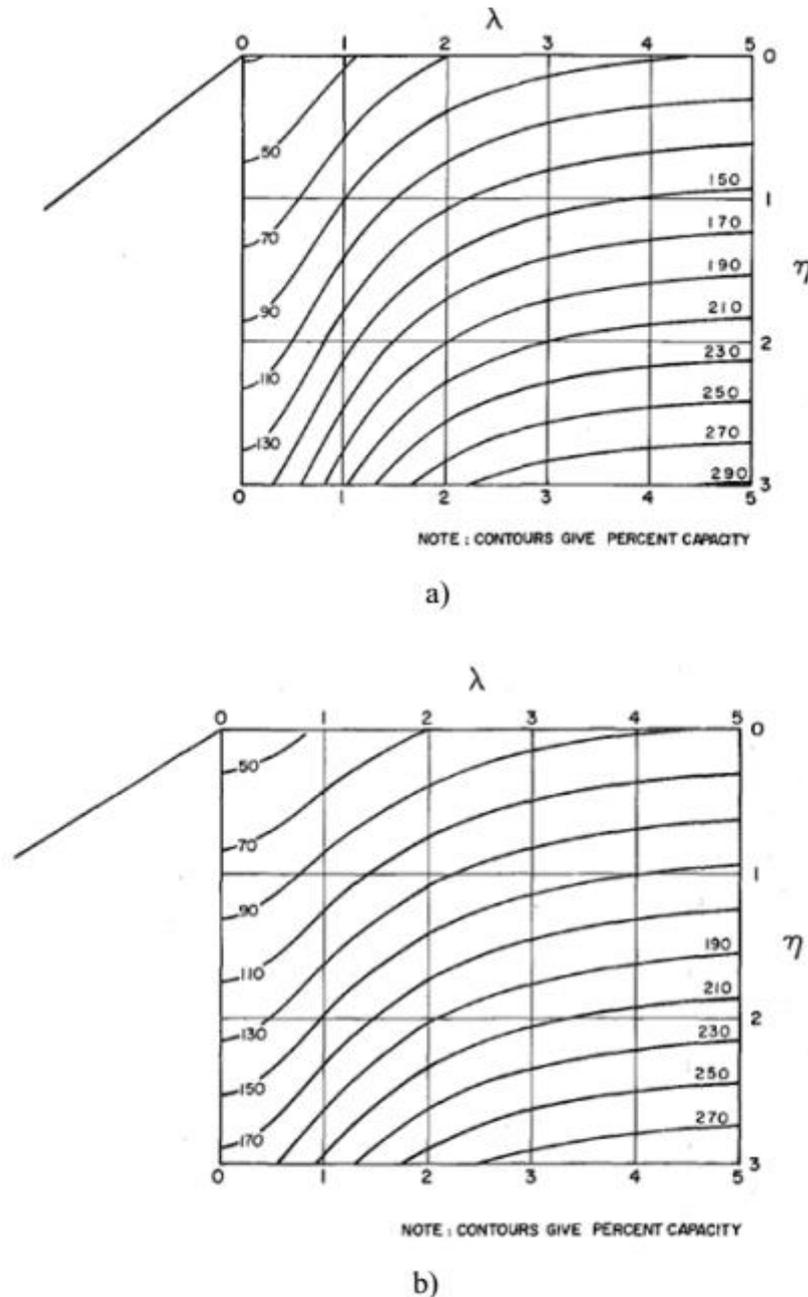


Figure 2.3. Contour de portance obtenus par l'équation de Gemperline (1988)
 (a) $\beta = 26,6^\circ$ et (b) $33,7^\circ$ d'après Shields et al (1990)[4].

2.2.2. Méthodes théoriques.

Meyerhof [2] a utilisé la méthode d'équilibre limite pour étudier deux configurations d'une semelle rugueuse par rapport à la pente. Dans le premier cas, l'auteur examine la capacité portante d'une semelle posée sur la pente ; dans le deuxième cas, la semelle est située à proximité d'une pente.

Pour une fondation sur la surface d'un talus Meyerhof a proposé une théorie pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle située sur la surface d'un talus. La figure (2.4) montre la nature de la zone plastique développée dans le sol [2].

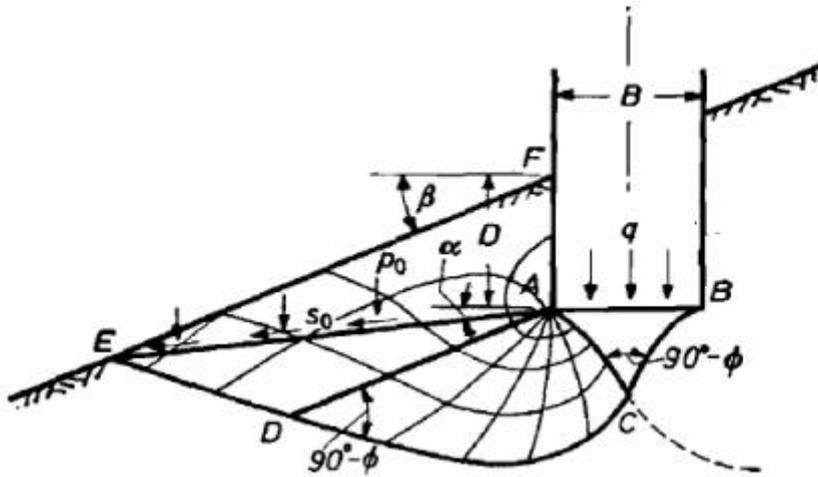


Figure 2.4. Surface de rupture d'une fondation filante rugueuse située sur une pente d'après Meyerhof (1957)[2].

Sous la fondation filante rugueuse de largeur B située sur un talus Meyerhof a proposé trois zones :

abc : est une zone élastique ;

acd : zone présente un cisaillement radial ;

ade : présente une zone de cisaillement.

Les efforts normaux et de cisaillement sur le plan **ae** sont P_0 et S_0 respectivement. On note aussi que le talus fait un angle β avec l'horizontale. Les paramètres de résistance au cisaillement du sol sont c et ϕ ; et son poids spécifique est γ . La portance finale peut être exprimée comme suit [2]:

$$q_u = cN_c + P_0N_q + 1/2\gamma BN\gamma \quad (2.6)$$

La relation peut également être exprimée comme suit :

$$q_u = cNcq + 1/2\gamma BN\gamma q \quad (2.7)$$

Avec :

N_{cq} , $N_{\gamma q}$ sont les facteurs de portance.

Pour le sol purement cohérent (c'est-à-dire $\phi = 0$) :

$$q_u = cNcq \quad (2.8)$$

La figure (2.5) montre la variation de Ncq avec l'angle β et le facteur de la stabilité du talus N_s . On note que :

$$N_s = \frac{\gamma H}{c} \quad (2.9)$$

Avec H : hauteur du talus.

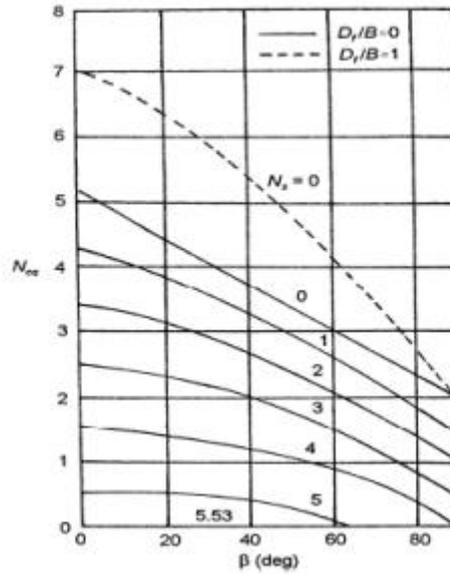


Figure 2.5. Variation du facteur de la capacité portante N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente) d’après Meyerhof (1957)[4].

D'une façon semblable pour un sol purement frottant ($c = 0$), la figure (2.6) montre la variation de $N_{\gamma q}$ avec l’angle β du talus;

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \tag{2.10}$$

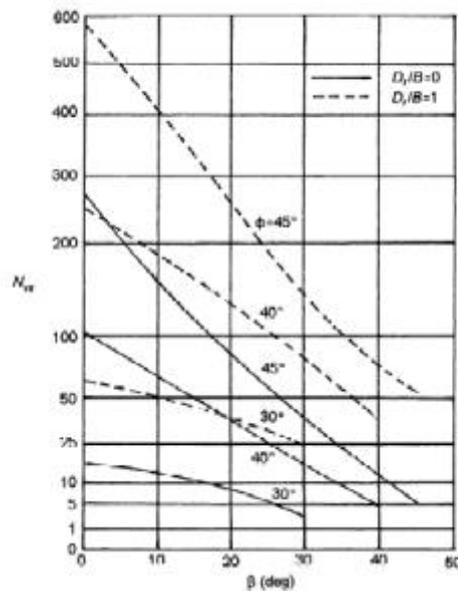


Figure 2.6. Variation du facteur de portance $N_{\gamma q}$ pour un sol purement frottant, cas d’une fondation sur pente, d’après Meyerhof (1957)[4].

La figure (2.7) montre le deuxième cas étudié par Meyerhof (1957), où il considère une fondation filante rugueuse de largeur B située au bord d’une pente, de hauteur H . La fondation est placée à une distance b à partir de la crête de la pente [4].

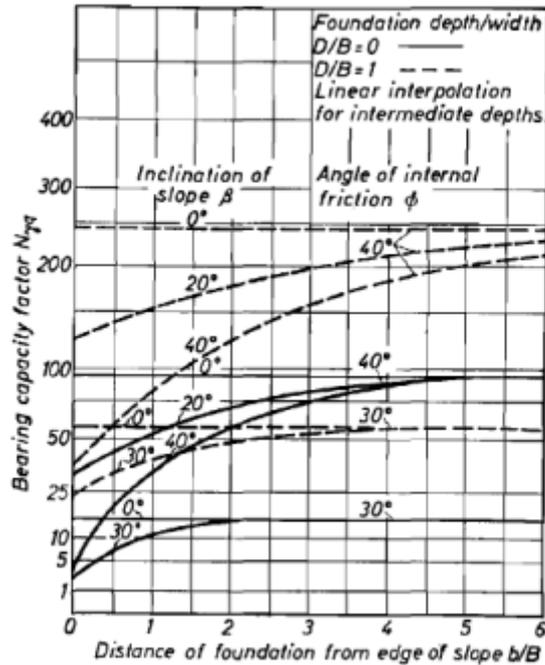


Figure 2.9. Facteur de portance $N_{\gamma q}$ de Meyerhof, pour un sol purement frottant, (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957)[4].

Pour une fondation en crête de talus, Hansen (1970) a proposé la relation (2,11) de la capacité portante d'une fondation filante.

$$q_u = cN_c\lambda_{c\beta} + qN_q\lambda_{q\beta} + 1/2\gamma BN_\gamma\lambda_{\beta\gamma} \quad (2.11)$$

$\lambda_{c\beta}$, $\lambda_{q\beta}$, $\lambda_{\beta\gamma}$: Sont des facteurs de pente.

D'après Hansen:

$$\lambda_{q\beta}, \lambda_{\beta\gamma} = (1 - \tan\beta)^2 \quad (2.12)$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q\lambda_{q\beta} - 1}{N_q - 1} \quad \text{Pour } (\varphi > 0)$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad \text{Pour } (\varphi = 0)$$

Kusakabe et al [4] ont étudié le problème par une approche de l'analyse limite, et plus précisément par la méthode cinématique. Le problème concerné a de nombreux paramètres : l'angle d'inclinaison (β), la distance du bord de pente (αB), la hauteur de la pente (H/B), les caractéristiques de résistance du sol (c et φ) et le poids volumique du sol (γ). un mécanisme de rupture, qui est considéré comme raisonnable pour ce problème est illustré sur la figure (2.10).

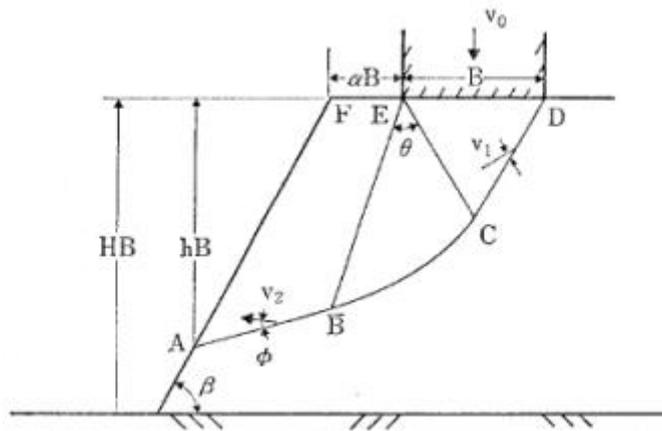


Figure 2.10. Mécanisme de rupture adopté par Kusakabe et al (1981)[4].

Les auteurs proposent le mécanisme de rupture qui est en bon accord avec les surfaces de rupture réelle pour diverses combinaisons de valeurs β et α . Les solutions de la borne supérieure sont assez proches aux solutions déterminées par la borne inférieures, ce qui implique que les limites supérieures obtenues présentent une bonne approximation de la solution exacte. Les valeurs des facteurs N_c et N_γ sont tracées par rapport à la hauteur normalisée sur la Figure (2.11), cette dernière montre que ces facteurs ne peuvent être déterminés indépendamment et que l'importance relative de c et γB ne peuvent être négligés. En outre, la figure (2.12) montre que la surface de rupture ou de la ligne de glissement et les facteurs de portance N_c et N_γ varient avec le paramètre $c/\gamma B$.

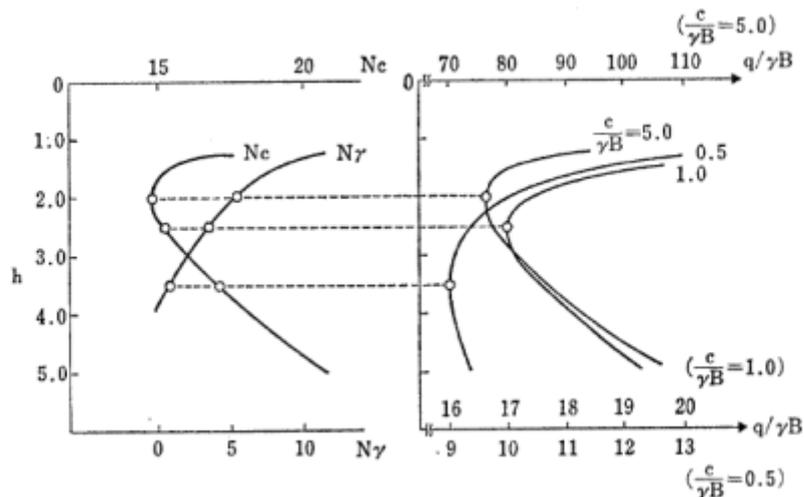


Figure 2.11. Valeurs critiques de N_c et N_γ pour diverses valeurs de $c/\gamma B$ ($\phi = 30^\circ$, $\beta = 45^\circ$, $\alpha = 1$)[1].

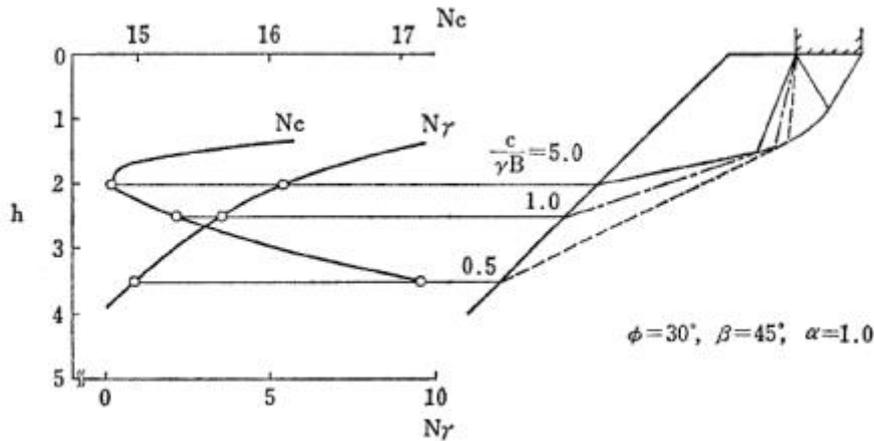


Figure 2.12. Variation des surfaces de rupture et les valeurs de N_c , N_γ avec la valeur de $c/\gamma B$ [1].

Les essais sur modèle ont été réalisées par Kusakabe et al [1] afin d'étudier l'applicabilité de la théorie actuelle sur les problèmes pratiques pour 9 combinaisons de paramètres α et β , à savoir $\alpha = 0,0.5, 1.0$ et $\beta = 30^\circ, 45^\circ$ et 60° . Les essais montrent que cette théorie sous-estime la capacité portante avec un écart moyen de 30%. Les mécanismes de rupture prévus par la théorie de Kusakabe et al (1981) avec l'hypothèse $\varphi_u = 0$ sont en accord raisonnable avec les observations dans des essais sur modèles.

