



Université de Bordj Bou Arreridj
Faculté de Technologie
Département de Génie civil



Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de :
Master en Sciences en Génie civil
Option : Géotechnique

**Analyse numérique de la capacité portante
d'une fondation filante reposant sur un sable
en pente**

Présentés par :

MEBARKIA CHAKIB

DERARDJA NESRINE

Devant le jury composé de :

Noui Ammar	Docteur	Université de B.B.A	Président
Achour Yacine	Docteur	Université de B.B.A	Examineur
Kessal Oussama	Docteur	Université de B.B.A	Examineur
Mazouz Badis	Docteur	Université de B.B.A	Encadreur

Remerciements :

Nous remercions tout d'abord le bon dieu qui nous a aidés de terminer ce travail «
الله الحمد ».

Nous tenons à remercier notre encadreur docteur **MAZOUZ BADIS** pour nous avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance qu'il nous a accordé. Il nous a dirigé tout au long de cette étude et nous a donnés les grands axes de recherche. Nous le remercions aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Nos remerciements vont ensuite aux membres de jury : Dr **Noui Ammar**, Dr **Achour Yacine** et Dr **Kessal Oussama** pour avoir acceptés de présider le jury de notre mémoire et qui nous ont fait l'honneur d'accepter d'être nos examinateurs. Leurs idées nous seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements ainsi que nos grandes gratitudes reconnaissances envers tous nos enseignants du «
Département de Génie civil » à l'université de Bordj Bou Arreridj.

Nous souhaitons également remercier nos collègues et amis avec qui nous avons passé des bons moments. Nous tenons à remercier enfin toutes nos familles surtout nos Pères, notre Mères, et tous ceux qui par leur compétence, leur amitié, leur soutien, leurs encouragements ou tout simplement leur présence ont contribué à la réalisation de ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre reconnaissance.

Dédicaces :

« CHAKIB »

Tout d'abord, je tiens à remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir donné le courage, la patience et la santé qui m'ont permis de réaliser ce travail.

Je dédie ce modeste travail à : Mon très cher père Mabrouk et ma très chère mère Mouna. À mes sœurs : Chahinez et Aicha. À mon frère Zakaria et toutes mes amies. Sur tout : Amine, Mounir, Abderrahim, Noureddine.

Toute la promotion du Master spécialité géotechnique 2019-2020.

« NESRINE »

En tout premier lieu, je remercie ALLAH qui de m'avoir donné la force et la santé pour survivre, ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés, durant ces années d'étude. Je dédie ce travail surement au premier lieu à mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études : A ma maman chérie : Nabila, qui m'a comblée d'amour qui a sacrifié toute sa vie pour moi. A mon cher père : Nouari, décédé trop tôt qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études. A mes très chers frères : Mohamed et Ahmed said, et ma chère sœur Afnan, pour leurs encouragements permanents et leur soutien moral. A mon fiancé : Massinissa, pour l'amour et l'affection qui nous unissent. A mes collègues, et la promotion de master 2 génie civil, 2019-2020.

Résumé :

La configuration particulière d'une fondation située à proximité d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique. Cependant l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles dans ce cas constitue l'un des problèmes majeurs en géotechnique. Les études théoriques et expérimentales ont montré que, lorsqu'une fondation superficielle est située au bord d'une pente, sa portance est considérablement affectée par la présence de la pente et elle devient plus faible que celle avec un terrain horizontal et elle doit être affectée d'un coefficient réducteur.

L'objectif de ce mémoire est de présenter une synthèse bibliographique concernant les travaux effectués pour étudier l'influence de la pente sur la capacité portante des fondations superficielles.

Egalement, une étude numérique a été effectuée en utilisant un logiciel d'interaction sol-structures en élément finis (PLAXIS) et en faisant varier plusieurs paramètres incluant l'angle d'inclinaison de la pente β , la distance entre la fondation et la crête de talus d , afin d'évaluer l'effet de la pente sur la capacité portante d'une fondation filante sous charge verticale centrée reposant sur un sol frottant.

Mots clés : Capacité portante, semelle filante, pente, sable, Analyse numérique, Plaxis,

Abstract :

The particular configuration of a foundation located near a slope is a case frequently encountered in practice. However, the evaluation of the bearing capacity of shallow foundations in this case is one of the major problems in geotechnical engineering. The theoretical and experimental studies have shown that, when a shallow foundation is located at the edge of a slope, its bearing capacity is significantly affected by the presence of the slope and it becomes lower than that with an horizontal ground and it should be multiplied by a reduction factor.

The objective of this thesis is to present a literature review concerning the works done to study the influence of the slope on the bearing capacity of shallow foundations. Also, a numerical study was conducted using a program of soil-structures interaction using finite elements (PLAXIS) and by varying several parameters including the inclination angle of the slope β and the distance between the foundation and the crest of the slope d , in order to evaluate the effect of the slope on the bearing capacity of a strip foundation under a vertical load centered resting on a soil with friction.

Keywords : Bearing capacity, Strip Foundation, slope, sand, numerical analysis, Plaxis

ملخص :

التكوين الخاص للأساس الواقع بالقرب من منحدر هو حالة متكررة في الممارسة العملية. ومع ذلك، فإن تقييم قدرة التحمل للأساسات في هذه الحالة هو أحد المشاكل الرئيسية في الجيوتقنية. أظهرت الدراسات النظرية والتجريبية أنه عند وجود أساس على حافة منحدر، فإن قدرته على التحمل تتأثر بشكل كبير بوجود المنحدر وتصبح أضعف من تلك الموجودة في السطح الأفقي فيتوجب أن يتم تعيين معامل اختزال الهدف من هذه الأطروحة هو تقديم ملخص بيليوغرافي للعمل المنجز لدراسة تأثير المنحدر على قدرة التحمل للأساسات.

أيضاً، تم إجراء دراسة عددية باستخدام برنامج تفاعل هياكل العناصر المحدودة للتربة (Plaxis) وبتنوع العديد من المعاملات بما في ذلك زاوية ميل المنحدر β والمسافة بين الأساس والحافة d . من أجل تقييم تأثير المنحدر على قدرة التحمل لشريط الأساس تحت حمولة رأسية مركزة على أرضية ملساء .

الكلمات المفتاحية: قدرة التحمل، أساس مستمر، المنحدر، الرمل، التحليل العددي، بلاكسيس.

Sommaire

Remerciements :	i
Dédicaces :	ii
Abstract:.....	iv
ملخص	v
Liste des figures	1
Liste des Symboles	5
Introduction générale	6

Chapitre 01

1.1 Introduction :	9
1.2 Généralités sur les fondations superficielles :	9
1.2.1 Définition :	9
1.2.2 Principaux types des fondations superficielles :	11
a) Les fondations filantes :	11
b) Les fondations isolées :	11
c) Les radiers ou dallages :	12
1.3 Fonctionnement des fondations superficielles :	12
1.3.1 Comportement d'une semelle superficielle chargée :	12
1.3.2 Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle :	13
a) Un mécanisme général :	14
b) Un mécanisme de cisaillement localisé :	14
c) Une rupture par poinçonnement :	15
1.4 Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles :	17
1.4.1 La théorie de Terzaghi (1943) :	17
1.4.2 La théorie de Meyerhof (1963) :	21
1.4.3 La théorie de Hansen (1970) :	23

Sommaire

1.4.4 La théorie de Vesic (1973) :	23
1.5 Conclusion :	24

Chapitre 02

2.1 Introduction :	26
2.2 Semelle filante sous charge inclinée reposant sur une surface horizontale :	26
2.3 Effet de la pente sur la portance d'une semelle filante sous charge verticale :	28
2.3.1 Approche expérimentales :	28
2.3.1.1 Les essais en vraie grandeur :	28
2.3.1.2 Les essais sur modèles centrifugés :	31
2.3.1.3 Les essais sur des modèles réduits :	37
2.3.2 Etudes théoriques :	40
2.4 Effet de la pente sur la capacité portante d'une semelle filante sous charge inclinée :	48
2.5 Conclusion :	50

Chapitre 03

3.1 Introduction :	53
3.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis :	53
3.2.1 Calcul par la MEF :	53
3.2.2 Présentation de PLAXIS :	54
a) <i>Le programme d'entrée de données (Input)</i>	55
b) <i>Le programme de calcul (Calculations)</i>	55
c) <i>Le programme de résultats (Output)</i>	55
d) <i>Le programme courbes (Curves)</i>	55
3.3 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS :	56
3.3.1 Comportement élastoplastique :	56
3.3.2 Modèle élastique linéaire :	57
3.3.3 Modèle de Mohr-Coulomb :	59
a) Module de Young :	60

Sommaire

b)	Coefficient de Poisson :	61
c)	Angle de frottement :	61
d)	Cohésion :	61
e)	Angle de dilatance :	61
f)	Les contraintes de traction :	62
g)	Les paramètres avancés :	62
3.3.4	Modèle de sol avec écroissage (Hardening Soil Model) :	62
a)	Les paramètres du HSM.....	63
b)	Courbes effort-déformation.....	64
c)	Les modules.....	64
3.3.5	Modèle pour sols mous (Soft Soil Model) :	65
3.3.6	Les paramètres de compressibilité :	65
3.4	Conclusion :	66

Chapitre 04

4.1	Introduction :	67
4.2	Procédure de la simulation numérique :	67
4.2.1	La géométrie du model :	67
4.2.2	Caractéristiques des matériaux :	68
4.2.2.1	Caractéristiques du massif de sol	68
4.3	Génération du maillage :	69
4.4	Conditions initiales :	70
4.4.1	Les pressions interstitielles :	70
4.4.2	Les contraintes Initiales :	70
4.5	Procédure de calculs :	70
4.6	Analyse des résultats et interprétations :	73
4.6.1	Effet de la distance entre la fondation à la crête du talus :	74
4.6.2	Coefficient réducteur de portance :	75