Graham et al (1987) ont fourni une solution pour le facteur de portance $N_{\gamma q}$ pour une fondation superficielle filante située au sommet d'une pente d'un sol pulvérulent basée sur la méthode des caractéristiques ou ligne de glissement. La figure (3.13) montre le mécanisme de rupture dans le sol pour (D_f/b) et (b/B) assumés dans cette analyse. Les variations de $N_{\gamma q}$ obtenues par cette méthode sont montrées sur les figures (2.14), (2.15), et (2.16)[1].

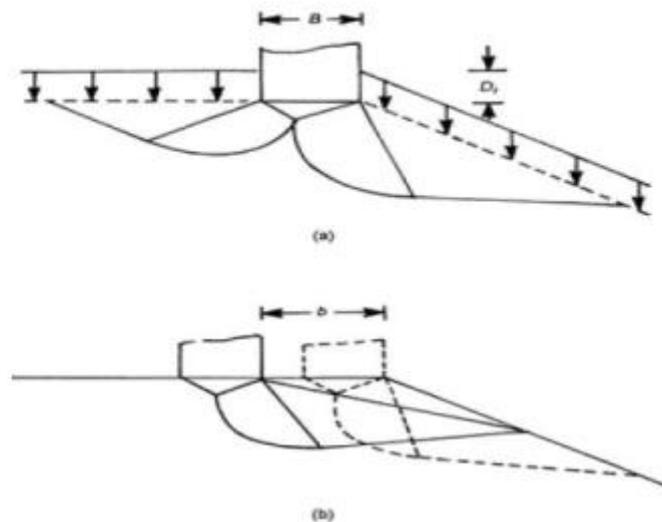


Figure 2.13. Mécanisme de rupture d'après Graham et al (1987) [1]

(a) : $D_f/b > 0$; (b) : $b/B > 0$

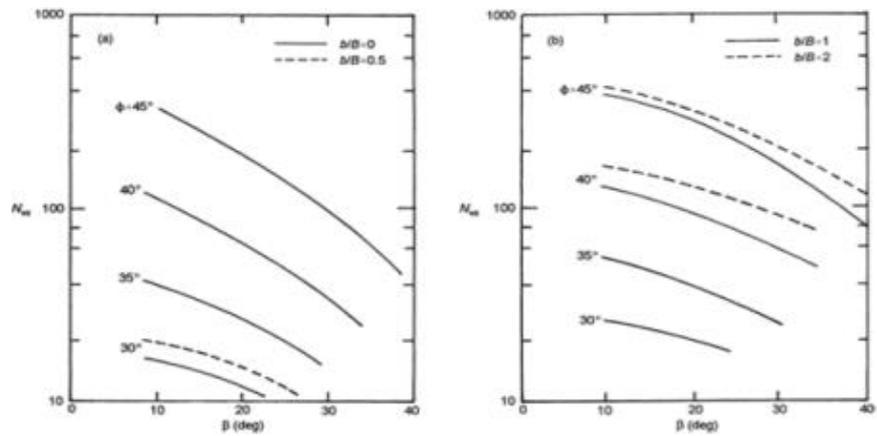


Figure 2.14. Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b=0$) d'après Graham et al (1987)[1].

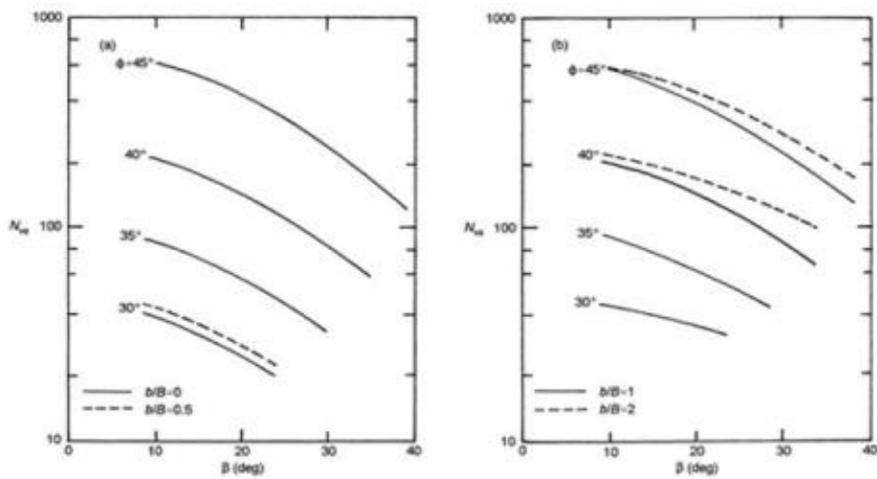


Figure 2.15. Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b=0.5$) d'après Graham et al (1987).

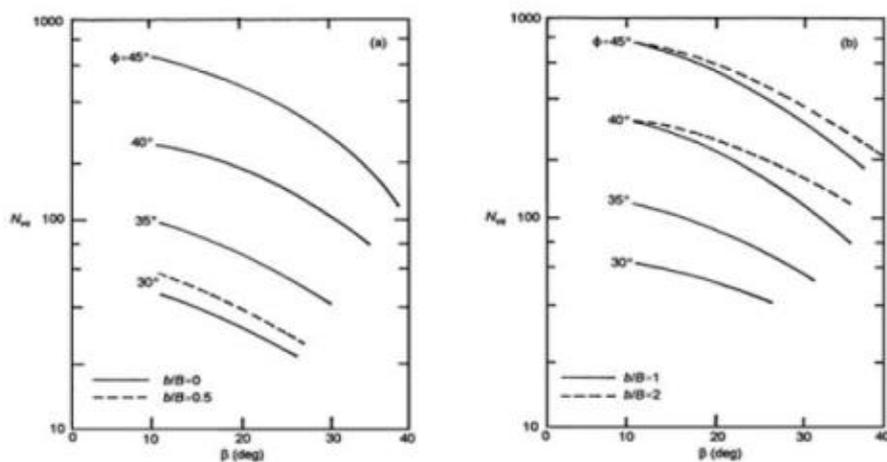


Figure 2.16. Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b=1$) d'après Graham et al(1987) [1].

Saran et al [1] ont présenté des solutions analytiques pour la capacité portante d'une fondation à proximité d'une pente en utilisant deux approches analytiques différentes: d'équilibre limite et d'analyse limite.

Dans le cas de l'approche d'équilibre limite, la fondation filante a été supposée rugueuse, le poids du sol au-dessus de la base de la fondation a été remplacé par une surcharge uniforme équivalente ; ceci implique que le sol au-dessus de la base de fondation n'offre aucune résistance au cisaillement.

Le mécanisme de rupture sur le côté de pente a été supposé et la résistance au cisaillement du sol de l'autre côté n'a pas été totalement mobilisée. La zone de rupture est divisée en deux parties (figure 2.17). Zone I représente une région élastique et Zone II est une combinaison de cisaillement radial passif et délimitée par un arc de spirale logarithmique EK. La contrainte de cisaillement sur le côté plat est caractérisée par le facteur de mobilisation m et sa résistance au cisaillement est exprimée par : $\tau = m(c + \sigma \tan \phi)$

Le degré de mobilisation est calculé en déterminant l'équilibre du coin élastique (zone 1) et du cisaillement radial (zone 2) avec une valeur différente de m . Une valeur commune de m représente la mobilisation de rupture plane sur le côté du terrain plat. La méthode de superposition a été utilisée pour calculer les facteurs de portance N_c , N_q et N_γ indépendamment de la manière suivante [1]:

$$N_c = \frac{P_{pc} + P_{pmc}}{cB} + \frac{(1 + m) \sin \phi \sin \phi_m}{\sin(\phi + \phi_m)}$$

$$N_q = \frac{P_{pq} + P_{pmc}}{\gamma D_f B}$$

$$N_\gamma = \frac{2P_{p\gamma} + 2P_{pm\gamma}}{\gamma B^2}$$

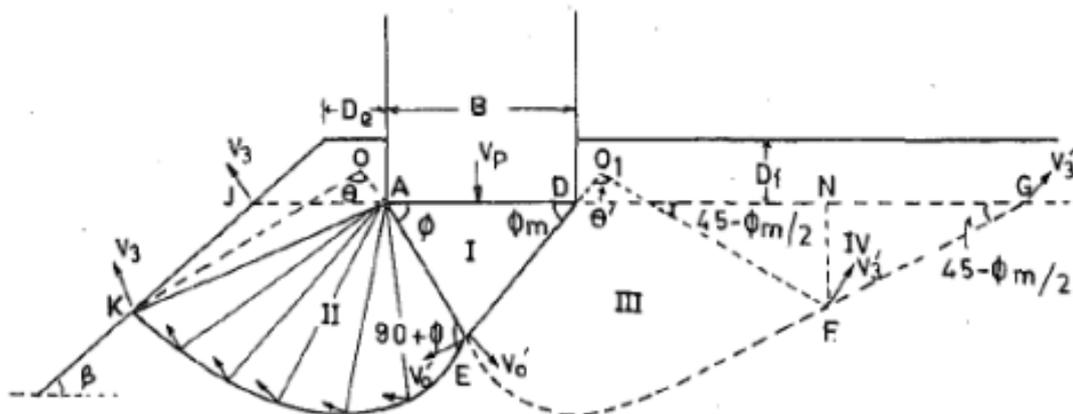


Figure 2.17. Mécanisme de rupture supposé par Saran et al.(1989) [1].

Egalement, pour le cas de d'analyse limite, le mécanisme de rupture est similaire à celui adopté dans le cas de l'analyse d'équilibre limite ; le mécanisme est cinématiquement admissible sans changements géométriques pendant l'écoulement plastique. Narita et Yamaguchi (1990) ont étudié la capacité portante de fondations établies à proximité d'une pente, à partir d'un concept d'équilibre limite et en supposant que la surface de rupture n'est composée que d'une seule spirale logarithmique (figure 2.18). La méthode consiste alors à rechercher la spirale conduisant à la charge limite la plus faible. Le sol a été considéré frottant et cohérent régi à la rupture par le critère de Mohr-Coulomb [1].

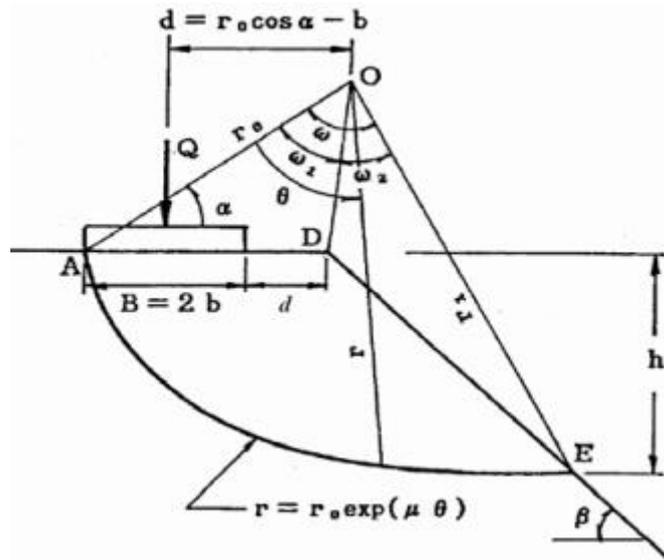


Figure 2.18. Schéma de rupture, d'après Narita et Yamaguchi (1990).

Les résultats obtenus montrent que la méthode de la spirale logarithmique surestime la capacité portante d'une fondation à proximité d'une pente. Les erreurs sont environ 20% au maximum ; les auteurs ont constaté un assez bon accord avec les résultats expérimentaux concernant la capacité portante et la forme de surfaces de glissement, particulièrement dans le cas d'argile ($\varphi=0$) [1].

Narita et Yamaguchi (1990) ont étudié deux types de rupture, à savoir la rupture de pente et la rupture de base. Les résultats de cette investigation ont montré que pour les matériaux purement cohérents $\varphi = 0$ où un log-spirale dégénère en un cercle, Les solutions de la spirale logarithmique deviennent presque identiques à celles obtenues en utilisant la méthode de Bishop [4].

β	L/B	Bearing capacity. KN/m ²		
		Test	Upper bound	Log-Spiral
30°	0	28,5	21,5	22,5 (1,05)
	0,5	44,4	40,7	42,9 (1,05)
	1,0	34,4	35,3	37,2 (1,05)
45°	0	32,2	20,7	21,4 (1,03)
	0,5	30,8	27,2	28,2 (1,04)
	1,0	38,3	26,5	27,4 (1,03)
60°	0	34,6	27,5	28,0 (1,02)
	0,5	44,8	33,4	34,0 (1,02)
	1,0	30,3	30,3	25,5 (1,01)

Tableau 2.1. Comparaisons avec les résultats des tests pour l'argile (Narita et Yamaguchi) [2].

Castelli et Motta (2009) ont développé un modèle basé sur la méthode d'équilibre limite, en considérant une surface circulaire qui se propage vers la pente jusqu'à ce que le terrain en pente est atteint (figure 2.19). Deux valeurs du rapport de la profondeur de l'encastrement de la semelle ($H/B = 0$ à $0,5$) ont été analysés.

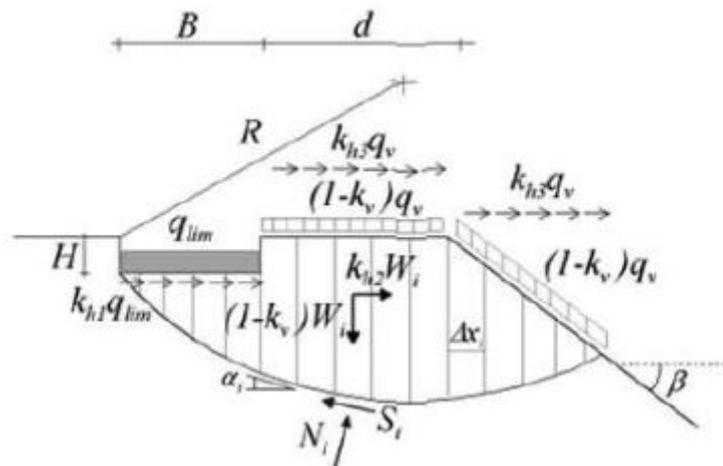


Figure 2.19. Mécanisme de rupture et les forces appliquées adoptées dans l'analyse de Castelli et Motta [4].

L'analyse a été réalisée pour différentes distances de la semelle de la pente afin de déterminer la distance minimale (distance critique) à laquelle l'effet de la pente soit inefficace. L'analyse des résultats montre que cette distance critique augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement et il varie d'environ $d/B = 1$, pour les conditions non drainées ($\phi = 0$) à $d/B = 6$ pour une valeur de l'angle de frottement $\phi = 40^\circ$.

L'encastrement de la semelle H n'affecte pas de manière significative la distance critique d/B , cependant son effet peut être significatif sur la charge limite verticale de la semelle. Lors de l'évaluation de la capacité portante due au poids du sol il a été observé que la profondeur de l'encastrement peut jouer un rôle important surtout pour les faibles valeurs de l'angle de frottement.

Pour calculer la capacité portante des fondations superficielles filantes sur ou près d'une pente non drainée, Georgiadis (2010) a présenté des analyses numériques par éléments finis. La géométrie du problème étudié est représentée sur la figure (2.20). Trois largeurs de semelle ont été considérées ($B = 1, 2$ et 4 m) et trois angles de pente ($\beta = 15^\circ, 30^\circ$ et 45°). Plusieurs hauteurs de pente H et distances normalisées λ (= distance de fondation / largeur de fondation) ont été utilisés pour étudier leurs influence sur la capacité portante. Trois modes de rupture distincts sont observés et représentés sur la figure (2.21 a, b, c)[4].

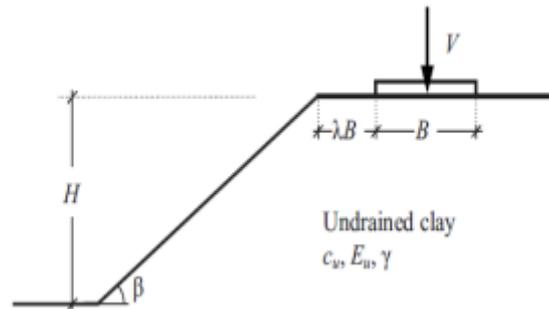


Figure 2.20. Définition du problème (Georgiadis (2010)) [2].

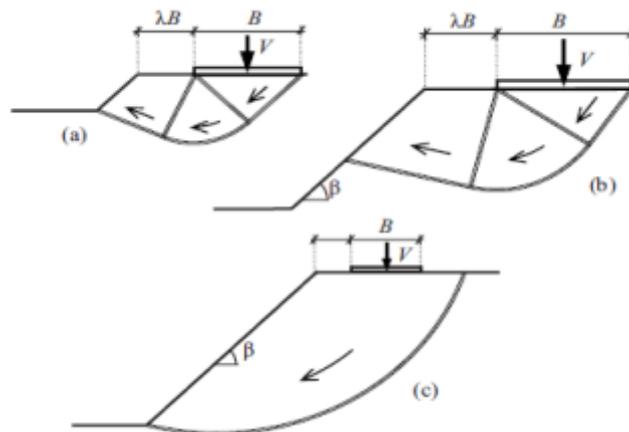


Figure 2.21. Modes de rupture d'après Georgiadis (2010)[2].
(a) et (b) : rupture de capacité portante (c) : rupture global de la pente

L'analyse par éléments finis a été effectuée en déformation plane en utilisant le programme Plaxis Version 8.6. Le sol a été modélisé par éléments triangulaires avec un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb tandis que la fondation a été modélisée comme rugueuse avec des éléments poutres et avec la même résistance au cisaillement et le module de cisaillement de l'interface et des éléments de sols adjacents. Les éléments d'interface ont été placés entre la fondation et le sol. La figure (2.22) montre un exemple de maillage utilisé pour le cas d'une pente de 45° de $7,5$ m de hauteurs, et $\lambda B = 2$ m [2].