Sommaire

4.6.3 Effet De La Pente	75
4.7 Mécanisme de rupture.....	76
4.8 Conclusion :.....	77
Conclusion Générale	78
Références.....	79

Liste des figures :

Chapitre 01

Figure 1. 1 fondation superficielle.....	10
Figure 1. 2 classifications des fondations selon le DTU 13. 12.....	10
Figure 1. 3 fondation filante.....	11
Figure 1. 4 fondation isolée.....	11
Figure 1. 5 Fondation de type radier.....	12
Figure 1. 6 Chargement d'une semelle superficielle et la courbe de charge-tassement.	12
Figure 1. 7 la courbe de charge-tassement.	13
Figure 1. 8 Rupture par cisaillement générale.....	14
Figure 1. 9 Rupture par cisaillement local.	15
Figure 1. 10 Rupture par poinçonnement.	16
Figure 1. 11 Nature de la rupture d'une fondation dans un sable.	16
Figure 1. 12 La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi. 18	
Figure 1. 13 Schéma de principe de la théorie de Terzaghi.	18
Figure 1. 14 Méthode de superposition de Terzaghi.	19
Figure 1. 15 Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance. ...	20
Figure 1. 16 Facteurs de capacité portante en fonction de ϕ	21
Figure 1. 17 Facteurs de capacité portante, d'après Meyerhof.....	21
Figure 1. 18 Mécanisme de rupture pour le calcul de N_{γ} d'après Lundgren et Mortensen (1953).....	23

Chapitre 02

Figure 2. 1 Schéma de rupture pour : (a) faible inclinaison (b) grande inclinaison.	27
Figure 2. 2 Expérimentation de Shield (1971) et Bauer (1981), (a) $B=3m$. (b) $B=6m$	29
Figure 2. 3 Courbes d'isovaleurs des facteurs de portance $N_{\gamma cq} = 2q_u/\gamma B$ (Shields et al., 1977).	30
Figure 2. 4 Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de d/B d'après les essais de Shield et Bauer ; 1977).	31
Figure 2. 5 Mécanisme de rupture, d'après (Garnier et al. 1988).	32
Figure 2. 6 Configurations testées par Gemperline (1988).	34

Liste des Figures

Figure 2. 7 Contour de portance obtenue par l'équation de Gemperline (1988), (a) $\beta = 26,6^\circ$ et (b) $33,7^\circ$.	34
Figure 2. 8 Résultats expérimentaux fournis par Terashi et Kitasume.	35
Figure 2. 9 Evolution des coefficients réducteurs de portance en fonction de d/B , d'après Terashi et Kitasume.	35
Figure 2. 10 Surface de rupture observée par Terashi et Kitasume.	35
Figure 2. 11 Schémas de rupture observés par Bakir (1993).	37
Figure 2. 12 Dispositif expérimental de Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).	37
Figure 2. 13 Effet de la pente sur la portance en bord de talus, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).	38
Figure 2. 14 Evolution du coefficient de portance en fonction d/B , d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).	38
Figure 2. 15 Schémas de rupture obtenue, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).	39
Figure 2. 16 Coefficient de réducteur de portance i_β en fonction d'angle de la pente β° , d'après Lebègue (1973).	40
Figure 2. 17 Coefficient de réducteur de portance i_β en fonction de la distance relative de fondation, d'après Dembicki et al. 1974.	40
Figure 2. 18 Surface de rupture ; (a) semelle rugueuse sur la pente ; (b) semelle rugueuse située à proximité d'une pente, d'après Meyerhof (1957).	41
Figure 2. 19 Variation des facteurs de portance en fonction β , dans le cas d'une semelle rugueuse posée sur la pente ; (a) facteur de portance $N_{\gamma q}$; (b) facteur de portance $N_{c q}$, d'après Meyerhof (1957).	42
Figure 2. 20 Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle β , dans le cas d'une semelle rugueuse située à proximité d'une pente ; (a) facteur de portance $N_{\gamma q}$; (b) facteur de portance $N_{c q}$. D'après Meyerhof (1957).	42
Figure 2. 21 Surface de la rupture supposée par la méthode d'équilibre limite et l'analyse limite, d'après (Saran 1989).	44
Figure 2. 22 Mécanisme de rupture, d'après Kusakabe et al (1981).	46
Figure 2. 23 Valeurs critiques de N_c et N_γ en fonction $c/\gamma B$ et h pour ($\beta=45^\circ$ et $\alpha.B=1$).	46
Figure 2. 24 variation des surfaces de rupture et des valeurs de N_c et N_γ en fonction $c/\gamma B$ et h pour ($\beta=45^\circ$ et $\alpha.B=1$).	46
Figure 2. 25 Effet of différent paramètres, d'après Michalowski et al. (2010).	48

Figure 2. 26 Convention de signes des inclinaisons des charges (a) positif, (b) négatif.....49

Chapitre 03

Figure 3. 1 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.57

Figure 3. 2 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.57

Figure 3. 3 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.57

Figure 3. 4 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.58

Figure 3. 5 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.58

Figure 3. 6 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.59

Figure 3. 7 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$59

Figure 3. 8 Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.60

Figure 3. 9 Définition du module à 50 % de la rupture.60

Figure 3. 10 Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.62

Figure 3. 11 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.63

Figure 3. 12 Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.64

Figure 3. 13 Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.65

Chapitre 04

Figure 4. 1 Présentation du modèle numérique.68

Figure 4. 2 Maillage du modèle numérique.69

Figure 4. 3 Surfaces non horizontales et stratifications non horizontales.70

Figure 4. 4 Application du chargement gravitaire.71

Figure 4. 5 Déformation du massif du sol après génération des contraintes initiales.71

Figure 4. 6 Applications du chargement propre dit.72

Figure 4. 7 Capacité portante ultime à partir du code Plaxis.72

Figure 4. 8 Variations de la capacité portante en fonction d/B74

Figure 4. 9 Variations du coefficient réducteur $i\beta$ en fonction de d/B75

Figure 4. 10 Variation de la capacité portante en fonction de d/B et β76

Figure 4. 11 Mécanisme de rupture correspond aux d/b , (a) et (b) : $d/B = 0$; (d) et (c) : $d/B = 1$; (e) et (f) : $d/B = 2$ avec $\beta = 33,7$76

Liste des Tableaux :

Chapitre 01

Tableau 1. 1 Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi.20

Chapitre 02

Tableau 2. 1 Résultats des essais effectués par Shields et Bauer (Valeurs du facteur de portance $N_{\gamma cq}$29

Tableau 2. 2 Résultats des essais de Carnier et al. (1989).....31

Tableau 2. 3 Résultats expérimentaux obtenus par Lebègue ($N_{\gamma cq}$).39

Tableau 2. 4 facteurs de la capacité portante, Saran et al (1989).....45

Tableau 2. 5 les valeurs critiques de la $c/\gamma B \tan \varphi (\times 10^2)$ pour angle d'inclinaison de la pente $\beta=45^\circ$, d'après Michalowski (2010).48

Chapitre 03

Tableau 3. 1 Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ66

Chapitre 04

Tableau 4. 1 Propriétés de la couche de sol.68

Tableau 4. 2 Caractéristique de la semelle.69

Tableau 4. 3 Valeur de la capacité portante ultime pour différents cas de l'excentricité.....73

Liste des Symboles :

B	Largeur de la fondation.
c	Cohésion du sol
D_f	Encastrement de la fondation.
H	Epaisseur de la première couche du sol.
q	Charge
q_u	Capacité portante ultime.
q_{adm}	Capacité portante admissible.
D_r	Densité relative.
E	Module d'Young.
b/B	Rapport de dimensions
e	Excentricité de la charge
G_u	Module de cisaillement ultime
G	Module de cisaillement
δ	Inclinaison de la charge
K_0	Coefficient des terres au repos
N_c	Terme de cohésion
N_q	Terme de profondeur.
N_γ	Terme de surface.
γ	Poids volumique du sol.
V_L	La composante verticale de la charge ultime
τ	Contrainte de cisaillement (tangentielle).
ν	Coefficient de Poisson.
ν_u	Coefficient de Poisson ultime
ν_{ur}	Coefficient de Poisson en charge décharge
σ	Contrainte
σ_n	Contraintes normales
φ	Angle de frottement interne du sol
φ_u	Angle de frottement ultime

Introduction générale :

La fondation est la partie la plus importante et la plus essentielle dans une structure. C'est pourquoi il est crucial de connaître le type de sol, son comportement et sa capacité portante.

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 sollicitée 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 le problème de la capacité portante d'une semelle filante située à proximité d'une pente en considérant un sol pulvérulent.

Pour atteindre l'objectif visé, ce travail est divisé selon le plan suivant :

La thèse est divisée en deux parties, la première partie présente une synthèse bibliographique consacrée à l'étude des problèmes de la capacité portante des fondations superficielles, des lois de comportement des sols, ainsi que de l'outil numérique choisi pour l'étude des problèmes posés. Elle est, elle-même, découpée en trois chapitres :

- Le premier chapitre est consacré aux travaux effectués dans le domaine du calcul de la capacité portante des fondations superficielles et la présentation des différentes méthodes développées pour calculer la capacité portante d'une semelle filante sous chargement vertical et centré.
- Le deuxième chapitre présente 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 est consacré à la présentation des lois de comportements utilisées lors de l'étude, ainsi que l'outil de calcul utilisé PLAXIS 2D.

La deuxième partie de cette thèse présente les développements, effectués pour étudier le problème de la capacité portante des fondations superficielles au bord d'une pente. Elle se compose d'un seul chapitre (chapitre 4) qui a été consacré à l'établissement d'un modèle numérique. Les résultats obtenus sont présentés et analysés dans ces chapitres. L'interprétation fait également appel aux résultats obtenus.



Chapitre 01

Aperçu bibliographique sur les fondations superficielles



1.1 Introduction :

Fonder une construction est une des plus anciennes activités du bâtiment et des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. 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, ponts...etc.), 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 plupart 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, micropieux, 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 Généralités sur les fondations superficielles :

1.2.1 Définition :

Les fondations superficielles sont considérées comme des ouvrages simples et d'exécution facile. Néanmoins, de très nombreux travaux leur ont été consacrés depuis près d'un siècle pour établir, valider et améliorer leurs méthodes de calcul, car les paramètres à prendre en compte sont variés et ces calculs mettent en jeu nombre de facettes du comportement mécanique des sols et des roches.

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique sur les fondations superficielles

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont :

L : longueur de la semelle ou plus grande côté d'une semelle.

B : largeur de la semelle ou plus petit côté de la semelle.

D : hauteur d'encastrement de la semelle. Hauteur minimum au-dessus du niveau de la fondation. Si un dallage ou une chaussée surmonte la fondation ceux-ci sont pris en considération dans la hauteur d'encastrement.

h : ancrage de la semelle. Il correspond à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche

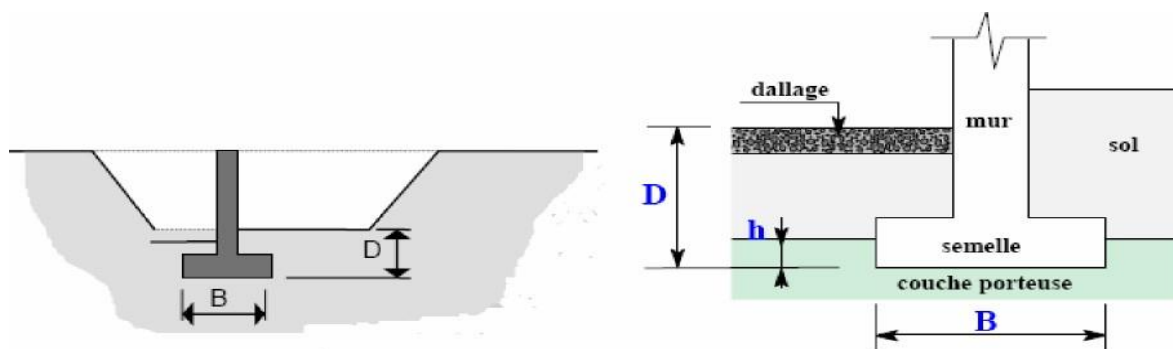


Figure 1. 1 fondation superficielle.

Une fondation est dite superficielle :

Si $D < 1,5 \cdot B$

Si $D > 5B$ la fondation est dite profonde (**figure 1.2**).

Si $1,5 B < D < 5 B$la fondation est semi profonde.

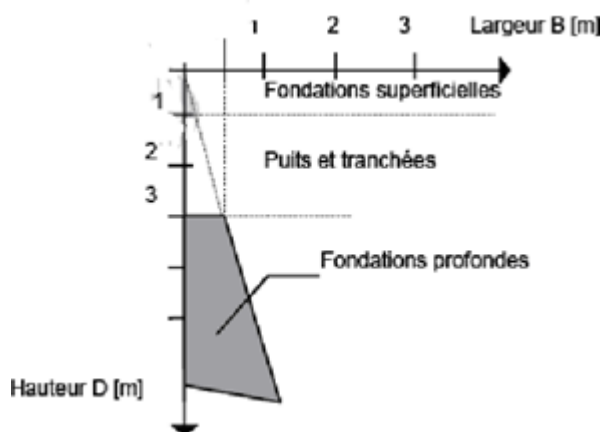


Figure 1. 2 classifications des fondations selon le DTU 13. 12.

1.2.2 Principaux types des fondations superficielles :

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

a) Les fondations filantes :

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

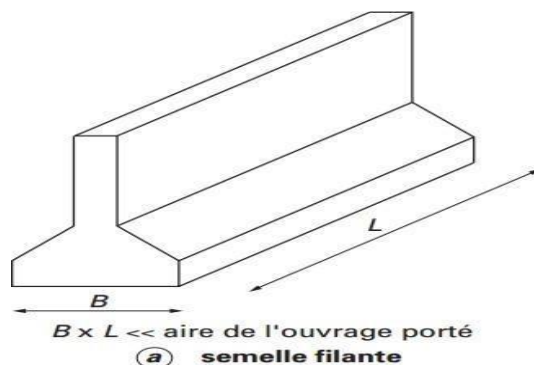


Figure 1. 3 fondation filante.

b) Les fondations isolées :

Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

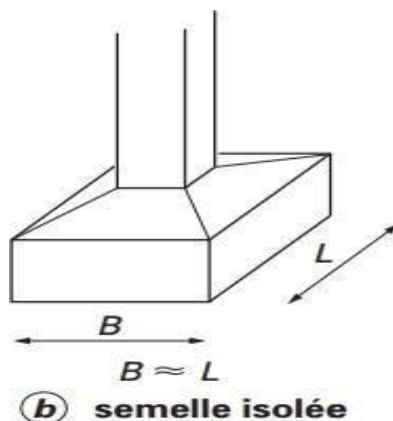
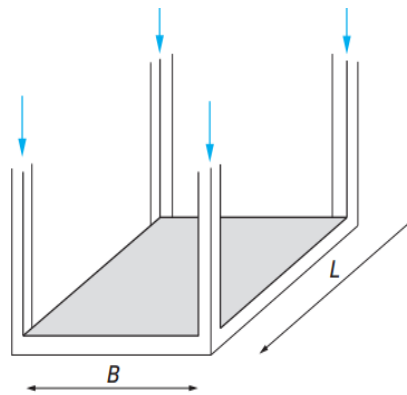


Figure 1. 4 fondation isolée.

c) Les radiers ou dallages :

Ce sont des semelles de grandes dimensions portant en général tout un ouvrage ou partie d'ouvrage. Les dallages sont des cas particuliers de radier général.



$B \times L$: aire de l'ouvrage porté

(c) radier (ou dallage)

Figure 1. 5 Fondation de type radier.

1.3 Fonctionnement des fondations superficielles :

1.3.1 Comportement d'une semelle superficielle chargée :

Les tassements qui vont se produire sous une semelle superficielle sont en fonction de l'intensité de la charge appliquée et qui ont l'allure de la (Figure 1. 6).

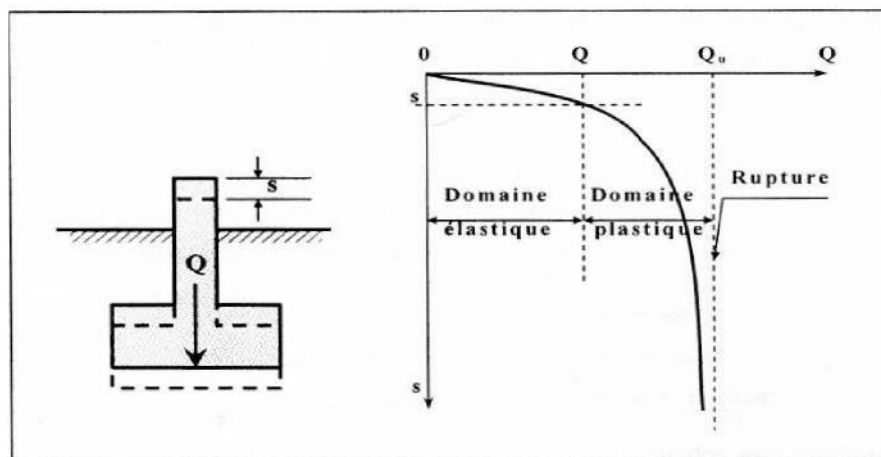


Figure 1. 7 Chargement d'une semelle superficielle et la courbe de charge-tassement.

1. Pour un sol relativement résistant (sable dense), la courbe pression-tassement présente un palier d'écoulement plastique très marqué ; le tassement s'accroît sans augmentation de la pression.

2. Pour un sol mou ou peu compact (sable lâche) ; cette courbe a tendance à augmenter indéfiniment jusqu'aux très grandes déformations et le phénomène de rupture est moins net. La définition de la charge de rupture est alors conventionnelle.

Chacune de ces courbes comprend trois phases successives :

- a. Une phase quasiment élastique, qui peut se produire au cours de la construction ou à la fin de celle-ci au moment de l'application de la charge de service.
- b. Une phase dans laquelle se développe la plastification du sol avec l'augmentation des charges et où se forme une surface de glissement qui s'étend progressivement.
- c. Une phase plastique ultime, dans laquelle la surface de glissement entraîne la rupture du sol sous la fondation.

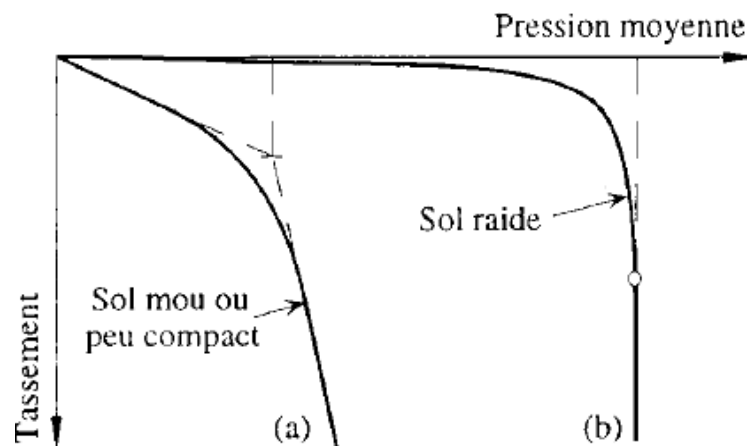


Figure 1. 8 la courbe de charge-tassement.