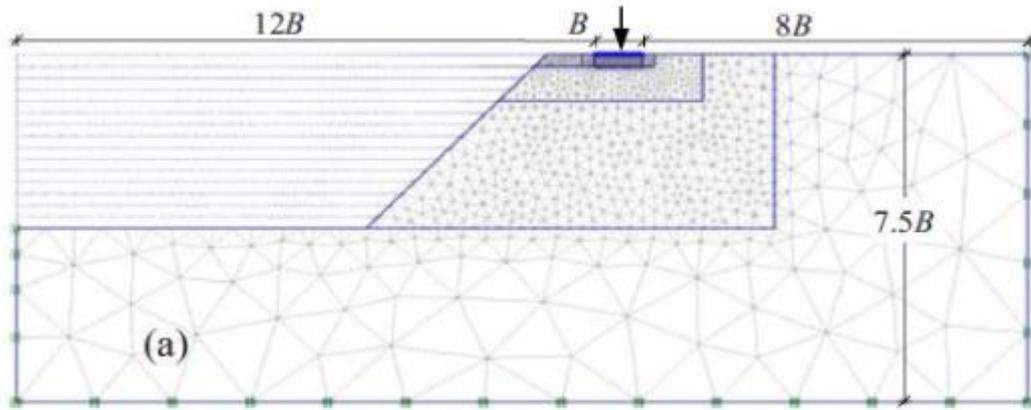


Figure 2.22. Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente d'après Georgiadis [2].

Les solutions sont d'abord comparées à celles proposées par d'autres auteurs. Pour le cas spécifique d'une fondation sur la crête d'une pente $\lambda = 0$ et pour $\beta = 30^\circ$. Comme le montre la figure (2.23), les résultats de cet étude EF sont en excellent accord avec la solution de Kusakabe et al. La solution de Vesic donne les plus faibles valeurs de facteur de capacité portante N_c , surtout pour les faibles valeurs de rapport $c_u/\gamma B$, tandis que les valeurs proposées par Narita et Yamaguchi surestiment généralement N_c d'environ 10%, par rapport aux résultats de l'étude EF et la solution de Kusakabe et al. Pour le même problème les valeurs obtenues à partir Hansen et Bowles sont 4,09 et 4,38, respectivement [2].

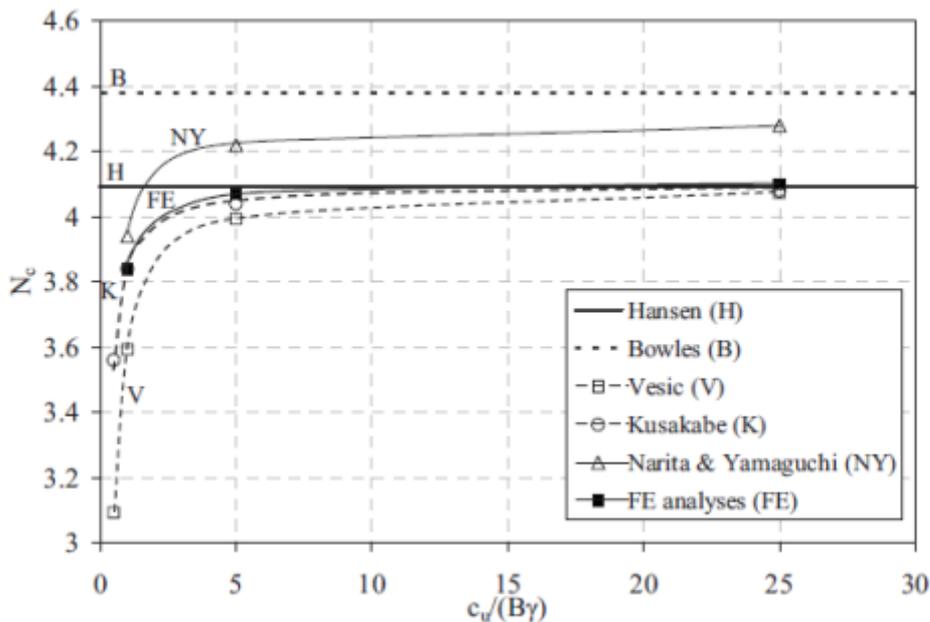


Figure 2.23. Variation de N_c avec $c_u / (B\gamma)$ d'une fondation sur la crête d'une pente ($\lambda=0$, $\beta=30^\circ$) (Georgiadis, 2010)[2].

Les résultats obtenus ont permis de proposer des abaques de calcul permettant d'obtenir le facteur de portance N_c pour n'importe quelle valeur de rapport $c_u/B\gamma$, d'angle de la pente, de la distance normalisée λ , et la hauteur de la pente normalisée H/B . (figure 3.24).

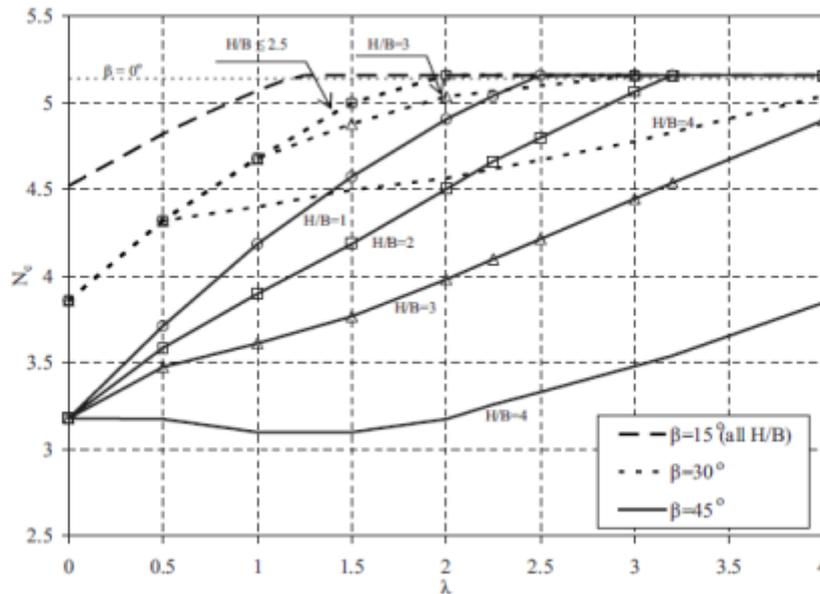


Figure 2.24. Variation de N_c avec λ pour $c_u/(B\gamma)=1$ (Georgiadis 2010)[2].

Mabrouki et al (2010) ont effectué un calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous charge verticale centrée au bord d'une pente, en utilisant le code FLAC3D. Cette étude a été effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques, afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante. En considérant une fondation filante non encastrée, rigide et rugueuse de largeur B , repose sur un massif de sol frottant et située à une distance d de la crête d'une pente qui fait l'angle β avec l'horizontale. Cette fondation est soumise à une charge verticale centrée (figure 2.25)[4].

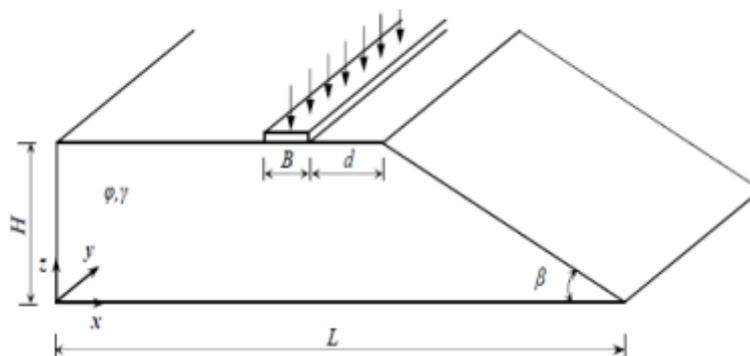


Figure 2.25. Géométrie du problème (Mabrouki et al 2010)[4].

Le massif étudié est modélisé dans son intégralité (figure 2.26). Le maillage est raffiné au voisinage de la fondation, sous sa base, ainsi que près de la crête du talus. La figure 3.26 montre une représentation simplifiée du maillage dans le cas $d/B = 1$ et $\beta = 26,6^\circ$, le maillage adopté pour le calcul de la capacité portante est plus raffiné. Les conditions aux limites sont

prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour la limite qui correspond au plan $x = 0$, pour $z = 0$ les déplacements sont bloqués dans les directions x et z . Le déplacement dans la troisième dimension est bloqué pour traiter le problème en déformation plane (figure 2.26).

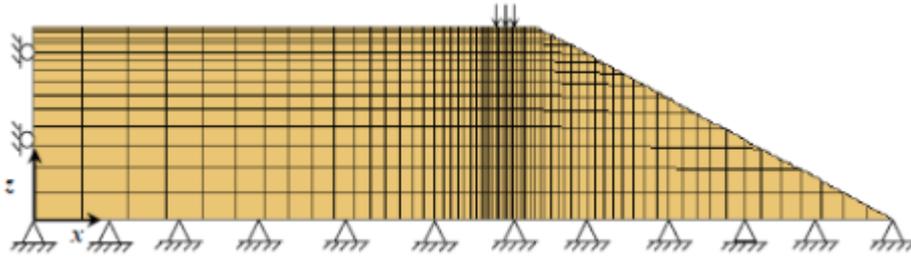


Figure 2.26. Maillage du modèle bidimensionnel et conditions aux limites, cas de $\beta = 26,6^\circ$, $d/B = 1$ (Mabrouki et al 2010) [4].

Le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associée. L'interface sol-fondation est supposée parfaitement rugueuse, en bloquant le déplacement dans la direction horizontale des nœuds qui représentent la fondation. La formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma i_{\gamma\beta} \quad (2.21)$$

Avec :

$i_{\gamma\beta}$: coefficient réducteur de portance; par définition, c'est le rapport de la capacité portante d'une fondation établie en bord d'une pente à la capacité portante de la même fondation, établie sur le même sol à surface horizontale; il correspond donc à l'expression suivante:

$$i_{\gamma\beta} = \frac{[q_u]_{d/B,\beta}}{[q_u]_{\beta=0}} \quad (2.22)$$

Les valeurs numériques obtenues ont été comparées aux formulations disponibles dans la littérature la figure 2.27 (a et b.) montrent les coefficients réducteurs de portance $i_{\gamma\beta}$ en fonction de la distance relative d/B de la fondation au bord du talus pour les deux valeurs $\beta = 26,6^\circ$ et $33,7^\circ$ (pentes 1/2 et 2/3) obtenus tant par cette étude que par Bakir (1993), ainsi que Gemperline (1988).

Les résultats de cette étude montrent que les valeurs du coefficient réducteur de portance décroissent lorsque la pente du talus β augmente et qu'avec l'augmentation de l'angle de frottement interne φ du sol, le coefficient réducteur $i_{\gamma\beta}$ décroît.

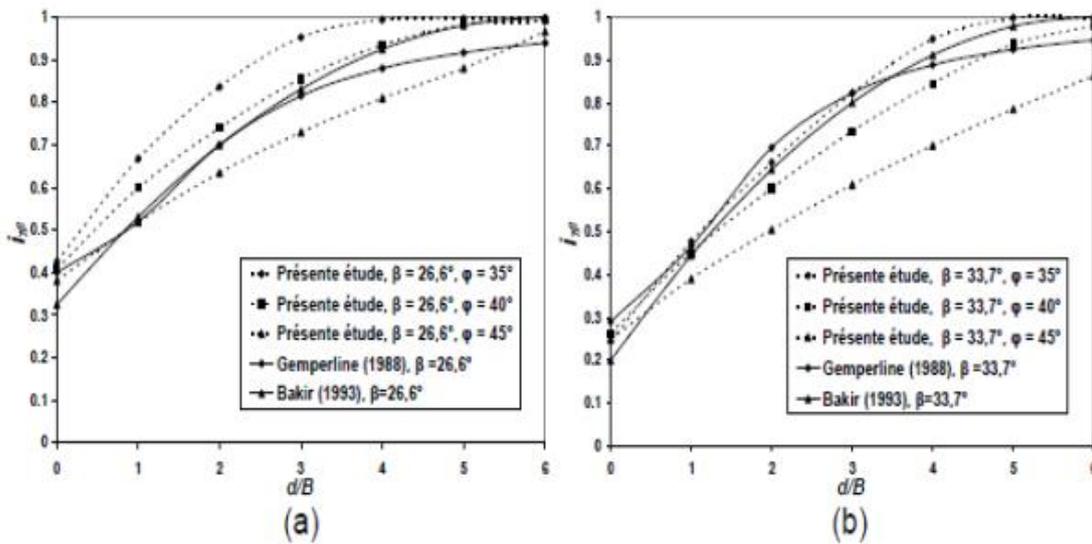


Figure 2.27. Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de la distance à la crête du talus. (a) $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2), (b) $\beta = 33,7^\circ$ (pente 2/3) [2].

2.3. Conclusion.

Dans ce chapitre on a présenté les différentes études expérimentales et théoriques consacrées à l'évaluation de l'influence de la proximité d'une pente.

Les théories de Meyerhof (1957), Graham et al (1987), et le travail expérimental de Shields et al (1977) ont fourni des abaques pour calculer le facteur de portance $N_{\gamma q}$, en considérant une série limitée d'emplacement et de profondeur de la fondation. Par ailleurs, la méthode de Gemprline (1988) a proposé une équation applicable pour différentes configurations géométriques. Pratiquement, la portance d'une semelle filante établie à proximité d'une pente est affectée d'un coefficient réducteur i_β qui dépend de l'angle de talus β et de la distance relative d/B . En ce qui concerne la valeur de d/B à partir de laquelle l'effet de la pente commence à être négligeable, elle varie généralement, selon les auteurs, de $d/B \geq 2$ à 3. A partir de $d/B \geq 6$ le comportement peut être considéré comme identique à celui correspondant au plan horizontal. Les résultats expérimentaux ont montré que la valeur de i_β est légèrement influencée par les caractéristiques mécaniques du sol.

Chapitre 3 :

Présentation de l'outil numérique

PLAXIS

Présentation du l'outil numérique PLAXIS.

3.1. Introduction.

La simulation numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle située à proximité d'une pente est un problème complexe qui présente notamment, de fortes non linéarités, et la mise en jeu du sol, de la fondation et de l'interface sol/fondation. Ces conditions complexes nécessitent un outil numérique bien adapté. On a utilisé dans cette présente étude le code de calcul PLAXIS qui permet de simuler les problèmes non linéaires avec une bonne stabilité numérique. Dans ce chapitre on va présenter les principes du code de calcul PLAXIS V8 utilisé pour élaborer les simulations numériques ainsi que les modèles de comportement utilisées [1].

3.2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis.

La MEF a été utilisée beaucoup dans la pratique d'ingénierie depuis plus de trente années. C'est bien récemment qu'elle a commencé à être utilisée largement pour analyser des problèmes de la géotechnique. C'est probablement parce qu'il y a beaucoup de questions complexes qui sont spécifiques à la géotechnique, dont les réponses n'ont été trouvées que récemment[1].

Quand cette méthode est correctement utilisée, elle peut produire des résultats réalistes qui aident à trouver des solutions aux problèmes d'ingénierie du sol. Une bonne analyse qui simule le vrai comportement du sol permet à l'ingénieur de comprendre mieux ces problèmes.

3.2.1. Concepts de base de la méthode aux éléments finis.

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

3.2.2. L'analyse des déplacements par MEF.

La MEF est une procédure computationnelle qui peut être utilisée pour obtenir une solution approximative à un problème de valeur limite. Des équations mathématiques sous forme d'une série d'équations algébriques impliquent des quantités à évaluer à points discrets dans la zone d'intérêt.

Les équations des éléments finis sont formulées de façon à minimiser l'erreur dans la solution approximative.

L'objectif de la première étape, dans n'importe quelle analyse par MEF, est de créer un maillage EF (figure 3.1). Le maillage consiste en éléments reliés ensemble aux nœuds.

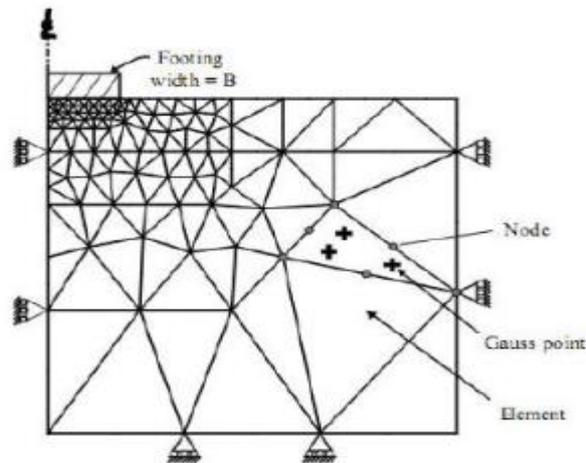


Figure 3.1. Maillage en PLAXIS[2].

Les nœuds sont les points où les valeurs des variables fondamentales sont calculées. Pour une approximation de la base des déplacements, les variables fondamentales sont des déplacements.