1.3.2 Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle :

D'après Vesic (1963), les modes de rupture des fondations superficielles peuvent être divisés en trois types, le premier est caractérisé par une rupture de cisaillement généralisé, le deuxième est une rupture par cisaillement localisé, et le troisième est une rupture par poinçonnement. Les observations expérimentales de Vesic montrent que le type de mécanisme de rupture mis en jeu lors du chargement d'une fondation rigide dépend essentiellement de la densité du sable.

- a) **Un mécanisme général** : Caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable.

C'est le cas pour les sols relativement résistants (**Figure 1. 9**).

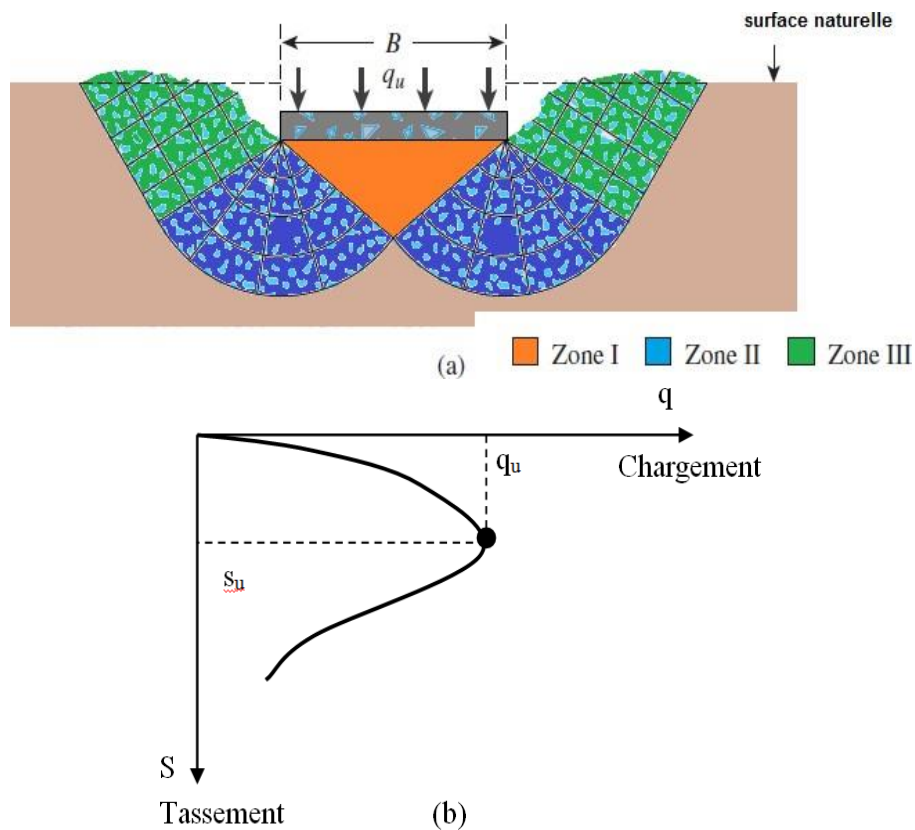
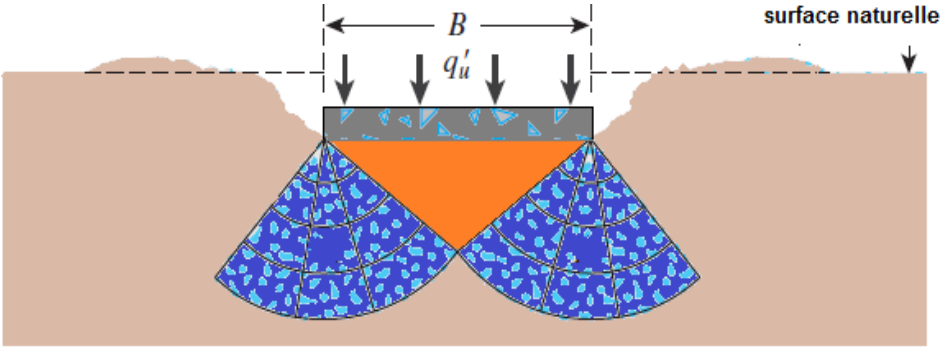


Figure 1. 10 Rupture par cisaillement générale.

- b) **Un mécanisme de cisaillement localisé** : Dans le cas d'une fondation posée sur un sable lâche, on note une rupture par cisaillement localisé ; ce type de rupture est caractérisé par un gonflement du sol au voisinage de la fondation, et la surface de rupture ne débouche pas à la surface du sol. La courbe charge déplacement est représentée sur la (**Figure 1. 11**).



(b) ■ Zone I ■ Zone II

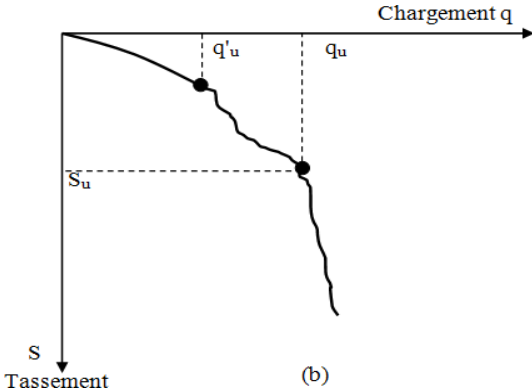
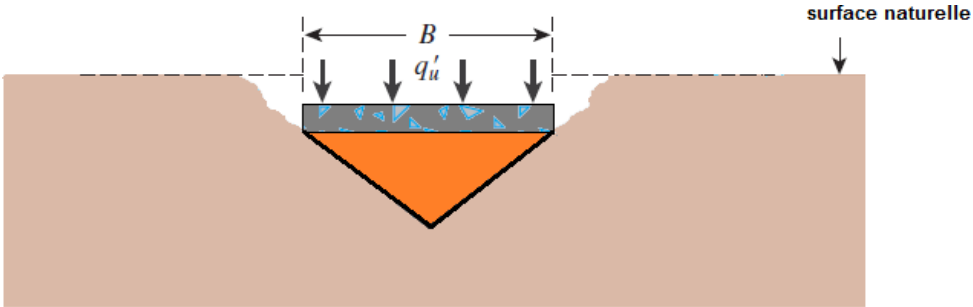


Figure 1. 12 Rupture par cisaillement local.

c) **Une rupture par poinçonnement** : La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation (**Figure 1. 13**).



(a) ■ Zone I

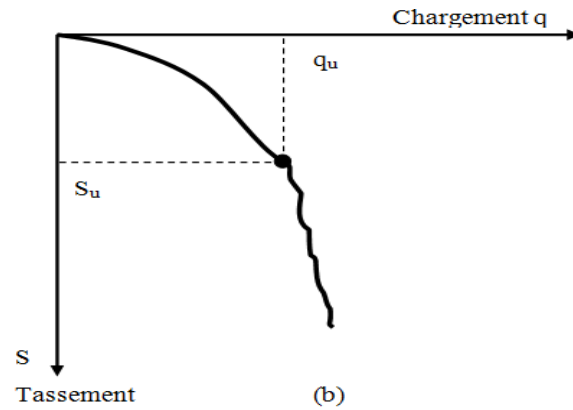


Figure 1.14 Rupture par poinçonnement.

La nature de la rupture dans le sol à la charge ultime est fonction de plusieurs facteurs tel que la rigidité et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement D_f par rapport à la largeur de la fondation (B), et le rapport de la largeur à la longueur (B/L) de la fondation. Ceci a été clairement expliqué par Vesic (1973) qui a conduit plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. La conclusion de ces résultats est montrée dans la (Figure 1.15). Dans cette figure, D_r est la densité relative du sable, et R le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit : $R = A/P$.

Où :

A : Surface de la fondation = $B.L$

P : Périmètre de la fondation = $2.(B+L)$.

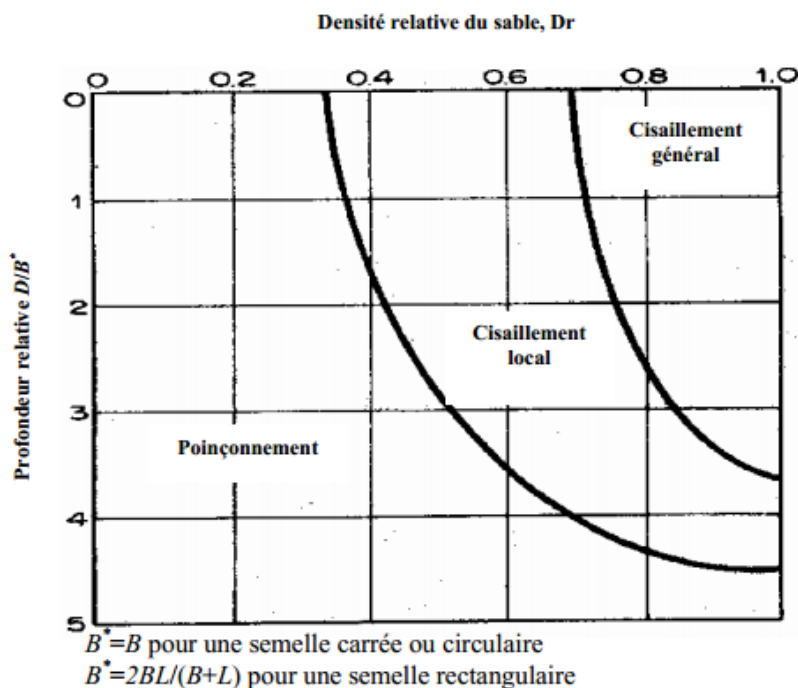


Figure 1.16 Nature de la rupture d'une fondation dans un sable.

1.4 Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles :

La capacité portante ultime est l'intensité de la pression à laquelle le sol subit une rupture par cisaillement. La détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle, reposant sur une couche de sol de résistance donnée, constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales de mécanique du sol. Bien que des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximations simplificatrices également aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés.

1.4.1 La théorie de Terzaghi (1943) :

Terzaghi améliora la solution de Prandtl 1920 pour inclure la rugosité de la fondation et le poids de la zone de rupture. Terzaghi était le premier à développer une théorie pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi). Terzaghi a proposé un mécanisme de rupture d'une fondation filante, présentée ci-dessous (**Figure 1. 17**).

Il a basé sa théorie sur les conditions suivantes :

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

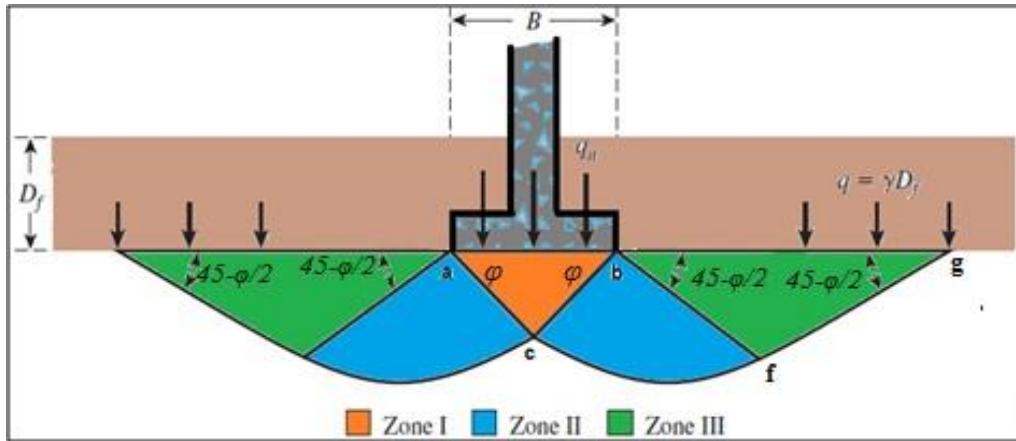


Figure 1.18 La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi.

En règle générale, la semelle de fondation est placée, après creusement, à une profondeur D_f dans un sol de poids spécifique γ à surface horizontale. La base de la semelle est alors choisie comme plan de référence sur lequel s'exercent des contraintes de compression égale Q_u/B à l'emplacement de la semelle et à $q_s = \gamma D_f$ à l'extérieur (Figure 1.19)

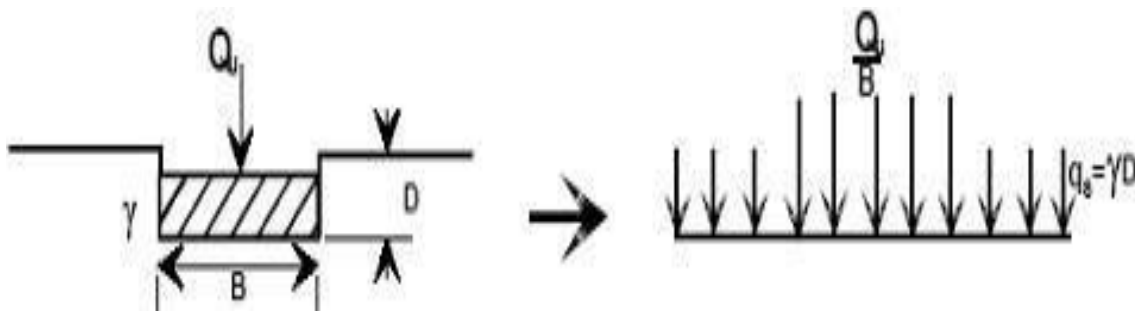


Figure 1.20 Schéma de principe de la théorie de Terzaghi.

Terzaghi a émis l'hypothèse que la charge maximum que l'on pouvait appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être considérée approximativement comme étant la résultante des charges maximales applicables dans les états suivants (Figure 1.21).

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

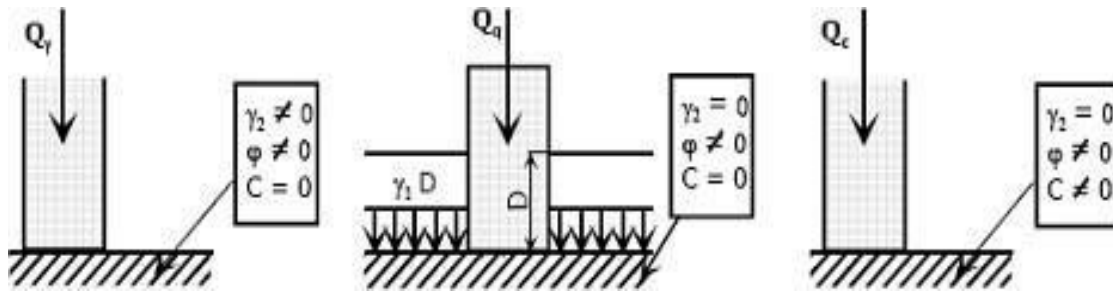


Figure 1. 22 Méthode de superposition de Terzaghi.

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

$$q_u = qN_q + cN_c + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma \quad (1.1)$$

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

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}}{2\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (1.2)$$

$$N_c = \cot\varphi(N_q - 1) \quad (1.3)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}K_{p\gamma}\tan^2\varphi - \frac{\tan\varphi}{2} \quad (1.4)$$

Cette équation, cependant, est soumise aux restrictions suivantes : rupture générale, semelle filante, semelle de base rugueuse. Toujours dans sa théorie, Terzaghi divise la zone de rupture sous la fondation en trois zones (**Figure 1. 23**) :

- Une zone triangulaire ACB immédiatement sous la fondation où le sol fortement comprimé est en équilibre surabondant et se déplace avec la fondation, il forme un coin limite par les points A, B, C avec les angles BAC et ABC sont égaux à l'angle de frottement interne du sol.
- Une zone de cisaillement radial BCF où CF est un arc spirale logarithmique.
- Une zone passive de Rankine triangulaire BFD.

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

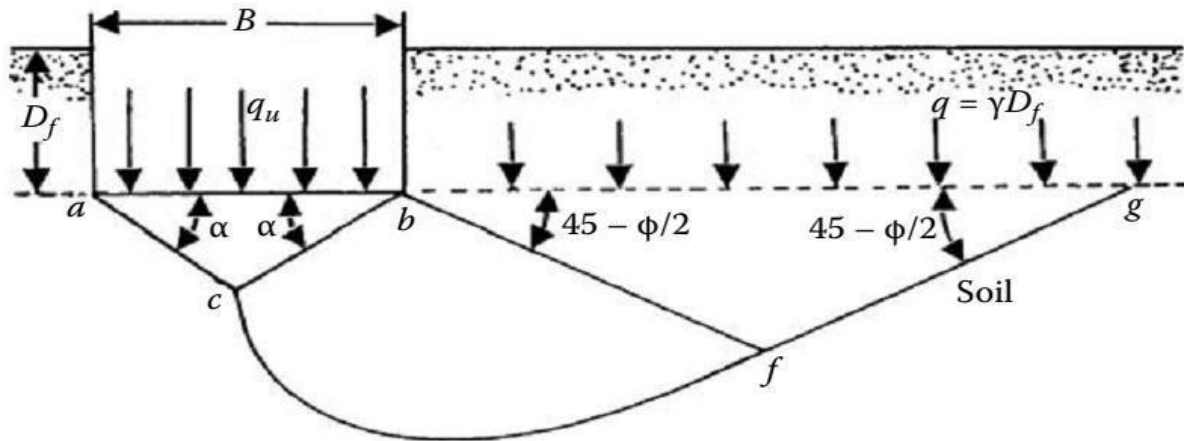


Figure 1. 24 Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance.

On trouve dans le (Tableau 1. 1) qui suit, la variation des facteurs de la capacité portante avec l'angle de frottement interne ϕ donnés par les expressions ci-dessus, et la (Figure 1. 25) donne les mêmes valeurs sous une forme graphique.

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

Tableau 1. 2 Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi.

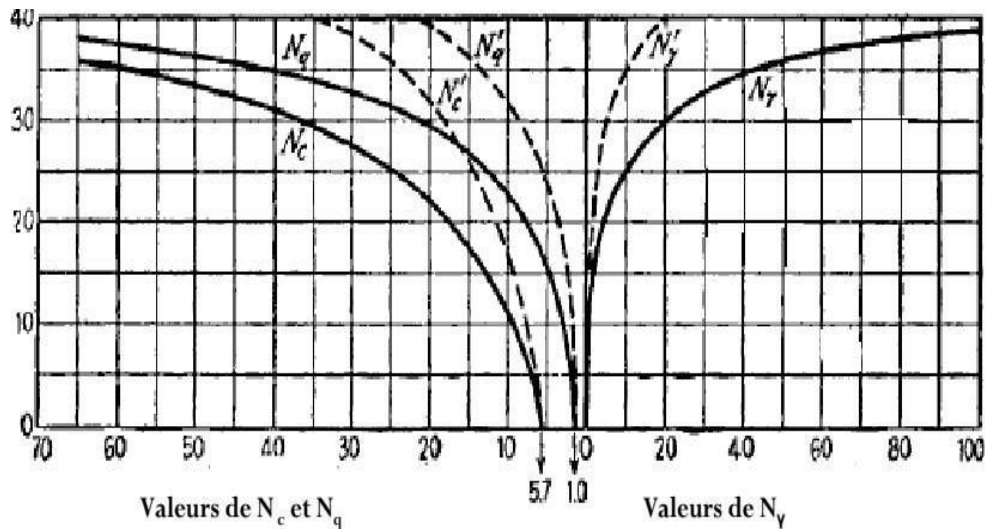


Figure 1. 26 Facteurs de capacité portante en fonction de φ .