Les valeurs de déplacement nodal sont interpolées dans les éléments pour donner des expressions algébriques aux déplacements, et aux déformations, partout dans la maille. Une loi constitutive est utilisée alors pour relier les déformations avec les contraintes et cela conduira au calcul des forces qui agissent aux nœuds de l'élément. Les forces nodales sont en rapport avec les déplacements nodaux. Ce rapport est exprimé par des équations formulées et résolues dans le programme des éléments finis pour trouver les valeurs des déplacements nodaux.

La méthode des éléments finis englobe les étapes suivantes :

1- La discrétisation des éléments: C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.

2- L'approximation des variables fondamentales: Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée, comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.

3- Equations élémentaires: L'utilisation du principe variationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément:

$$K^e U^e = P^e \quad (3-1)$$

4-Equations globales: L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales :

$$KU = P \quad (3-2)$$

5- Les conditions aux limites : La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. L'affectation des charges P, lorsque les déplacements affectent U. Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, tel que les contraintes et les déplacements sont évalués.

3.2.3. L'interpolation des déplacements.

Les déplacements dans l'élément sont exprimés dans le terme des valeurs nodales. Cela est accompli par l'utilisation des fonctions d'interpolation (habituellement, polynômes). Illustration pour le cas d'un élément triangulaire à six-nœuds (figure 3.2):

$$u(x, y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4xy + a_5y^2 \quad (3-3)$$

$$v(x, y) = b_0 + b_1x + b_2y + b_3x^2 + b_4xy + b_5y^2 \quad (3-4)$$

Où les constantes $a_1, a_2, \dots, a_5, b_1, b_2, \dots, b_5$ dépendent des valeurs nodales.

L'interpolation du second degré implique un total de 12 constantes. Ces constantes peuvent être écrites en termes de 12 déplacements nodaux associés avec l'élément.

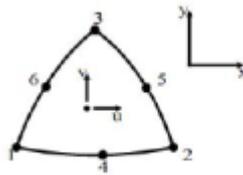


Figure 3.2 : Élément à 6 nœuds.

3.2.4. Déformations.

Les déformations peuvent être dérivées dans l'élément qui utilise les définitions standard. Le cas du triangle à six-nœuds donne :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = a_1 + 2a_3x + a_4y \quad (3-5)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} = b_2 + b_4x + 2b_5y \quad (3-6)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = (b_1 + a_2) + (a_4 + 2b_3)x + (2a_5 + b_1)y \quad (3-7)$$

Les équations de ce type qui relient des déformations à des déplacements nodaux sont écrites généralement dans une forme d'équation matricielle:

$$\varepsilon = B^e U \quad (3-8)$$

Où le vecteur de déformations ε , et le vecteur de déplacements nodaux sont associés avec chacun des six nœuds dans l'élément, U_e

3.3. Présentation de PLAXIS.

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce aux nombreux codes des éléments finis. (Ex: Plaxis). L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire

une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

3.3.1. Le logiciel Plaxis.

Le code Plaxis est un logiciel couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980. Ce programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows[3].

Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élastoviscoplastiques en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée.

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel.

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

- **Le programme d'entrée de données (Input).**



Pour générer un modèle d'éléments finis avec plaxis, on commence par la création d'un modèle géométrique à deux dimensions composé de points, de lignes et d'autres composants. La génération d'un maillage approprié et des conditions aux limites est réalisée automatiquement par Plaxis à partir du modèle géométrique précédemment créé, comme on peut retoucher le maillage afin d'améliorer ses performances.

L'utilisateur devra aussi spécifier les propriétés des matériaux et les chargements existants.

Plusieurs lois de comportement sont disponibles dans la bibliothèque de Plaxis telles que :

- Le critère de rupture Mohr-coulomb.
- La loi élastique linéaire.
- Le critère soft soil model.
- Le critère hardening soil model.
- Le critère soft soil creep model.

On peut aussi définir le type du comportement du matériau en choisissant entre un comportement drainé, un comportement non drainé ou un comportement d'un matériau non poreux.

Les éléments disponibles dans Plaxis sont de deux types, des éléments à 6 nœuds et des éléments à 15 nœuds.

La dernière étape de l'entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives initiales dans le but de définir l'état initial du sol.

Le programme de calcul (Calculations).



Après la définition du modèle, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type de calcul à réaliser ainsi que les cas de chargements qui seront appliqués, on opère grâce au programme de calcul. Ce programme distingue un calcul plastique, une analyse de la consolidation et une analyse en variables de lagrange actualisées. La combinaison entre le type d'analyse et l'algorithme définira le calcul à effectuer soit la recherche de charge de ruine, un calcul de stabilité, une construction par étape ou un calcul de consolidation.

Les algorithmes d'étapes de chargement utilisent l'une des procédures du choix de taille des Pas : une procédure automatique ou une procédure manuelle dont les paramètres de contrôle sont :

- Erreur tolérée pour s'assurer que les erreurs d'équilibre restent dans les limites acceptables.
- Surelaxation afin de réduire le nombre d'itérations nécessaire à la convergence.
- Nombre maximum d'itérations qui représente le nombre d'itérations maximal admissible pour chaque pas de calcul.
- Minimum et maximum souhaité d'itérations par pas afin d'obtenir une courbe effort déplacement lisse.
- Contrôle de la longueur d'arc est une option qui permettra d'évaluer automatiquement la fraction de charge extérieure à appliquer pour atteindre la rupture.

• Le programme de résultats (Output) :



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

• Le programme courbe (Curves).



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

3.3.2. Système d'options du code Plaxis.

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

- **Les conditions aux limites en déplacement:** si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.
- **Les contraintes initiales dues au poids des terres:** peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques).

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

- **Les pressions interstitielles:** ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).
- **Le coefficient de sécurité:** c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

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

3.3.3. Types de modèle en Plaxis.

Plaxis V8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (*Axisymmetric*). Les modèles en déformations planes sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

Les modèles axisymétriques sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales (figure 3.1). A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser

dans ce cas de coordonnées x négatives. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de *Plane strain* ou de *Axisymmetry* a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y .

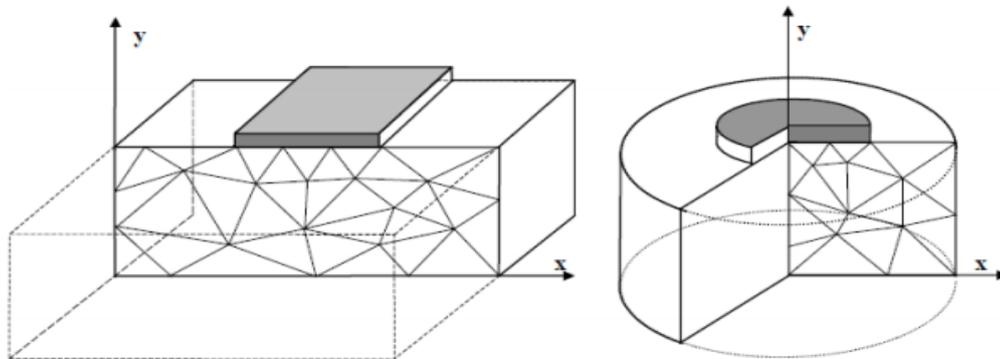


Figure 3.3. Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.

3.3.4. Types d'éléments utilisés par Plaxis.

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss (figure 3.2). Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi[4].

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de *phi-reduction*. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds. Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis[4].

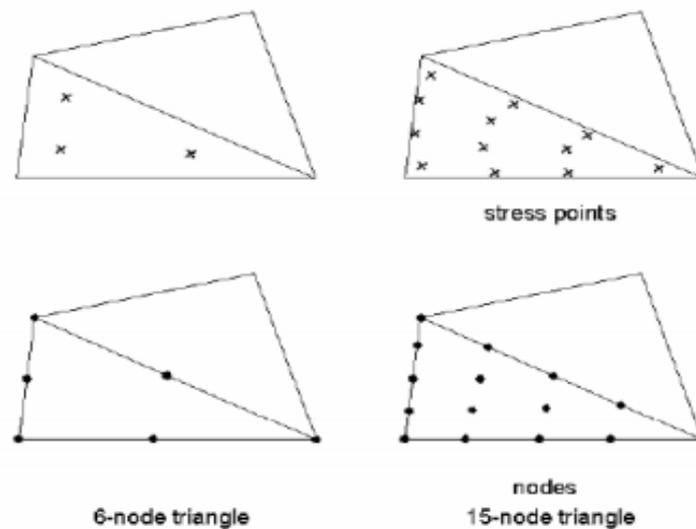


Figure .3.4 . Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

3.3.5 Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis.

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication. Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance, ψ . Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement[3].

3.3.6. Modèle de comportement élasto-plastique.

3.3.6.1. Elasto-plasticité.

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte les déformations irréversibles. La plupart des matériaux sont en effet élastoplastiques, leur comportement est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles. La déformation totale est la somme des déformations élastiques ε^e et plastiques ε^p . Elle est donnée par l'équation suivante [1]:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

3.3.6.2. Comportement élastoplastique.

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure 3.5).

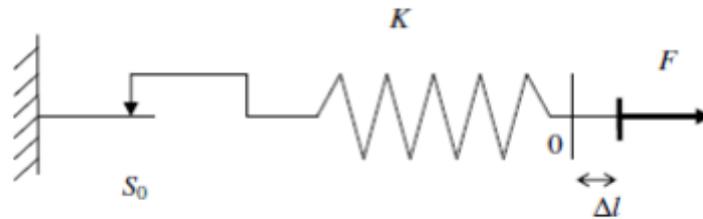


Figure 3.5. Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique

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

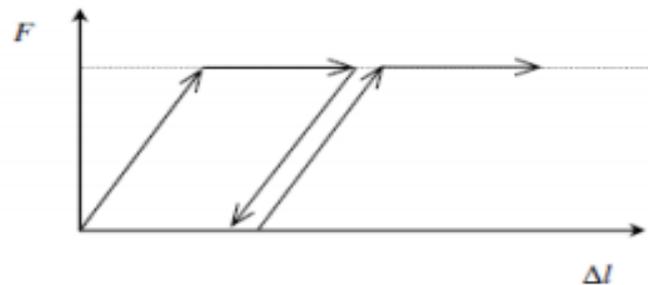


Figure 3.6. Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

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 3.3 et 3.4 est un comportement élastoplastique sans écrouissage. La figure 3.5 représente un comportement élastoplastique avec écrouissage.

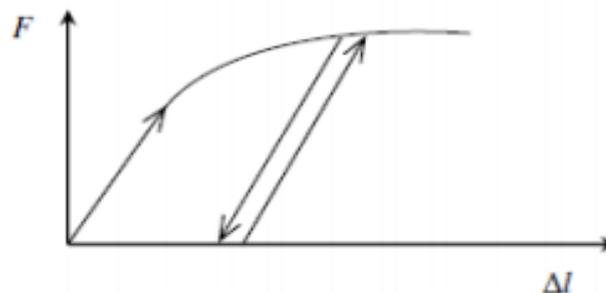


Figure 3.7. Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

3.3.6.3. Modèle de Mohr-Coulomb.

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

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

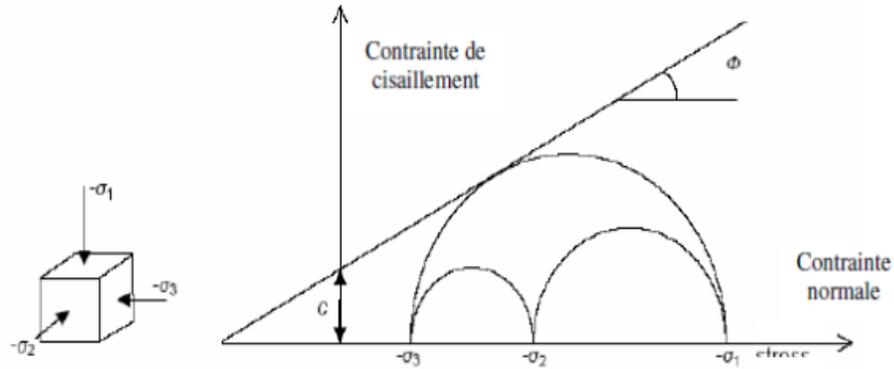


Figure 3.8. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 3.9) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

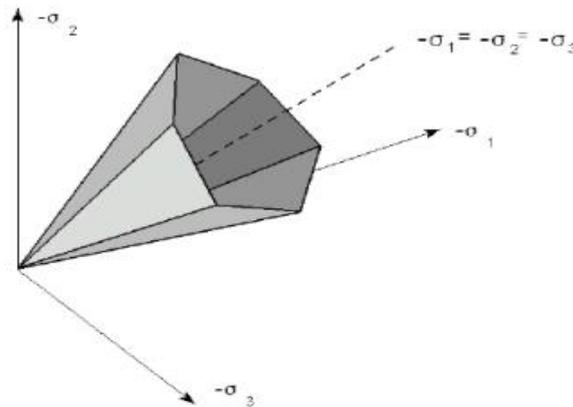


Figure 3.9. Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 3.10) [3].

Stiffness	Strength
E_{ref} : 1,200E+04 kN/m ²	c_{ref} : 1,000 kN/m ²
ν (nu): 0,300	ϕ (phi): 38,000 °
	ψ (psi): 8,000 °
Alternatives	Velocities
G_{ref} : 46 15,385 kN/m ²	V_s : 52,040 m/s
E_{oed} : 1,615E+04 kN/m ²	V_p : 97,360 m/s

Buttons: Next, Ok, Cancel, Help, Advanced...

Figure 3.10. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

- a) **Module d'Young** : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} (figure 3.11) ;

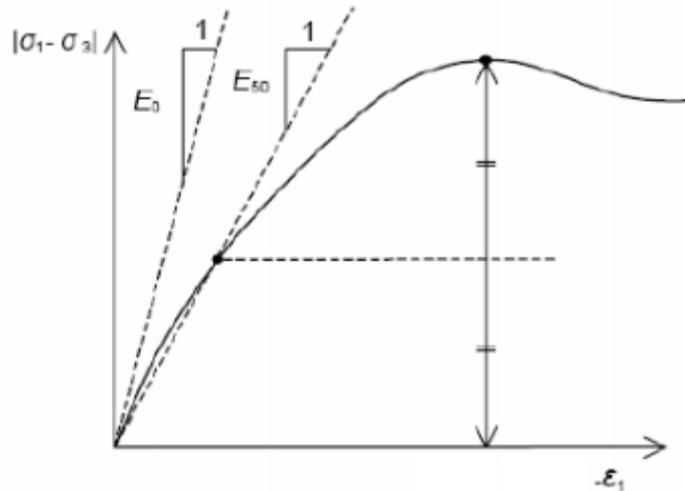


Figure 3.11. Définition du module à 50 % de la rupture.

- b) **le coefficient de Poisson ν** : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4.
- c) **la cohésion c** : nulle ($c=0$) pour les sables, mais constante non nulle ($c \neq 0$) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles.
- d) **l'angle de frottement interne ϕ** : l'angle de frottement 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. Par conséquent, les angles de frottement élevés ($>35^\circ$) devrait être évités lors des calculs préliminaires pour un projet.

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

- e) **l'angle de dilatance ψ** : Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ qui est donné en degré, c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

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

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

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes[4].

3.3.6.4. Autres modèles disponibles dans le Plaxis.

PLAXIS contient également des modèles de sols plus avancés comme :

- ❖ **Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)** : Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites [4];
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E50 n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

❖ **Modèle pour sols mous (Soft Soil Model) :** Ce modèle (SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissement que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

❖ **Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model) :** Le SSCM permet de prendre en compte l'écroutissement des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre $C\alpha$. Elle génère ce qui est appelé la quasi- préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

3.4. Conclusion.

L'objectif de la modélisation (au sens large) en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception.

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. C'est dans ce contexte que le code PLAXIS offre la possibilité de prédire la rupture des fondations en utilisant des lois de comportement assez performantes afin de simuler le comportement réel des sols [1].

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La réponse à cette question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel. Il existe quelques modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes, selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite

simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable, et leur identification plus ou moins aisée et important. Plus le modèle de comportement n'est pas sophistiqué.

Chapitre 4 :

*Analyse numérique de la capacité
portante d'une semelle filante
reposant sur un sol en pente
(Etude paramétrique)*

Analyse numérique de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol en pente (Etude paramétrique).

4.1. Introduction.

Les études théoriques et expérimentales ont montré que, lorsqu'une fondation superficielle est située au bord d'une pente, sa capacité portante doit être affectée d'un coefficient réducteur.

Ce chapitre s'intéresse au calcul numérique de la capacité portante d'une fondation filante sous d'une charge verticale centrée et excentrée à proximité d'une pente en utilisant le code Plaxis 2D. L'étude portera sur la variation des paramètres incluant l'angle d'inclinaison de la pente β , l'angle de frottement interne φ , l'angle de dilatance ψ , l'excentricité de la charge et la distance entre la fondation et la crête de talus d afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante.