1.4.2 La théorie de Meyerhof (1963) :

Meyerhof explique que la portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par Prandl pour N_c , par Reissner pour N_q et par lui-même Meyerhof pour une valeur approchée de N_γ , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (1.5)$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.6)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi) \quad (1.7)$$

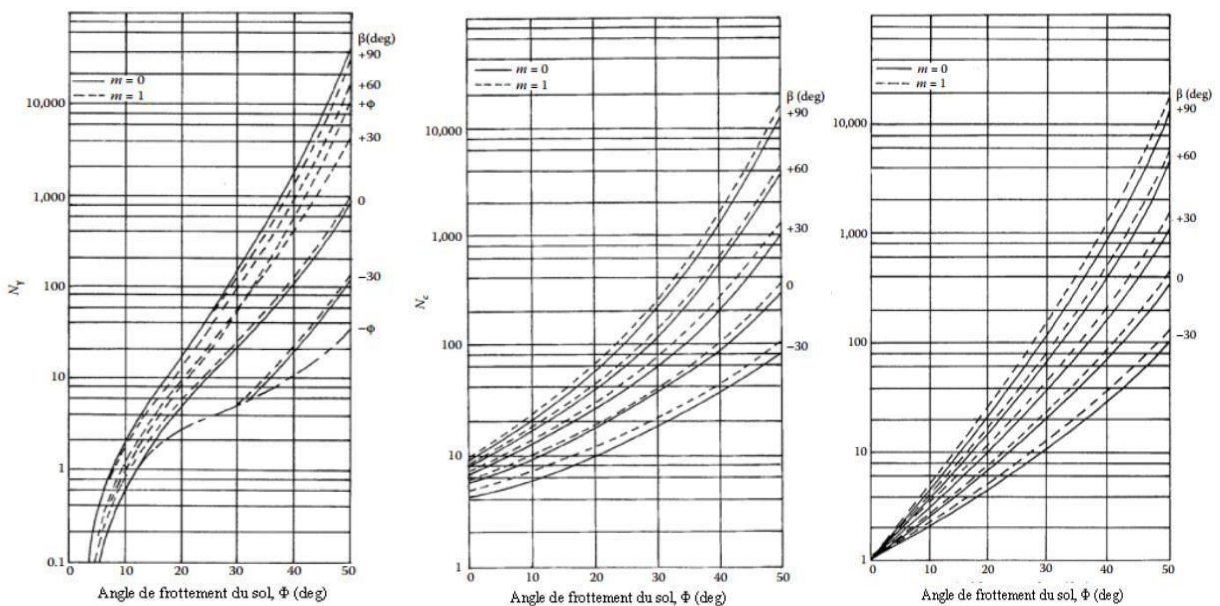


Figure 1. 27 Facteurs de capacité portante, d'après Meyerhof.

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique sur les fondations superficielles

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

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.8)$$

$$S_\gamma = S_q = 1 \quad \text{Si } \varphi = 0 \quad (1.9)$$

$$S_\gamma = S_q = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right); \quad \text{si } \varphi > 10^\circ \quad (1.10)$$

Pour les fondations rectangulaires, une interpolation est aussi proposée pour corriger la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes (φ_p) que dans les essais triaxiaux (φ_t) :

$$\varphi = \varphi_p = \left(1,1 - 0,1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad (1.11)$$

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$d_c = 1 + 0,2 \frac{D}{B} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.12)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \quad (1.13)$$

$$d_q = d_\gamma \quad \text{si } \varphi > 10 \quad (1.14)$$

Pour les charges excentrées, la pratique consistant à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur B' réduite : $B' = B - 2e$ (1.15)

Pour les charges inclinées, les travaux de Schultze et de Meyerhof ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi} \right)^2 \quad (1.16)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90} \right)^2 \quad (1.17)$$

En fonction de l'angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale (δ , exprimé en degrés). Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

$$q_{max} = c S_c d_c i_c N_c + q S_q d_q i_q N_q + \frac{1}{2} \gamma B S_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma \quad (1.18)$$

1.4.3 La théorie de Hansen (1970) :

Pour le calcul de la force portante des fondations superficielles, Brinch Hansen a utilisé la même équation de base que celle de Terzaghi, excepté que la largeur de la fondation a été prise égale à B au lieu de $2B$.

Les trois facteurs de portance ont pour expressions :

$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi \quad (1.19)$$

$$N_q = \exp(\pi \tan\varphi) \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (1.20)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan(\varphi) \quad (1.21)$$

Les résultats de la formule empirique de N_γ (équation 1.21) sont en bon accord avec les valeurs calculées par Lundgren et Mortensen (1953) en utilisant le mécanisme de rupture présenté sur la Figure 1.14. La superposition des trois termes N_γ , N_q et N_c , conduit à une sous-estimation de la portance de la fondation, qui reste en général inférieure à 20% (Lundgren et Mortensen, 1953). Par ailleurs, en 1961, Hansen a proposé une expression différente pour N_γ :

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1)\tan(\varphi) \quad (1.22)$$

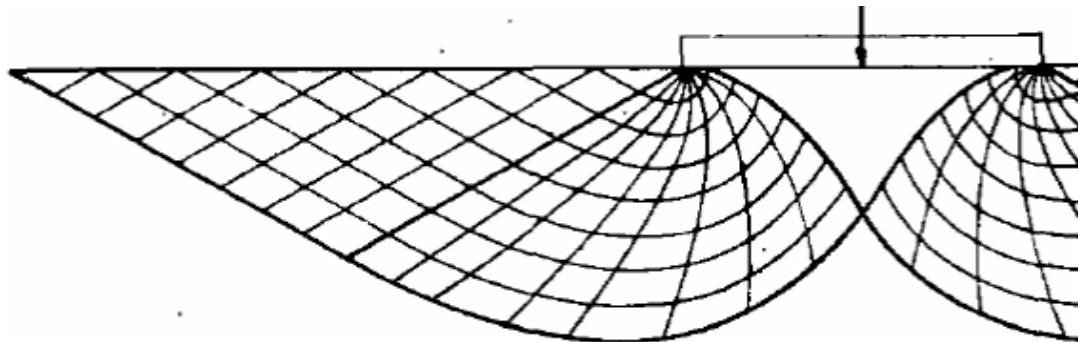


Figure 1. 28 Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ d'après Lundgren et Mortensen (1953).

1.4.4 La théorie de Vesic (1973) :

Vesic présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi (1925, chapitre 24). Il évoque l'effet de la compressibilité du sol et de la dimension

de la fondation. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

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

Vesic a décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs N_c et N_q de Prandl et Reissner ; pour N_γ , il indique que la solution tabulée de Caquot et Kérisel peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle $15 < \varphi_t < 45$ degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\varphi \quad (1.23)$$

Pour les coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de l'équation de Terzaghi, Vesic donne les expressions suivantes :

- Coefficients de forme :

- $S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{B N_q}{L N_q - 1}$ (1.24)

- $S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan\varphi$ (1.25)

- $S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$ (1.26)

- Coefficients de profondeur (pour $D/B \leq 1$, d'après Brinch Hansen) :

- $d_q = 1 + 2 \tan\varphi (1 - \sin\varphi) \frac{D}{B}$ (1.27)

- $d_\gamma = 1$ (1.28)

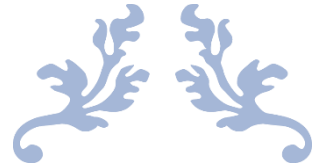
1.5 Conclusion :

Une fondation superficielle est une fondation dont l'encastrement D dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur B . Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol. Plus le sol est compact et présente une bonne résistance au cisaillement, plus il aura de portance, et donc, plus la semelle aura des

dimensions réduites.

Un projet de fondation superficielle correct doit répondre aux préoccupations suivantes : La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante.

On s'intéresse à la suite de l'étude bibliographique à la présentation des études consacrées au problème de l'interaction sol-fondation superficielle à proximité d'une pente.



Chapitre 02

La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers



2.1 Introduction :

Le problème d'une semelle filante isolée sous charge verticale centrée, établie sur un terrain homogène et horizontal est actuellement bien maîtrisé. L'équation de la capacité portante de Terzaghi (1943) est limitée pour le dimensionnement des fondations superficielles sous chargement vertical centré. Pour cela plusieurs chercheurs ont effectué des efforts pour améliorer cette équation par l'addition des coefficients correcteurs. A titre indicatif on peut citer les facteurs de correction qui traduisent l'effet de la forme, l'encastrement de la fondation, l'inclinaison du chargement, la géométrie de la surface libre. Ce chapitre est consacré à la présentation des études antérieures qui traitent l'effet de l'inclinaison de charge, et la configuration particulière d'une fondation située au voisinage d'une pente et sollicitée par un chargement vertical centré, ainsi que le cas d'un chargement incliné.

2.2 Semelle filante sous charge inclinée reposant sur une surface horizontale :

Green (1954) a développé une méthode de calcul de la capacité portante des fondations superficielles reposantes sur une surface horizontale et a proposé l'équation suivante pour le cas d'un milieu purement cohérent :

$$i_c = 0.5 + \frac{1}{N_c} \left[\cos^{-1} \left(\frac{H}{B.c_u} \right) + \sqrt{1 - \left(\frac{H}{B.c_u} \right)^2} \right] \quad (2.1)$$

Où : H est la composante horizontale de la charge.