4.2. Etude paramétrique.

On désire étudier le comportement d'une fondation filante non encastrée, rigide et rugueuse avec une largeur $B=2\text{m}$ reposant sur la surface d'un sol frottant et située à une distance d de la crête d'un talus. Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan (2D) d'une largeur égale à $11B$ et d'une hauteur égale à $4B$. La fondation supposée parfaitement rigide ($E_b/E_{\text{sol}} = \infty$) et rugueuse, laquelle est posée sur la surface du talus. Le massif étudié ne présentant aucune symétrie géométrique, il est donc modélisé dans son intégralité.

Par ailleurs, les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les extrémités verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour l'extrémité inférieure.

La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure 4.1, Les calculs dans cette étude portent plusieurs variations de plusieurs paramètres :

- a) Une surface horizontale ($\beta = 0$) ;
- b) L'angle de frottement interne $\varphi = 25^\circ, 30^\circ, 38^\circ$ et 40° .
- c) L'angle d'inclinaison du talus $\beta = 15^\circ, 30^\circ$ et 45° .
- d) La variation de d/B : distance entre nus des semelles et la tête de talus.
- e) La variation d' e/B l'excentricité de la charge.

L'analyse numérique a été conduite en utilisant le logiciel PLAXIS permettant la modélisation en déformation planes. Le maillage utilisé dans le présent modèle est constitué d'élément triangulaire à 15 nœuds.

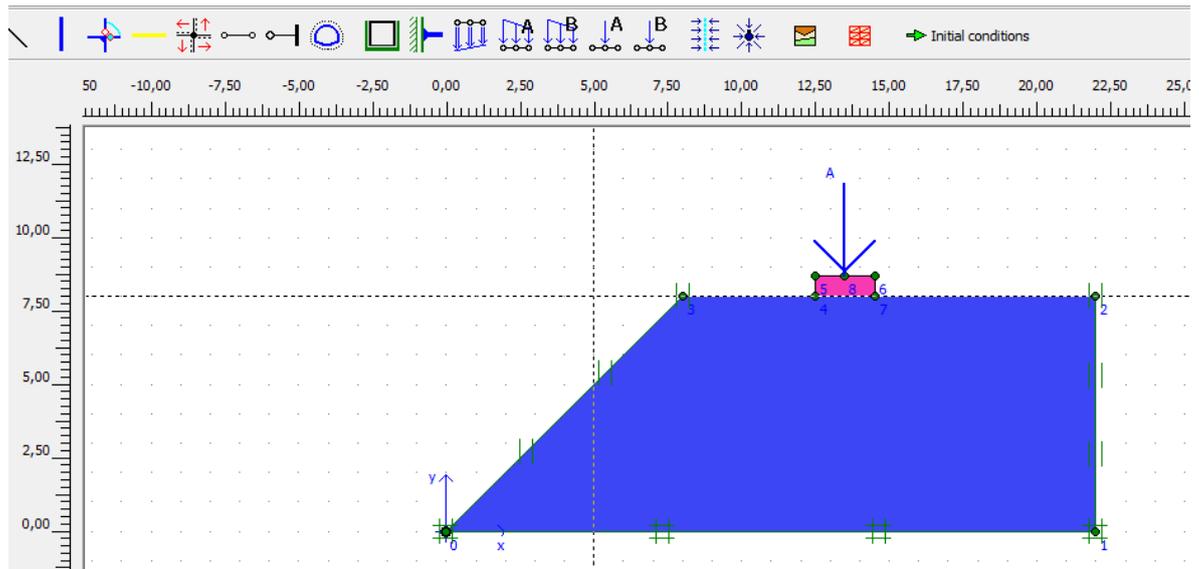


Figure 4.1. Présentation du modèle numérique.

4.3. Caractéristiques des matériaux.

4.3.1 Caractéristiques du massif de sol.

Le sol utilisé dans cette analyse est un sable dense sans cohésion obéissant au critère non linéaire de Mohr-coulomb régi par une loi de comportement non associée. L'attention est attirée sur le fait que ce critère est recommandé pour sa simplicité et la disponibilité des paramètres dont on a besoin.

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	16,7
pois volumique humide	γ_{sat}	KN/m ³	19,3
Module d'Young	E_{ref}	KPa	1,2.10 ⁴
Coefficient de Poisson	ν	/	0,3
Cohésion	c	KN/m ²	1
Angle de frottement	ϕ	(°)	38
Facteur de réduction des efforts à l'interface	R_{inter}	-	rigide
Angle de frottement interne	ϕ	(°)	Variable (25, 35, 38 et 40,)
Angle de dilatance	ψ	(°)	Variable * $\psi=8$ *associativité ($\phi=\psi$) *non associativité ($\psi=2/3\phi, \psi=1/2\phi$)

Tableau 4.1 propriétés de la couche de sol.

4.3.2. Caractéristiques de fondation.

La fondation est traitée 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 1 m, en raison de la condition de rigidité ($0.2B \leq e \leq 0.5B$), où e : épaisseur de la fondation et B c'est sa largeur.

Les propriétés de la semelle utilisées dans les calculs sont répertoriées dans le tableau 4.2.

Paramètres	Unité	Unité	Valeur
Type de comportement	-	-	Elastique
Rigidité normale	EA	KN/m	$2,1 \times 10^3$
Rigidité de flexion	EI	KNm ²	$1,75 \times 10^3$
Coefficient de poisson	ν	-	0,3

Tableau 4.2 Caractéristique de la semelle

4.4. 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 à cinq nœuds figure 4.2

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 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.

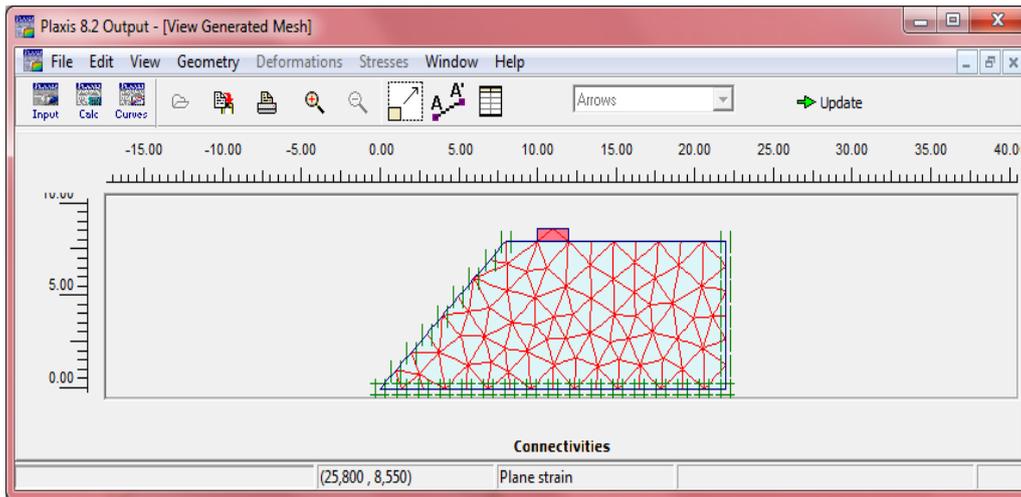


Figure .4.2. Génération du maillage

4.4.1. Procédure de la simulation numérique.

Pour mener des calculs numériques corrects à l'aide du code PLAXIS, il est recommandé d'introduire soigneusement les données. Comme la surface de la pente n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant le coefficient K_0 , il faut appliquer la procédure du chargement gravitaire (gravity loading). Dans ce cas, la génération des contraintes initiales de la pente a été créée d'abord par application de la force de gravité due au poids propre du sol dans la première phase de calcul (voir figure 4.3).

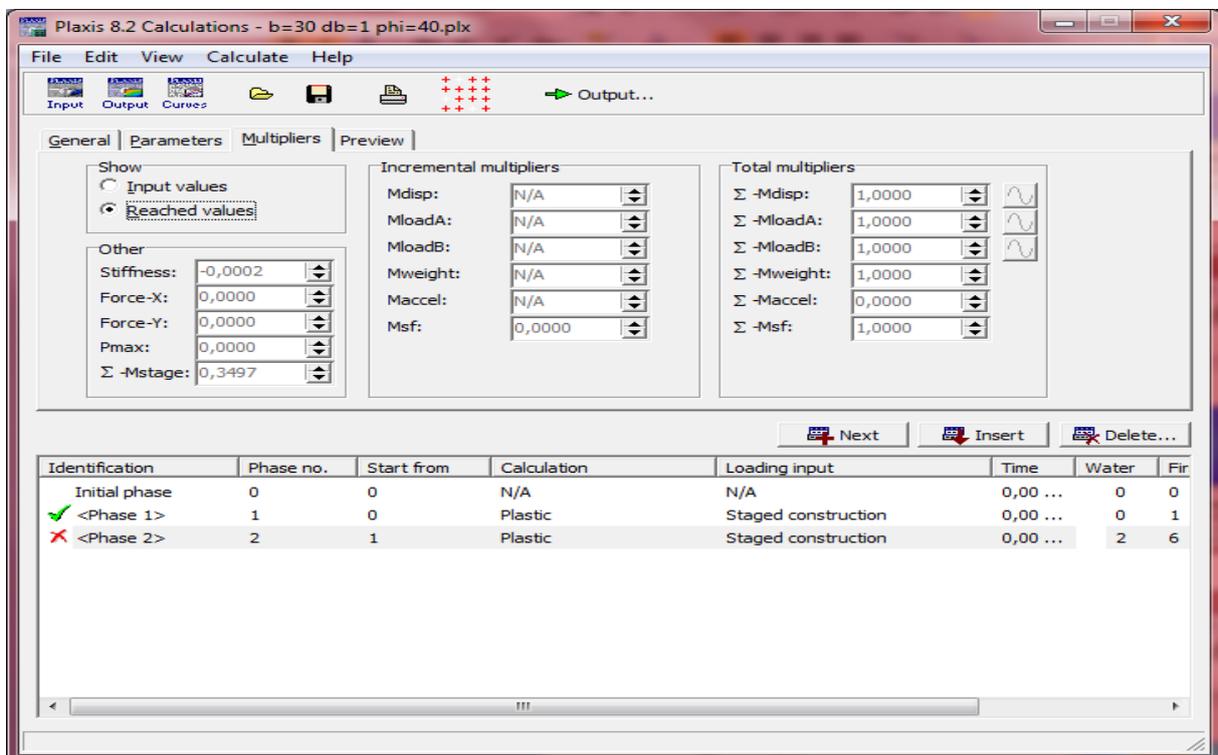


Figure .4.3. Application du chargement gravitaire.

4.4.2. Calcul.

On choisit la construction par étape (staged construction) qui va permettre de revenir sur les écrans de dessin en cliquant sur le bouton « Define ». Une fois la procédure de chargement gravitaire est appliquée dans la première phase de calcul plastique, il vient ensuite la seconde phase de calcul qui consiste en l'application du chargement proprement dit, pour cela, une charge prescrite a été appliquée par incréments, accompagnée par analyse itérative jusqu'à la rupture du sol sous la fondation. La charge q_u pour laquelle il y a eu rupture s'appelle charge limite.

Il est nécessaire de définir les points de contrôle où l'on souhaite enregistrer les valeurs des contraintes et des déformations ou des déplacements. Ces points permettent de tracer les différentes courbes que pour ces points. Il est à noter que l'on peut choisir soit des points de déplacements ou des points de contraintes. Pour notre cas ces points ont été définis au point d'application de la charge. La capacité portante pour chaque modèle numérique est obtenue par la relation (4.1).

$$q_u = \sum M_{stage} \times p \quad (4.1)$$

Avec : P est la charge introduite dans la phase de calcul.

Sur la figure 4.4 on constate que le sol a subi une déformation (DEFORMED MESH) caractérisée par le déplacement vertical de sa surface libre vers le bas, les déplacements sont remis à zéro, il n'y a donc pas d'effet du chargement gravitaire sur les déplacements engendrés par les autres phases de calcul.

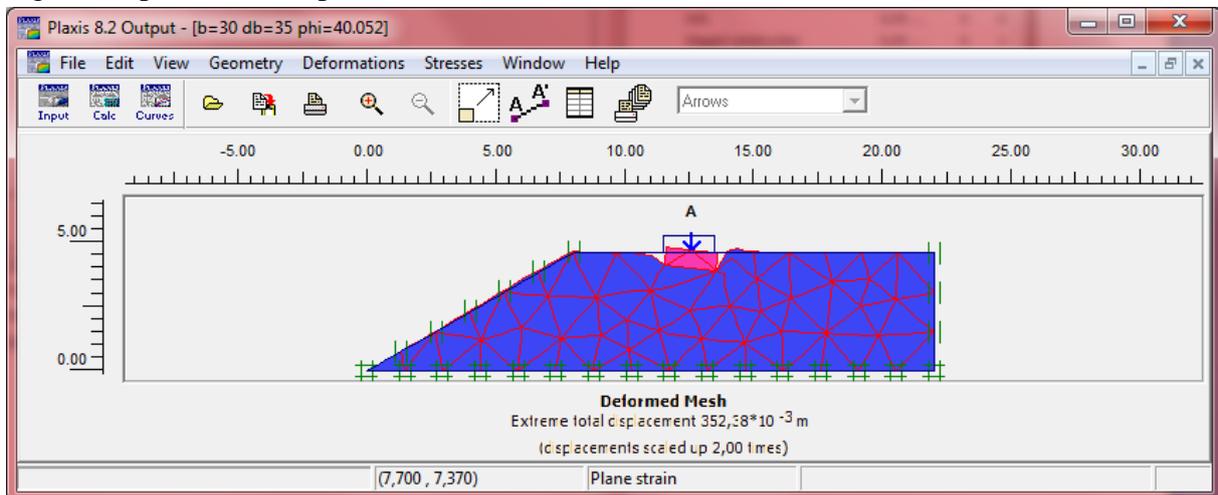


Figure .4.4. Déformation du massif du sol après génération des contraintes initiales.

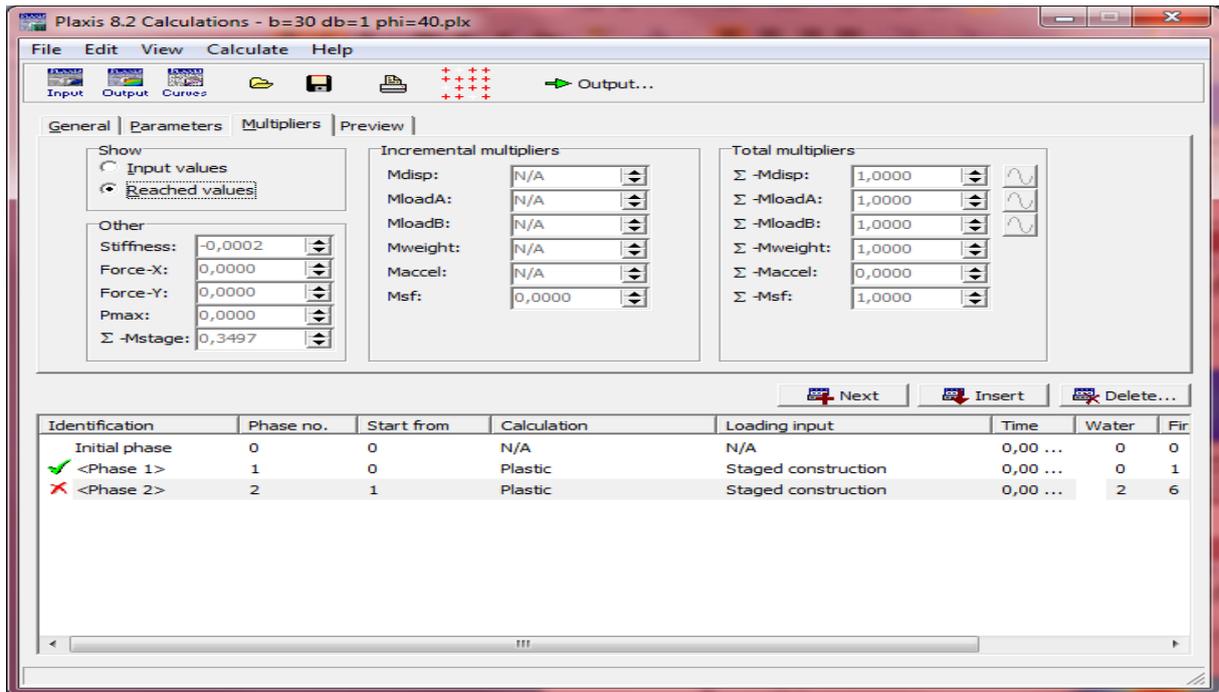


Figure .4.5. Phases de calculs.

4.3. Résultats.

4.3.1. Test de validation (Fondation sur surface horizontale $\beta=0$).

Avant d’entamer l’analyse de l’effet d’une semelle filante posée sur la surface d’une pente sableuse soumise à des chargements centré et excentré, on a jugé utile d’étudier les cas usuels d’une semelle filante reposant sur un sol homogène. Cette étude nous à permet d’avoir une idée sur le comportement de la semelle, et nous servira par la même occasion de test de validation pour notre procédure de simulation, on montre en plus, le degré de fiabilité du code PLAXIS pour le calcul de la charge limite ultime.

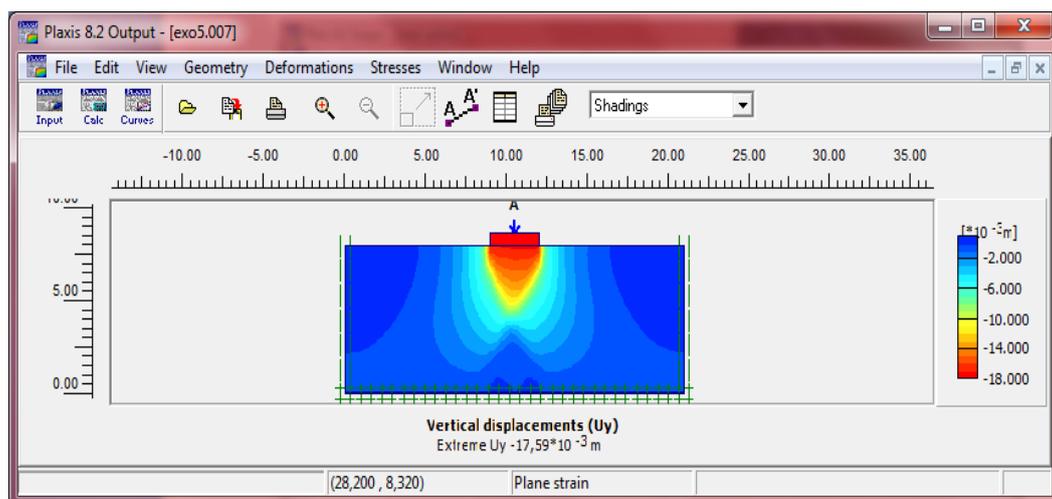


Figure .4.6. Modélisation d’une semelle sur surface horizontale.

Pour une fondation filante reposée sur un sol frottant, établie sur une surface horizontale, la formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (4.2)$$

Où N_γ : facteur de portance d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale. Ce qui donne l'expression du facteur de portance N_γ comme suit :

$$N_\gamma = \frac{2q_u}{\gamma * B} \quad (4.3)$$

Avec : $q_u = \sum M_{stage} * \frac{Ql}{S}$

Ql (kN/m²): charge limite de rupture ;

S (m²): la section de la semelle = $B * l$ m

Le tableau 4.3 résume la variation du facteur N_γ avec l'angle de frottement interne ϕ pour le modèle proposé. On remarque que le facteur N_γ croît régulièrement lorsque l'angle de frottement interne ϕ augmente de plus les résultats numériques obtenus nous ont permis de déterminer la valeur du facteur de portance N_γ et que l'on peut comparer avec les résultats obtenus par certains auteurs.

Dans le tableau les valeurs de N_γ sont calculées avec la règle grossière suivante:

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

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

ϕ (degré)	25	30	38	40
Présente étude	10.75	19.47	68.20	96.21
Terzaghi	8.34	19.13	78.61	115.31
Caquot-Kérisel	10.40	21.80	79.50	113.00
DTU 13.12	8.10	18.10	76.23	100
Hansen	6.80	15.10	56.20	79.50

Tableau .4.3. Comparaison des valeurs N_γ pour une semelle filante à base rugueuse avec ceux disponibles dans la littérature.

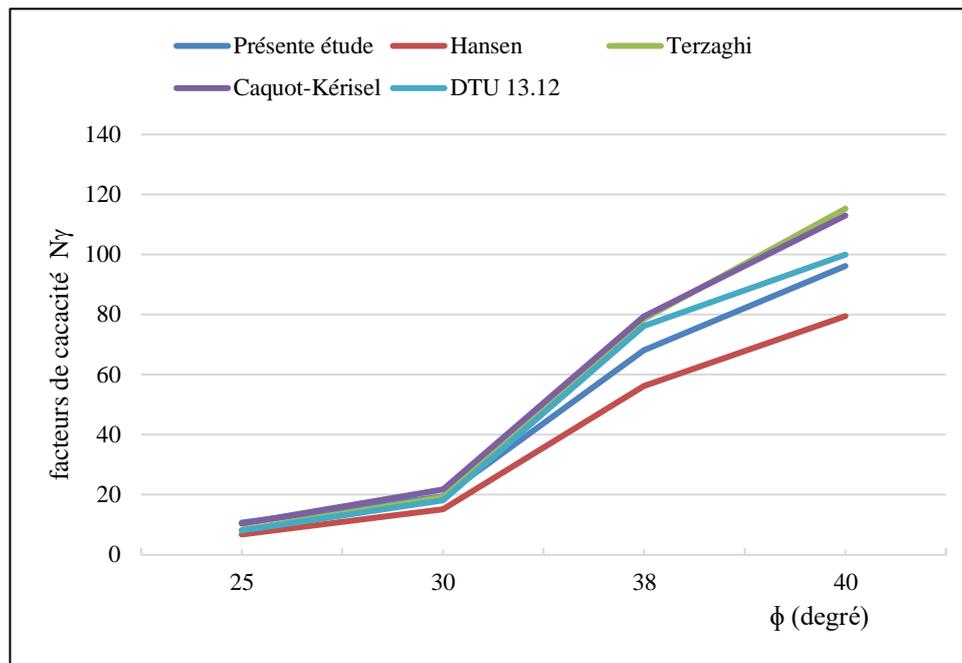


Figure 4.7. Comparaison des valeurs N_γ avec ceux disponibles dans la littérature.

Conclusion :

Les résultats présentés dans le tableau et dans la figure donnent une comparaison des valeurs N_γ pour une semelle filante à base rugueuse posée sur un sable ayant divers angles de frottements internes ($\phi=25\div 40^\circ$), comparées avec celles disponibles dans la littérature. Les résultats obtenus montrent que la présente étude se rapproche et donne des résultats assez bien avec les résultats donnés par ces auteurs.

4.3.2. Influence de la non-associativité du sol sur la capacité portante.

Les méthodes classiques d'équilibre limite et d'analyse limite considèrent une règle d'écoulement associée. Cependant, les sols réels ont une règle d'écoulement non-associée, c'est-à-dire un angle de dilatance inférieur à l'angle de frottement interne du sol ϕ .

Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

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

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

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

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

Pour montrer l'influence de la non-associativité ($\psi < \phi$) on a varié l'angle de dilatance comme suit : $\psi = \phi$, $\psi = (2/3)\phi$ et $\psi = (1/2)\phi$.

$\varphi(^{\circ})$	25	30	38	40
	$\psi = \varphi$			
N_{γ}	46,76	75,86	269,98	300,80
	$\psi = (2/3)\varphi$			
N_{γ}	25,20	50,13	170,36	200,80
	$\psi = (1/2)\varphi$			
N_{γ}	12,63	26,49	88,87	100,5

Tableau. 4.4. Valeurs de capacité portante en fonction de ψ .

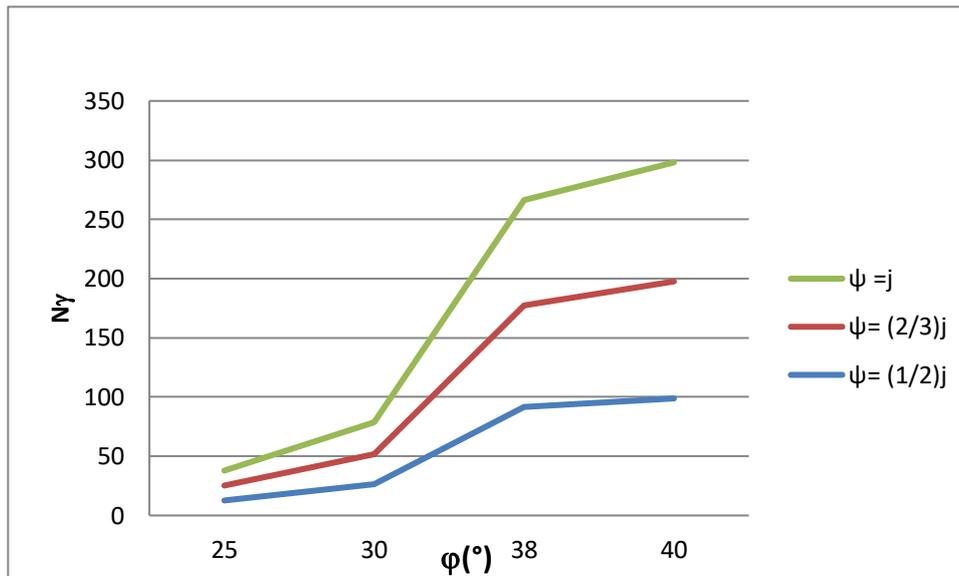


Figure .4.8. Facteurs de portance en fonction de ψ pour une surface horizontale.

Conclusion :

D'après cette étude on peut conclure que l'utilisation de la règle d'écoulement associé surestime les composantes de la capacité portante à travers le coefficient N_{γ} . La Figure 4.5 montre que la capacité portante dépend de l'angle de dilatance ψ , cette dépendance est significative pour les grande valeurs de l'angle de frottement interne du sol φ ; où il est clair que lorsque l'angle de dilatance ψ décroît les valeurs de facteur de portance N_{γ} diminuent.

4.3.3. Fondation au bord d'une pente.

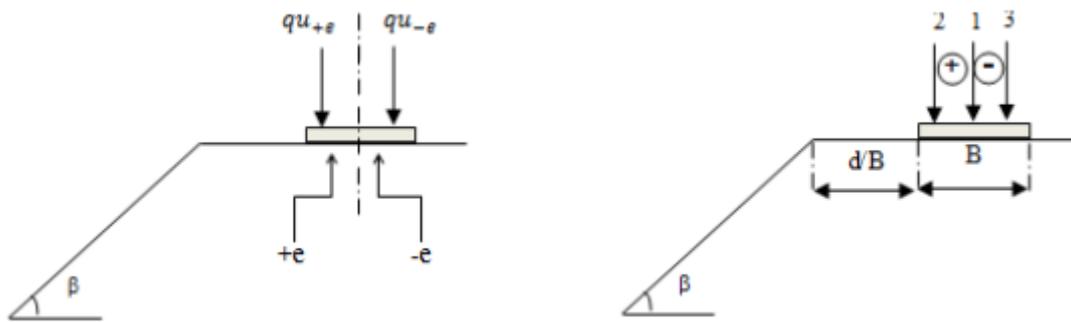


Figure .4.9. Convention de signe (1) charge centrée, (2) charge excentrée positive et (3) charge excentrée négative.

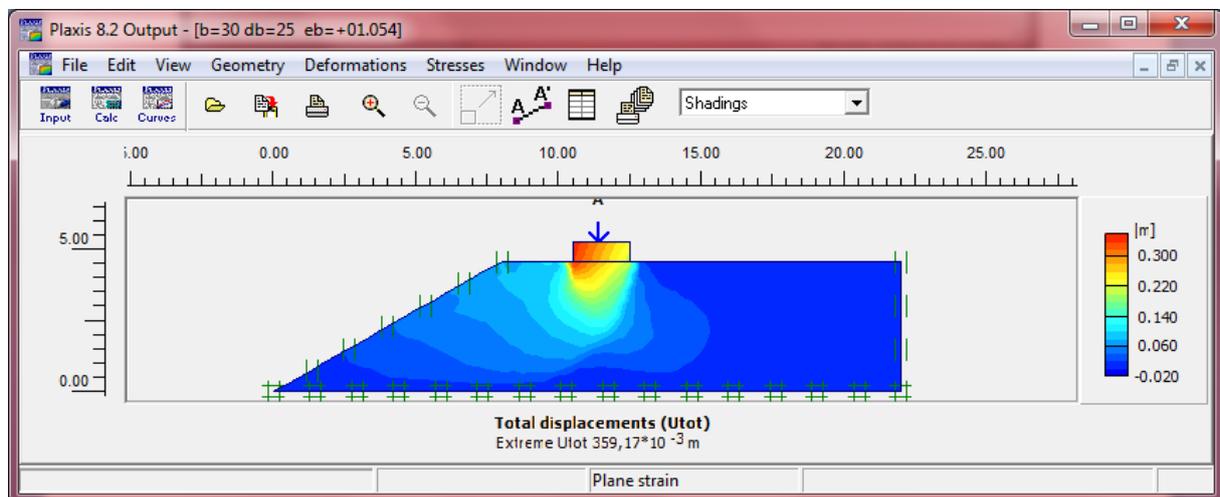


Figure .4.10. Semelle filante sur pente.

Trois cas d'étude ont été menés pour étudier l'effet de la pente sur le comportement de la capacité portante de la semelle filante sous charges excentriques. La figure illustre ces trois cas de charge :

1. Charge centrée ;
2. Charge excentrée positive lorsque l'excentricité de la charge est située du côté près de la pente ;
3. Charge excentrée négative lorsque l'excentricité de la charge est éloignée de la pente.

Pendant tous les calculs, chaque étude a été réalisée pour étudier l'effet d'un seul paramètre tout en maintenant les autres paramètres constants. La variation des paramètres comprend la valeur d'excentricité (e) et la distance relative (d/B).

Pour une fondation filante reposée sur un sol frottant, établie en bord d'une pente, la formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma i_\beta \quad (4.4)$$

Avec :

$N\gamma$: Facteur de portance d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale ;

i_β : Coefficient réducteur de portance (le rapport de la capacité portante d'une fondation établie au bord d'une pente à la capacité portante de la même fondation, établie sur le même sol à surface horizontale) ; il correspond donc à l'expression suivante :

$$i_\beta = \frac{[q_u]_{d/b,\beta}}{[q_u]_{\beta=0}} \quad (4.4)$$

4.3.4. Influence de l'angle d'inclinaison de la pente β .

Les valeurs de la capacité portante ultime sont récapitulées dans le tableau 4.5 pour les différents cas d'inclinaison du talus $\beta=15^\circ$, 30° et 45° .

$\beta(^{\circ})$	0	45	30	15
$q_u=KN/m^2$	1138,73	899,875	839,5	780,16

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

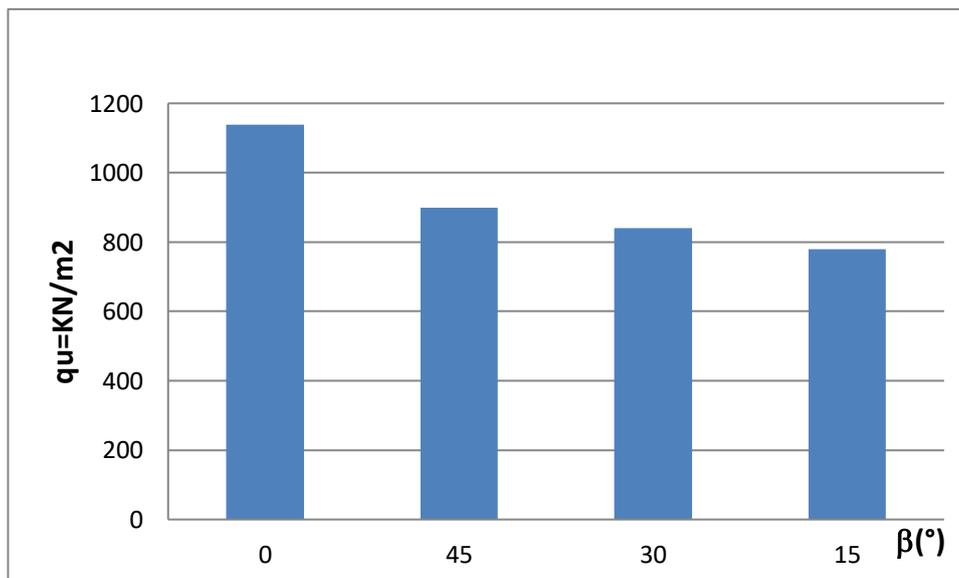


Figure 4.11. Valeurs de capacité portante de la semelle en fonction de β .

conclusion .

L'augmentation de la pente a une influence sur la capacité portante c.a.d que l'augmentation de la pente diminue la capacité portante de la semelle.

4.3.5. Influence de la distance d entre la fondation et la crête du talus.

Pour étudier l'effet de l'excentricité de la charge et sa position par rapport à la crête du talus, ainsi que l'effet de la distance entre le bord de la semelle et la crête de la pente (d/B), une série d'analyses par éléments finis a été réalisée pour des rapports d/B variant entre 0 et 3.5 par pas de 0,5 pour des différents rapports d'excentricités $e/B = (0,0 ; \pm 0,1 \text{ et } \pm 0,2)$.

La figure 4.6 illustre les détails de l'excentricité de la charge. Le $(+e/B)$ montre l'excentricité de la charge vers la face de la pente tandis que $(-e/B)$ montre l'excentricité de la charge vers la face opposée de la pente. Pour atteindre la charge limite, on a appliqué une charge incrémentale sur la fondation jusqu'à la rupture du sol situé sous la fondation pour chaque valeur du rapport de l'excentricité (e/B).