Meyerhof (1953) a étudié la capacité portante des fondations superficielles sous chargement vertical excentré, incliné excentré et incliné centré à l'aide des tests expérimentaux. La (**Figure 2.1**) montre les surfaces de rupture pour une faible et une grande inclinaison de la charge. Pour le cas d'une charge inclinée centrée, il a indiqué que la capacité portante des fondations inclinées par rapport à la surface horizontale sous un chargement perpendiculaire à la fondation est supérieure que la fondation verticale sous un chargement incliné.

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

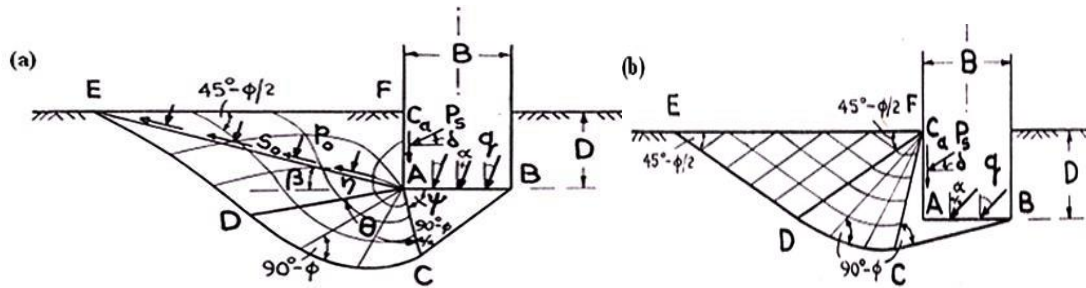


Figure 2. 1 Schéma de rupture pour : (a) faible inclinaison (b) grande inclinaison.

Meyerhof (1953) a proposé les expressions de facteur d'inclinaison de charge pour les deux cas de type de sol :

Pour un sol cohérent, il propose la formule approchée suivante :

$$i_c = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right) \quad (2.2)$$

Il a recommandé que $\theta < 16.1^\circ$, n'a aucune influence sur le comportement de la fondation, mais $\theta > 16.1^\circ$ la semelle glissait à la basse.

Pour un sol purement frottant, Meyerhof (1953) a proposé d'écrire le facteur i_γ sous la forme :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad (2.3)$$

Hansen (1970) a étudié la force portante des fondations superficielles en suivant le cadre général introduit par Terzaghi. Il a proposé des coefficients correcteurs pour les fondations filantes non encastrées pour les deux types de sol ; cohérent ou frottant.

Pour un sol cohérent, l'inclinaison de la charge, il recommande la formule approchée suivante :

$$i_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A.c_u}} \quad (2.4)$$

Cependant, pour un sol purement frottant :

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H}{V}\right]^5 = [1 - 0.7tg]^5 \quad (2.5)$$

Vesic (1975) a étudié la force portante des fondations en suivant le cadre général introduit par Terzaghi, et proposé des coefficients correcteurs pour les fondations filantes non encastrées soumises à un chargement incliné pour un milieu cohérent et frottant comme le suivant :

$$i_c = 1 - \frac{2H}{B.c_u.N_c} \quad (2.6)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V}\right)^3 = (1 - tg\delta)^3 \quad (2.7)$$

Le règlement français fascicule 62 titre V (1993) a proposé d'écrire les facteurs i_γ et i_c sous la forme :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{|\delta|}{45}\right)^2 \quad (2.8)$$

$$i_c = \left(1 - \frac{|\delta|}{90}\right)^2 \quad (2.9)$$

2.3 Effet de la pente sur la portance d'une semelle filante sous charge verticale :

La configuration particulière d'une fondation située au voisinage d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique. Ce problème a fait l'objet d'essais en vraie grandeur ou sur modèles réduits centrifugés ou à gravité normale. Par ailleurs, certains auteurs ont développé des méthodes théoriques ou numériques pour l'évaluation de la portance d'une fondation filante au bord d'une pente. L'objet essentiel de ces approches était la détermination des coefficients de la capacité portante et la charge limite.

2.3.1 Approche expérimentales :

Les expérimentations des fondations superficielles établies en bord de pente sont relativement rares, et les premières ont travaillé sur des modèles de fondations à gravité normale. Depuis 1985, on ne trouve que des essais sur des modèles centrifuges, les essais ayant été effectués étaient sur des massifs pulvérulents reconstitués, soit sur des sables secs, soit sur des matériaux analogiques Giroud et al. (1971) ; Lebègue et al. (19731) ; Dembicki et al. (1974). Dans cette approche on distinguera trois catégories d'essais.

2.3.1.1 Les essais en vraie grandeur :

Shields et al. (1977a,b) et Bauer et al. (1981a,b) ont étudié la capacité portante de semelles de

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

2 mètres de long et de 0.3/0.6m de largeur, encastrées à différentes profondeurs. Une seule pente a été testée $\text{tg}\beta = 1/2$, avec successivement un sable dense ($I_D=92\%$, $\varphi^\circ=37^\circ-45^\circ$) et un sable compact ($I_D=71\%$, $\varphi^\circ=41^\circ-50^\circ$), l'angle de frottement a été déterminé par test de déformation plan, essai de triaxiale et enfin la boîte de cisaillement. Le talus dense a fait l'objet d'un grand nombre d'essais avec les deux largeurs de semelles. Sur le talus compact, les essais sont effectués en amont de la crête de talus ($x \leq 0$) avec un seul type de semelles ($B=0.3\text{m}$) ont été réalisés.

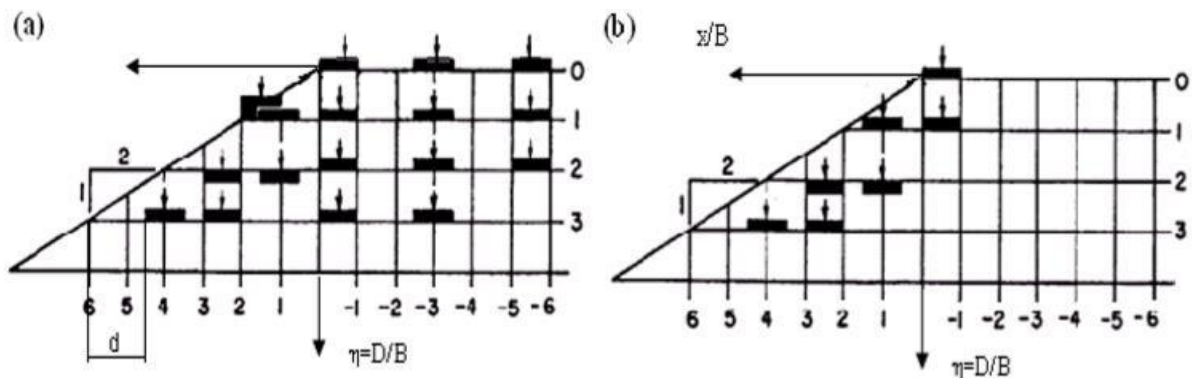


Figure 2. 2 Expérimentation de Shield (1971) et Bauer (1981), (a) $B=3\text{m}$. (b) $B=6\text{m}$.

Le (tableau 2.1) récapitule l'ensemble des configurations testées par Shields et Bauer, les résultats moyens obtenus du facteur de portance $N_{\gamma_{cq}}$ et, entre parenthèse, la distance relative à la crête du talus $\lambda=d/B$.

Tableau 2. 1 Résultats des essais effectués par Shields et Bauer (Valeurs du facteur de portance $N_{\gamma_{cq}}$).

sol	B(m)	D/B					
		x/B	0	1	2	2.25	3
Sable dense $I_D=92\%$	0.3	-5	180 (5)	221 (7)	328 (9)		
		-2.5	159(2.5)	206(4.5)	328(6.5)		395(8.5)
		0	99 (0)	146 (2)	208 (4)		288 (6)
		1.5		79 (0.5)		150 (3)	
		2		75 (0)			
		3				121(1.5)	139 (3)
		4.5					123(1.5)

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

	0.6	0	44 (0)	63 (2)			
		1.5		68 (0.5)		135 (3)	
		3				106(1.5)	138 (3)
		4.5					93 (1.5)
Sable compact $I_D=71\%$	0.3	-5	54 (5)	95 (7)	212 (9)	250 (11)	
		-2.5	37 (2.5)	80 (4.5)	190(6.5)	250(8.5)	
		0	24 (0)	70 (2)	152 (4)	230 (6)	

La (**figure 2.3**) illustre les résultats du facteur de portance pour le talus en sable dense et la semelle de largeur $B=0.3m$.

On note qu'aucun essai sur un plan horizontal n'a été effectué, Bakir (1993b) a utilisé $D/B=5$ comme de référence d'essai sur sol horizontal, ce qui ne permet pas de déterminer des valeurs expérimentales du coefficient réducteur i_β , où i_β le rapport de la capacité portante d'une fondation établie au voisinage d'une pente à la capacité portante de la même fondation non encastrée ($D = 0$), établie sur le même sol à surface horizontale ; il correspond donc à l'expression suivante :

$$i_\beta = \frac{[q_u]_{D,d/B,\beta}}{[q_u]_{D=0,\beta=0}} \quad (2.10)$$

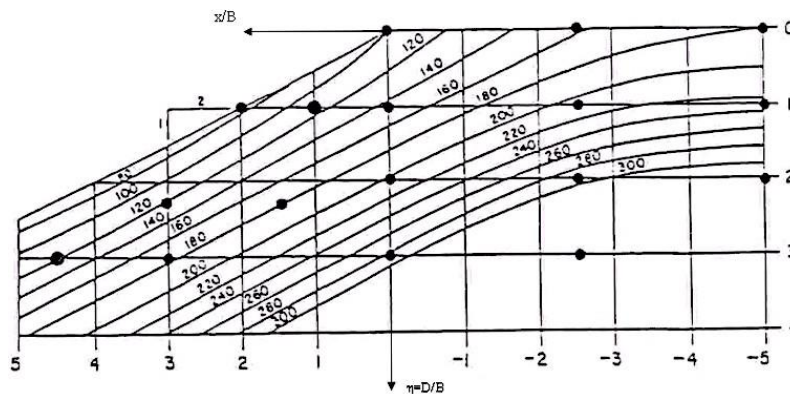


Figure 2. 3 Courbes d'isovaleurs des facteurs de portance $N\gamma cq = 2q_w/\gamma B$ (Shields et al., 1977).