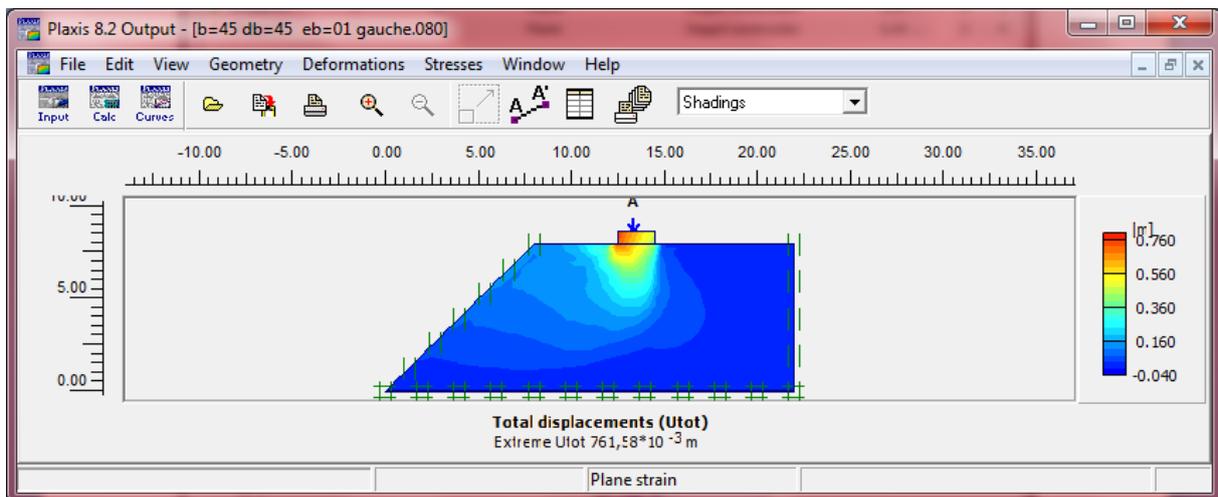


Figure 4.12. Modélisation d'une semelle sur pente $\beta=45^\circ$.

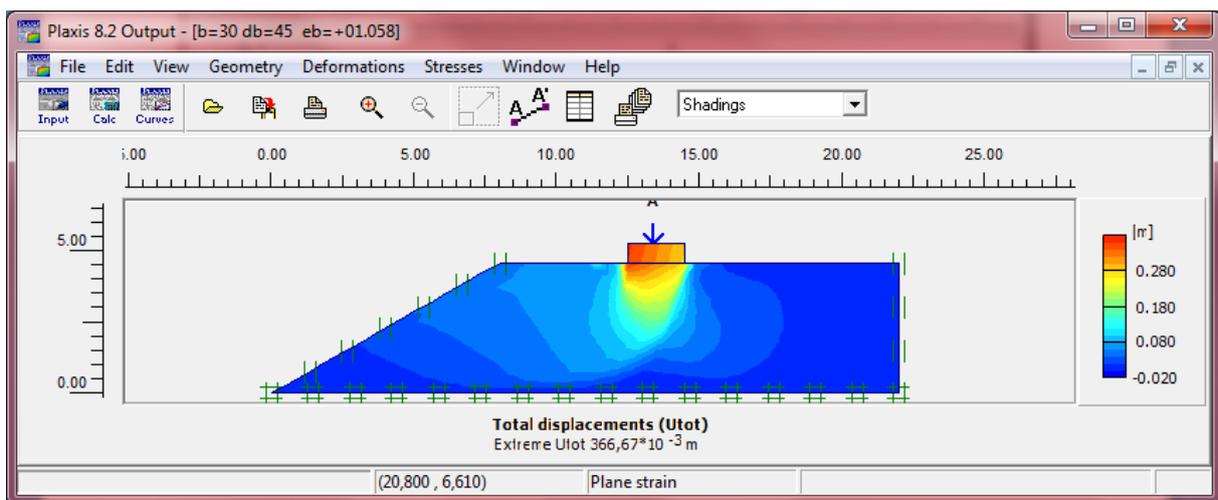


Figure 4.13. Modélisation d'une semelle sur pente $\beta=30^\circ$.

4.3.6. Fondation sur surface horizontale $\beta=0$ et charge verticale.

Pour le cas de fondation sur surface horizontale $\beta=0$, et la charge excentrée, les résultats de calcul sont résumés dans le tableau :

d/B = 4.5	e/b				
	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2
	qu(KN/m ²)				
	838,81	1008,55	1138,73	1100,50	856,43

Tableau.4.6. La capacité portante de la semelle pour $\beta=0^\circ$.

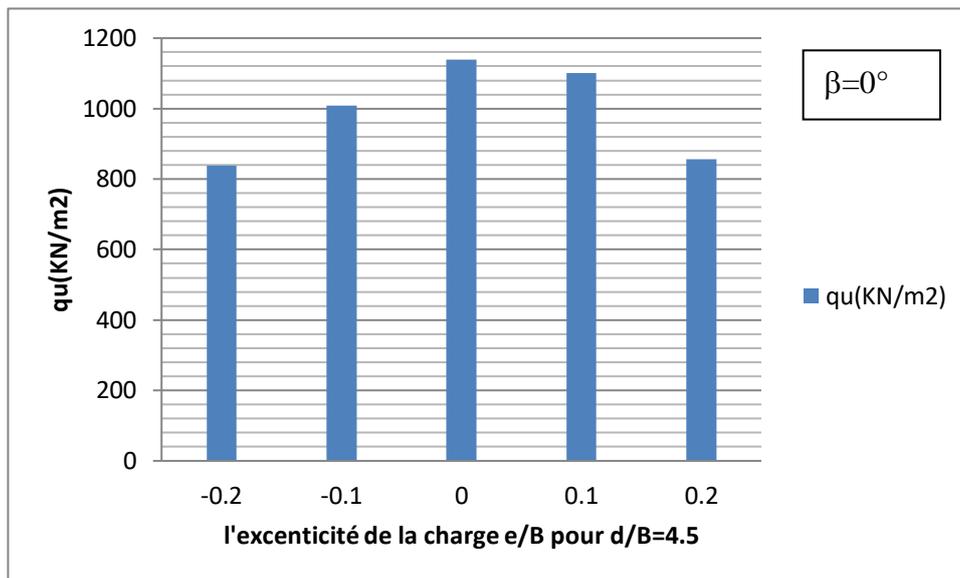


Figure.4.14. Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante pour $\beta=0^\circ$.

4.3.7. Fondation sur surface horizontale $\beta=45^\circ$ et charge verticale.

d/B	Charge centrée e/B=0	Charge excentrée e/b			
		e/B= -0,1	e/B= -0,2	e/B= 0,1	e/B= 0,2
	qu(KN/m ²)				
0	691,265	604,095	573,965	609,73	668,15
0,5	426,075	452,065	422,625	404,455	364,895
1	483,805	464,715	437,69	428,95	386,17
1,5	503,355	508,34	491,395	479,665	457,815
2	568,33	551,31	521,755	587,65	550,05
2,5	626,06	601,335	573,85	623,415	595,7
3	659,755	649,06	613,755	642,39	606,05
3,5	781,195	750,605	687,335	754,77	685,9

Tableau 4.7. La capacité portante de la semelle pour $\beta=45^\circ$.

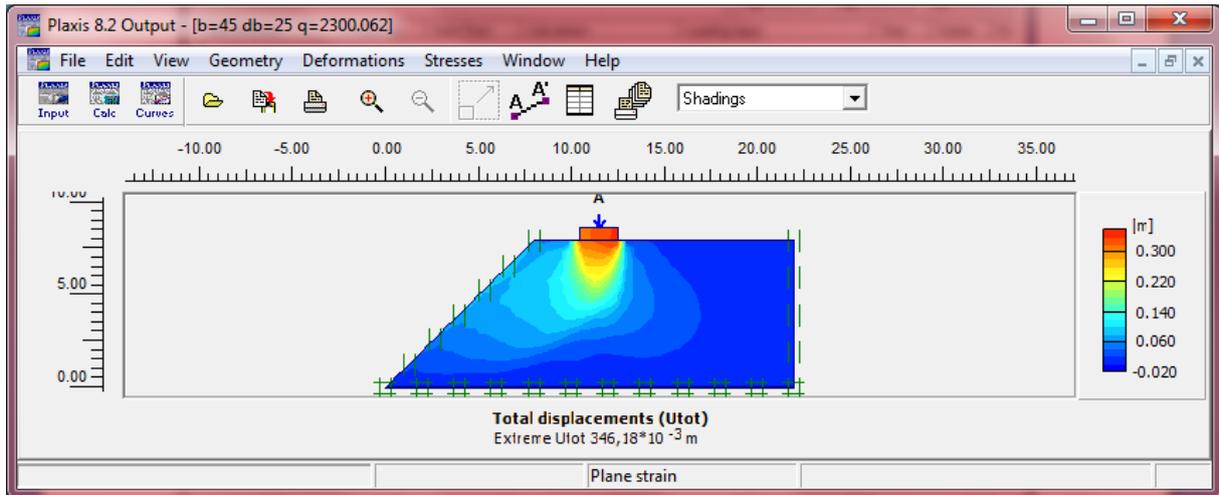


Figure .4.15. Déplacement total pour $\beta=45^\circ$.

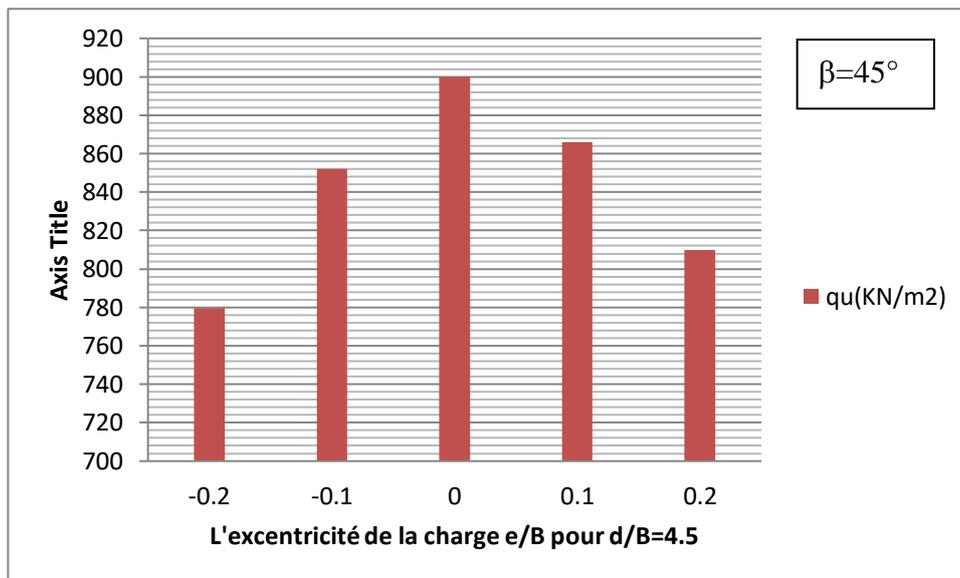


Figure .4.16. Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante pour $\beta=45^\circ$

Le tableau 4.7 montre l'influence de la distance relative d/B sur la capacité portante pour différentes valeurs de d/B . Cette étude montrent que l'emplacement de l'excentricité de la charge, par rapport à la pente associée à la distance entre la semelle et la crête de la pente, influent de manière significative sur la capacité portante, On peut observer que la capacité portante ultime décroît généralement avec l'augmentation du rapport d'excentricité ($\pm e/B$) et croît avec l'augmentation de la distance relative d/B .

4.3.8. Coefficient réducteur de portance.

Cas : $\beta=45^\circ$.

D’après la théorie de Meyerhof, pour exprimer l’effet de l’excentricité de la charge sur la capacité portante dans le cas d’une combinaison excentricité-pente, on utilise le coefficient de réduction i_β :

i_β : Coefficient réducteur de portance (le rapport de la capacité portante d’une fondation établie au bord d’une pente à la capacité portante de la même fondation, établie sur le même sol à surface horizontale) et le comparés avec celle de Meyerhof ;

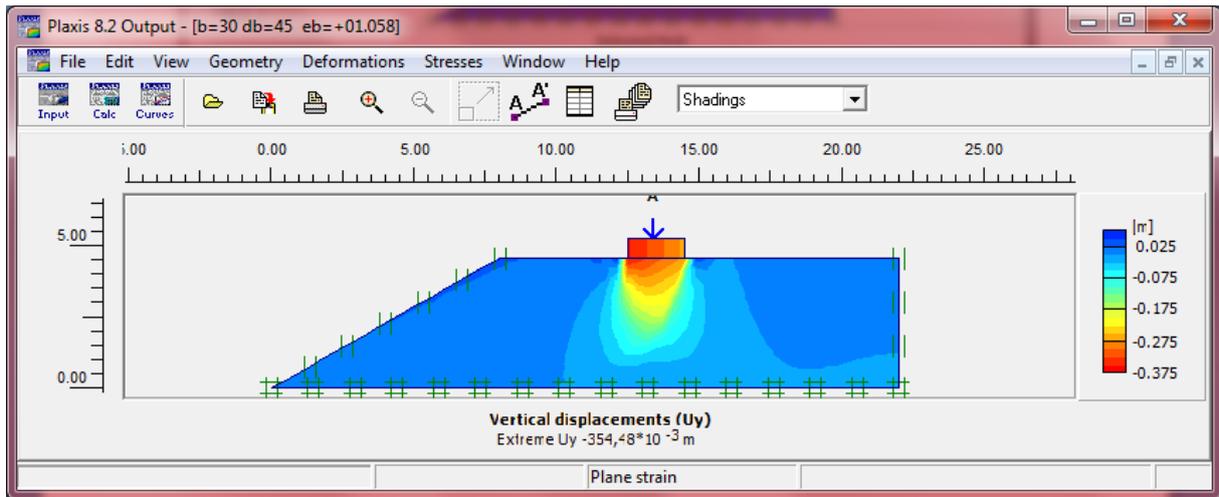


Figure .4.17. Déplacement total pour $\beta=30^\circ$.

e/B	Meyerhof	d/B							
		0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5
-0,2	0,6	0,684	0,503	0,521	0,585	0,622	0,684	0,73	0,819
-0,1	0,8	0,598	0,448	0,46	0,504	0,546	0,596	0,64	0,744
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,1	0,8	0,534	0,354	0,375	0,42	0,514	0,55	0,56	0,684
0,2	0,6	0,6635	0,362	0,383	0,454	0,546	0,59	0,60	0,76

Tableau .4.8. Coefficient réducteur de portance pour $\beta=45^\circ$.

Le tableau 4.8 donne les valeurs du coefficient minorateur i_β pour différents cas d’excentricité pour $\beta=45^\circ$, on remarque que le facteur de réduction de la capacité portante i_β augmentent dans la plus part des cas avec l’augmentation de la distance relative d/B.

Cas : $\beta=30^\circ$.

d/B	Charge centrée	Charge excentrée e/b			
	e/B=0	e/B= -0,1	e/B= -0,2	e/B= 0,1	e/B= 0,2
	$q_u(\text{KN/m}^2)$				
0	492,085	515,89	367,31	470,235	417,795
0,5	424,695	370,645	338,33	381,685	342,125
1	449,765	437,115	420,21	458,62	411,17
1,5	571,32	556,6	521,41	534,98	497,835
2	603,75	590,18	553,725	570,63	495,353
2,5	676,085	651,475	609,04	675,74	600,07
3	744,855	733,93	681,375	701,73	644,69
3,5	746,12	706,675	664,585	760,61	741,06

Tableau 4.9. La capacité portante de la semelle pour $\beta=30^\circ$

e/B	Meyerhof	d/B							
		0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5
-0,2	0,6	0,437	0,456	0,5	0,621	0,66	0,726	0,821	0,792
-0,1	0,8	0,511	0,367	0,433	0,551	0,585	0,646	0,727	0,7
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,1	0,8	0,412	0,334	0,401	0,468	0,5	0,576	0,614	0,666
0,2	0,6	0,414	0,339	0,408	0,494	0,492	0,595	0,64	0,735

Tableau 4.10. Coefficient réducteur de portance pour $\beta=30^\circ$.

Cas : $\beta=15^\circ$.

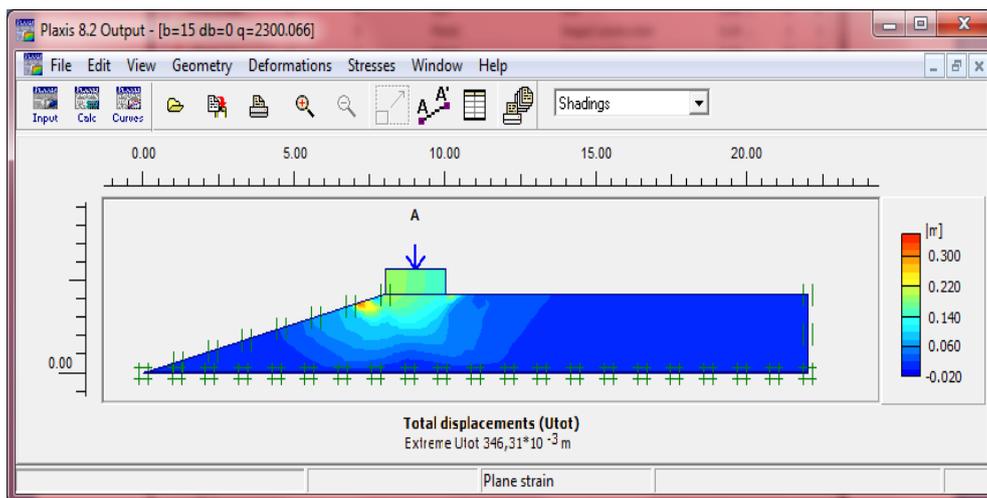


Figure .4.18. Déplacement total pour $\beta=15^\circ$.

d/B	e/b				
	-0,2	-0,1	0	0,1	0,2
	q_u(KN/m²)				
0	562,925	728,985	743,59	628,82	528,08
0.5	503,47	589,95	121,67	550,85	477,02
1	732,32	835,82	724,96	597,54	511,635
1.5	686,32	792,81	607,775	648,83	596,735
2	686,09	816,5	920,575	784,875	741,865
2.5	741,635	876,645	1003,95	963,93	782
3	762,45	803,275	1089,28	969,45	789,13
3.5	723,925	841,11	1012,46	906,545	722,66

Tableau 4.11. La capacité portante de la semelle pour $\beta=15^\circ$.

e/B	Meyerhof	d/B							
		0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5
-0,2	0,6	0,67	0,6	0,873	0,818	0,817	0,884	0,908	0,863
-0,1	0,8	0,722	0,584	0,828	0,786	0,809	0,8692	0,796	0,834
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,1	0,8	0,55	0,482	0,523	0,568	0,687	0,84	0,849	0,794
0,2	0,6	0,524	0,473	0,508	0,592	0,736	0,776	0,783	0,717

Tableau 4.12. Coefficient réducteur de portance pour $\beta=15^\circ$.

4.4. Conclusion.

Les résultats de la modélisation numérique permettent d'énoncer les conclusions suivantes :

- La capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge excentrée est plus élevée lorsque l'excentricité de la charge est placée loin de la pente,
- La capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge centrée est supérieure à celle soumise à une charge excentrée (négative ou positive),
- La capacité portante ultime augmente avec la diminution de l'excentricité de la charge ;
- La capacité portante ultime est plus élevée dans la plus part de cas sous une charge excentrée négative que sous une charge excentrée positive et cette différence disparaît lorsque la semelle est située à une distance relative $d/B=3$.
- L'emplacement de l'excentricité de la charge par rapport à la pente (excentricité de charge près ou loin de la pente) associé à la distance relative d/B influencent considérablement la taille et la forme du mécanisme de rupture (voir figures),
- L'influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente est illustrée dans les tableaux 4.7, 4.9 et 4.11 pour

différents rapports (e/B) et d/B . On peut constater que la valeur de la capacité portante ultime est inversement proportionnelle avec le rapport d'excentricité ($\pm e/B$) et croît avec l'augmentation de la distance relative d/B . L'analyse de ces tableaux souligne le cas de la semelle établie aux cas de distances relatives $d/B < 3$, pour lesquels, la capacité portante ultime pour la charge excentrée positive est inférieure à celle de la même charge excentrée négative. Toutefois, pour une distance $d/B = 3$ et dans les deux cas d'excentricité (négative ou positive), la capacité portante ultime est approximativement identique, en effet, l'influence de l'emplacement de l'excentricité de la charge sur la capacité portante peut être négligée. Par conséquent, la distance maximale de bord a été limitée à $3B$.

- Les résultats montrent que la capacité portante et le facteur de réduction de la capacité portante i_{β} augmentent avec l'augmentation de la distance relative d/B .
- La capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente et soumise à une charge excentrée peut être obtenue à partir d'un calcul numérique en utilisant le code Plaxis,

Conclusion

Conclusions

Ce travail est le fruit de cinq années de formation théorique et qui s'inscrit dans le cadre de la recherche pour l'obtention d'un master génie civil, spécialité Géotechnique, et qui 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 située à proximité d'une pente, et qui vise à apporter une contribution à l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles situées au bord d'une pente et soumise aux chargements centrés et excentrés. 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 cette thèse.

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 centré ou à un chargement excentré. 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 d'essais en vraie la grandeur de l'excentricité et comparé l'influence de l'excentricité de la charge à la droite et à la gauche de la charge verticale centré. Dans le cas terrain plat et bord d'une pente.

Les travaux de cette thèse comportent les différents composants du problème à étudier. Même si des conclusions partielles ont été déjà données au cours de cette thèse ; Les principaux résultats obtenus sont soulignés dont cette conclusion générale et discutés par rapport aux objectifs initiaux.

L'étude numérique menée dans le quatrième chapitre a montré que :

- La capacité portante ultime d'une semelle soumise à une charge excentrée posée sur une pente de sable peut être dérivée de celle d'une semelle soumise à une charge axiale reposant sur un sable à surface horizontale en introduisant le coefficient de réduction du à la pente $i\beta$.
- 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

Conclusions

de d/B . Cependant, la capacité portante ultime augmente avec la diminution de l'excentricité de la charge. Par ailleurs, la capacité portante ultime est plus élevée dans la plus part des cas sous une charge excentrée négative que sous une charge excentrée positive.

- Pour le cas, d'une semelle soumise à une charge centrée ($e/B=0$) la capacité portante est supérieure à celle d'une semelle soumise à une charge excentrée dans les deux états d'excentricité ($e/B < 0$).
- La modélisation numérique réalisée à l'aide de code de calcul en élément finis Plaxis 2D à notamment permis de mettre en évidence l'effet de la pente sur la capacité portante de la semelle filante en variant plusieurs paramètres. Notre objectif était de voir l'influence de la combinaison de ces paramètres sur la capacité portante de la semelle et ainsi le coefficient de réduction de la pente $i\beta$.

Listes des Figures

Chapitre 1		Page
Figure 1.1	Fondation superficielle $D_f/B < 4$	2
Figure 1.2	Types des fondation superficielle.	2
Figure 1.3	Rupture généralisée par cisaillement.	3
Figure 1.4	Mode de rupture des fondations superficielles selon Prandtl.	4
Figure 1.5	Schéma théorique selon Prandtl.	4
Figure 1.6	Formation d'un coin élastique sous une charge excentrée.	5
Figure 1.7	Schéma de rupture pour une charge inclinée en milieu non pesant.	5
Figure 1.8	Capacité portante : Méthode de superposition de Terzaghi.	7
Figure 1.9	Equilibre des terres sous la fondation.	7
Figure 1.10	Détermination du terme de surface.	10
Figure 1.11	Formule de Prandtl- Caquot	13
Figure 1.12	Inclinaison et excentrement d'une charge	18
Figure 1.13	Charge excentrée.	19
Chapitre 2		
Figure 2.1	Emplacement des fondations (Bauer et al.1981).	23
Figure 2.2	Configurations testées par Gemperline (1988).	23
Figure 2.3	Contour de portance obtenus par l'équation de Gemperline (1988) (a) $\beta = 26,6^\circ$ et (b) $33,7^\circ$ d'après Shields et al (1990).	25
Figure 2.4	Surface de rupture d'une fondation filante rugueuse située sur une pente d'après Meyerhof (1957).	26
Figure 2.5	Variation du facteur de la capacité portante N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente) d'après Meyerhof (1957)	27
Figure 2.6	Variation du facteur de portance $N_{\gamma q}$ pour un sol purement frottant, cas d'une fondation sur pente, d'après Meyerhof (1957)	27
Figure 2.7	Surface de rupture d'une Fondation filante au bord d'une pente d'après Meyerhof.	28
Figure 2.8	Facteur de portance N_{cq} de Meyerhof pour un sol purement cohérent (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957).	28
Figure 2.9	Facteur de portance $N_{\gamma q}$ de Meyerhof, pour un sol purement frottant, (fondation située à proximité d'une pente) d'après Meyerhof (1957).	29
Figure 2.10	Mécanisme de rupture adopté par Kusakabe et al (1981).	30
Figure 2.11	Valeurs critiques de N_c et N_{γ} pour diverses valeurs de $c/\gamma B$ ($\varphi = 30^\circ$, $\beta = 45^\circ$, $\alpha = 1$)	30
Figure 2.12	Variation des surfaces de rupture et les valeurs de N_c , N_{γ} avec la valeur $c/\gamma B$	31
Figure 2.13	Mécanisme de rupture d'après Graham et al (1987) (a) : $D_f/b > 0$; (b) : $b/B > 0$	31
Figure 2.14	Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/b=0$) d'après Graham et al (1987)	32
Figure 2.15	Valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/b=0.5$) d'après Graham et al (1987).	32

Figure 2.16	Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/b=1$) d'après Graham et al(1987)	32
Figure 2.17	Mécanisme de rupture supposé par Saran et al.(1989)	33
Figure 2.18	Schéma de rupture, d'après Narita et Yamaguchi (1990).	34
Figure 2.19	Mécanisme de rupture et les forces appliquées adoptées dans l'analyse de Castelli et Motta	35
Figure 2.20	Définition du problème (Georgiadis (2010))	36
Figure 2.21	Modes de rupture d'après Georgiadis (2010)[2].(a) et (b) : rupture de capacité portante (c) : rupture global de la pente	36
Figure 2.22	Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente d'après Georgiadis	37
Figure 2.23	Variation de N_c avec $c_u / (B\gamma)$ d'une fondation sur la crête d'une pente ($\lambda=0$, $\beta=30^\circ$) (Georgiadis, 2010)	37
Figure 2.24	Variation de N_c avec λ pour $c_u/(B\gamma)=1$ (Georgiadis 2010)	38
Figure 2.25	Géométrie du problème (Mabrouki et al 2010)	38
Figure 2.26	Maillage du modèle bidimensionnel et conditions aux limites, cas de $\beta = 26,6^\circ$, $d/B = 1$ (Mabrouki et al 2010)	39
Figure 2.27	Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de la distance à la crête du talus. (a) $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2), (b) $\beta = 33,7^\circ$ (pente 2/3)	40
Chapitre 3		
Figure 3.1	Maillage en PLAXIS	42
Figure 3.2	Elément à 6 nœuds.	43
Figure 3.3	Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.	47
Figure 3.4	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.	48
Figure 3.5	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique	49
Figure 3.6	Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.	49
Figure 3.7	Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.	49
Figure 3.8	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	50
Figure 3.9	Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes.	50
Figure 3.10	Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.	50
Figure 3.11	Définition du module à 50 % de la rupture.	51
Chapitre 4		
Figure 4.1	Présentation du modèle numérique.	55
Figure 4.2	Génération du maillage.	57
Figure 4.3	Application du chargement gravitaire.	57
Figure 4.4	Déformation du massif du sol après génération des contraintes initiales.	58
Figure 4.5	Phases de calculs.	59
Figure 4.6	Modélisation d'une semelle sur surface horizontale.	59
Figure 4.7	Comparaison des valeurs N_γ avec ceux disponibles dans la littérature.	61

Figure 4.8	Facteurs de portance en fonction de ψ pour une surface horizontale.	62
Figure 4.9	Convention de signe (1) charge centrée, (2) charge excentrée positive et (3) charge excentrée négative.	63
Figure 4.10	Semelle filante sur pente.	63
Figure 4.11	Valeurs de capacité portante de la semelle en fonction de β .	64
Figure 4.12	Modélisation d'une semelle sur pente $\beta=45^\circ$.	65
Figure 4.13	Modélisation d'une semelle sur pente $\beta=30^\circ$.	65
Figure 4.14	Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante pour $\beta=0^\circ$.	66
Figure 4.15	Déplacement total pour $\beta=45^\circ$.	67
Figure 4.16	Influence de l'excentrement de la charge sur la capacité portante pour $\beta=45^\circ$.	67
Figure 4.17	Déplacement total pour $\beta=30^\circ$.	68
Figure 4.18	Déplacement total pour $\beta=15^\circ$.	69

Listes Des Tableaux

Chapitre 1		Page
Tableau 1.1	Facteurs de portance selon la nature de contact sol-fondation.	9
Tableau 1.2	Facteurs de portance pour fondations superficielles d'après caquot-kérisel	16
Tableau 1.3	Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi (Condition non drainées et drainées).	21
Tableau 1.4	Coefficients de forme d'après Eurocode 7.	21
Chapitre 2		
Tableau 2.1	Comparaisons avec les résultats des tests pour l'argile (Narita et Yamaguchi)	35
Chapitre 4		
Tableau 4.1	propriétés de la couche de sol.	55
Tableau 4.2	Caractéristique de la semelle.	56
Tableau 4.3	Comparaison des valeurs $N\gamma$ pour une semelle filante à base rugueuse avec ceux disponibles dans la littérature.	60
Tableau 4.4	Valeurs de capacité portante en fonction de ψ .	62
Tableau 4.5	Valeurs de capacité portante de la semelle en fonction de β .	64
Tableau 4.6	La capacité portante de la semelle pour $\beta=0^\circ$.	66
Tableau 4.7	La capacité portante de la semelle pour $\beta=45^\circ$.	66
Tableau 4.8	Coefficient réducteur de portance pour $\beta=45^\circ$.	68
Tableau 4.9	La capacité portante de la semelle pour $\beta=30^\circ$.	69
Tableau 4.10	Coefficient réducteur de portance pour $\beta=30^\circ$.	69
Tableau 4.11	La capacité portante de la semelle pour $\beta=15^\circ$.	70
Tableau 4.12	Coefficient réducteur de portance pour $\beta=15^\circ$.	70

Table des Notations Principales

Symboles	Désignation	Chapitre
A	Aire d'une fondation	1
B	Largeur d'une fondation	1
L	Longueur d'une fondation	1
S	Tassement	1
P _{pq} , P _{pc} ,	Forces passives dues à la surcharge q , la cohésion c et le poids propre γ respectivement .	1
σ	Contrainte normale totale	1
C	cohésion du sol	1
F	Force de résistance au frottement	1
q _u	Capacité portante ultime	1
K _p	Coefficient de butée de Rankine	1
k _{ayh}	Coefficient de poussé des terres horizontales	1
k _{aqh}	Coefficient de poussé horizontale due à la surcharge	1
k _{ach}	Coefficient de poussé horizontale due à la cohésion	1
N _{γ} , N _q , N _c	Facteurs de capacité portante	1
ϕ	Angle de frottement interne	1
N' _q , N' _c , N' _{γ}	Facteurs de capacité portante modifiés	1
N _{q(equi)}} , γ (equi)	Facteurs de capacité portante équivalents	1
P ₀	Contrainte normale	1
S ₀	Contrainte de cisaillement	1
β	Angle de la surface avec l'horizontale	1
Ψ	L'angle critique de rupture	1
i _c , i _q , i _{γ}	Coefficients correcteurs d'inclinaison	1
δ	Angle d'inclinaison de la charge	1
H	Charge horizontale	1
V	Charge verticale	1
e	Excentrement d'une charge	1
Q _u	Charge portante par unité de longueur de la semelle	1
R _k	Facteur de réduction	1
q _u (excentrée)	Capacité portante ultime de la semelle filante pour une charge excentrée	1
q _u (centrée)	Capacité portante ultime de la semelle filante pour une charge centrée	1
S _c , S _q , S _{γ}	Coefficients correcteurs de forme	1
a et k	Paramètres en fonction du rapport D _f / B	1
P _p , P _m	Forces passives par unité de longueur le long du coin sur les écrans bc et ac, respectivement	1
ϕ_m	Angle de frottement interne du sol mobilisé ($\leq \phi$)	1
C _a :	L'adhérence	1
λ_{cc} , $\lambda_{\gamma c}$, λ_{qc}	Facteurs de compressibilité du sol	1
G	Module de cisaillement du sol	1
I _r (cr)	L'indice de rigidité critique	1

Table des Notations Principales

γ_{sol}	Poids volumique du sol	1
$\gamma_{bét}$	Poids propre du béton	1
γ_w	poids volumique de l'eau.	1
i	L'inclinaison de la contrainte déviatorique	1
ϕ_1	L'angle de frottement de sol avec $i = 0^\circ$	1
ϕ_2	L'angle de frottement de sol avec $i = 90^\circ$	1
η	L'angle de rotation.	1
W_i	Poids propres des solides i	3
Q_i	Forces de frottement interne entre solides	3
θ	L'angle de rupture	3
H	Hauteur de solide	3
C_i	Force de cohésion sur la surface de rupture principale	3
C_{ij}	Force de cohésion sur la surface de rupture secondaire	3
DTU 13.12	Document technique unifié	5
Eurocode 7	Geotechnical design-General rules	5

Références Bibliographiques

- [1] Acharyya, R. & Dey, A. (2017) Finite element investigation of the bearing capacity of square footings resting on sloping ground. *INAE Letters* 2(3):97-105.
- [2] Adams, M. T. & Collin, J. G. (1997) Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 123(1):66-72.
- [3] Bencheikh M. : Analyse probabiliste de la stabilité des fondations superficielles. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Guelma, Algérie; 2005.
- [4] BRAHMI Narimane 2015. Modélisation numérique d'une fondation située à proximité d'une pente, Mémoire de Master, Université Mohamed Khider -Biskra
- [5] Caquot, A., (1934). *Équilibre des massifs à 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.
- [7] Costet, J. & Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.
- [8] Casagrande, A., & N. Carrillo. 1954. Shear failure in anisotropic materials, in Contribution to soil mechanics 1941–53, Boston Society of Civil Engineers, 122.
- [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'Équipement, du logement et des transports 1993.

Netographique

- [13] <http://irc.cnrc.gc.ca/cbd/cbd221f.html>
- [14] http://WWW.introduction à la géotechnique_fichiers /ch1601h2.htm
- [15] <http://WWW.uni-Weimar.de/Bauing/geotechnik/D/Staff/witt98-1-Teilsicherheit.pdf>
- [16] <http://WWW.uni-Weimar.de/Bauing/geotechnik/D/Staff/witt/GTS2003-witt.pdf>
- [17] <http://coin du projeteur .free.fr/beton/courssemelle.htm>