La (**figure 2.4**) montre l'évolution du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de d/B que l'on obtient pour l'encastrement de la fondation $D=0$.

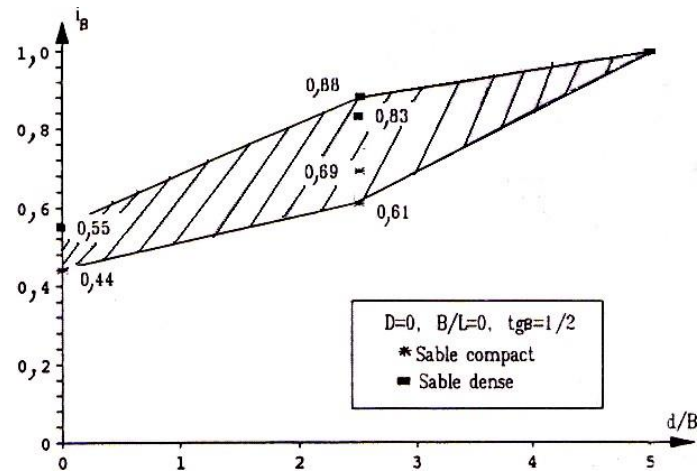


Figure 2. 4 Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de d/B d'après les essais de Shield et Bauer ; 1977).

2.3.1.2 Les essais sur modèles centrifugés :

Carnier et Rault (1988), Carnier et Shield (1989) ont réalisé des essais sur des modèles de fondations filantes de largeur 0.3m, non encastrées $D=0$ et établies en amont de la crête d'un talus ($x \leq 0$) taillées dans du sable sec d'indice de densité $I_D=100\%$ et $I_D=64\%$. Le (tableau 2.2) regroupe les résultats moyens obtenus.

Tableau 2. 2 Résultats des essais de Carnier et al. (1989).

γ_d (kN/m ³)	d/B	q_u	I_β
16	0	138.75	0.41
	1	191.65	0.56
	2	225	0.66
	3	274.7	0.8
	∞	342	1
15	0	144.3	0.33
	1	68.7	0.47
	2	95	0.71
	3	118	0.82
	∞	140	1

Garnier et al ont conclu que les caractéristiques du massif ont peu d'influence sur le facteur i_β et la charge limite q_u . Le facteur i_β évolue faiblement en fonction du poids volumique du massif. Par contre, la portance est multipliée par plus de 2 lorsque l'indice de densité passe de $I_D=64\%$ à $I_D=100\%$.

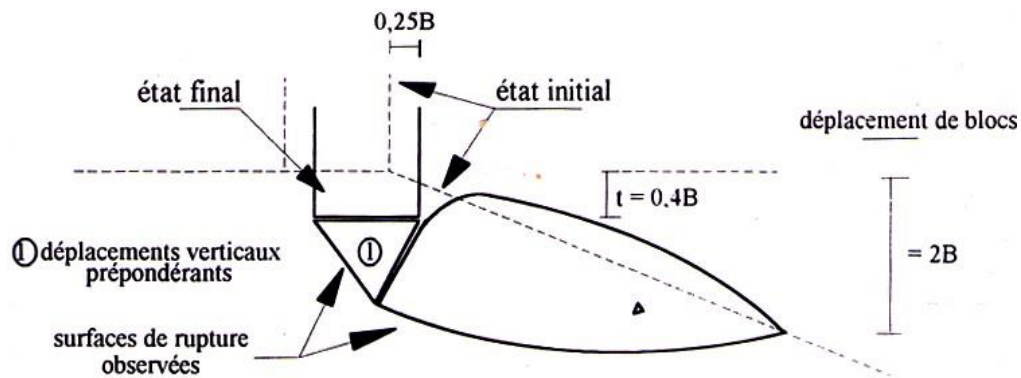


Figure 2. 5 Mécanisme de rupture, d'après (Garnier et al. 1988).

Garnier et al. Fournissent aussi des indications concernant les surfaces de rupture visualisées au moyen de couches colorées, et il ressort de leur observation que les ruptures intéressent une tranche de sol sous la fondation de 2 à 3B d'épaisseur. Les mesures faites à la surface du sol montrent que les mouvements en bord de talus sont de type "déplacement de bloc". La (figure 2.5) résume les mécanismes de rupture.

Gemperline (1984-1988) a réalisé une série importante (215) d'essais sur modèle centrifuge des fondations superficielles à proximité d'un talus sur sable pulvérulent entre 1984 et 1988. (Figure 2.6) récapitule. L'en faisant varier les paramètres géométriques et mécaniques ($B, L/B, d/B, D/B, \beta, \phi, \gamma$) et en particulier les caractéristiques des différents massifs ($2\% \leq ID \leq 100\%$), les essais ont été réalisés sur des fondations établies en amont de la crête d'une pente $\beta = 26,6^\circ$ et $33,7^\circ$ (1/2 ou 2/3). Ces essais ont permis de proposer une expression analytique du facteur de la portance $N_{\gamma q}$ de fondations établies en bord de pente, il donne pour le cas de sols purement frottants ($c=0$). En utilisant plusieurs fonctions d'influence paramétrique, cette équation pour l'angle d'inclinaison de la pente a inférieure $\beta \leq 45^\circ$:

$$q_u = \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma q} \quad (2.11)$$

Où :

$$N_{\gamma q} = f(\phi) \times f(B) \times f\left(\frac{D}{B}\right) \times f\left(\frac{B}{L}\right) \times f\left(\frac{D}{B}, \frac{B}{L}\right) \times f\left(\beta, \frac{d}{B}\right) \times f\left(\beta, \frac{d}{B}, \frac{D}{B}\right) \times f\left(\beta, \frac{d}{B}, \frac{B}{L}\right) \quad (2.11a)$$

$$f(\phi) = 10^{(0.1159\phi - 2.386)} \quad (2.11b)$$

$$f(\beta) = 10^{(0.34 - 0.2 \log_{10} B)} \quad (2.11c)$$

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

$$f\left(\frac{D}{B}\right) = 1 + 0.65\left(\frac{D}{B}\right) \quad (2.11d)$$

$$f\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.27\left(\frac{B}{L}\right) \quad (2.11e)$$

$$f\left(\frac{D}{B}, \frac{B}{L}\right) = 1 + 0.39\left(\frac{D}{B}\right)\left(\frac{B}{L}\right) = 1 + 0.39\left(\frac{D}{L}\right) \quad (2.11f)$$

$$f\left(\beta, \frac{d}{B}\right) = 1 - 0.8\left[1 - (1 - \tan \beta)^2\right] \frac{2}{2 + \left(\frac{d}{B}\right)^2 \tan \beta} \quad (2.11g)$$

$$f\left(\beta, \frac{d}{B}, \frac{B}{L}\right) = 1 + 0.6\left(\frac{B}{L}\right)(1 - (1 - \tan \beta)^2) \left(\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta}\right) \quad (2.11h)$$

$$f\left(\beta, \frac{d}{B}, \frac{D}{B}\right) = 1 + 0.33\left(\frac{D}{B}\right) \tan \beta \left(\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta}\right) \quad (2.11i)$$

Gemperline a proposé un coefficient réducteur i_β en fonction de l'angle β de la pente, par rapport à la surface horizontale et de la distance relative d/B de la fondation du bord du talus ainsi que du rapport D/B .

$$i_\beta = \frac{N_{\gamma q}}{N_{\gamma qR}} = \left[1 + 0.65\left(\frac{D}{B}\right)\right] \left\{1 - 0.8\left[1 - (1 - \tan \beta)^2\right] \left[\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta}\right]\right\} \left\{1 + 0.33(D/B) \tan \beta \left[\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta}\right]\right\} \quad (2.12)$$

$N_{\gamma qR}$: le cas de référence, facteur de la capacité portante d'une fondation filante superficielle établie sur une surface horizontale.

Pour le cas des semelles filantes ($B/L=0$) établies en surface ($D=0$), le coefficient réducteur i_β s'exprime d'après cette méthode :

$$i_\beta = 1 - 0.8\left[1 - (1 - \tan \beta)^2\right] \quad (2.13)$$

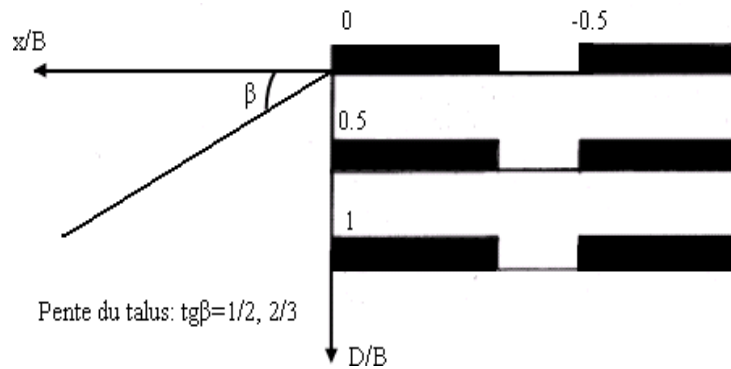


Figure 2. 6 Configurations testées par Gemperline (1988).

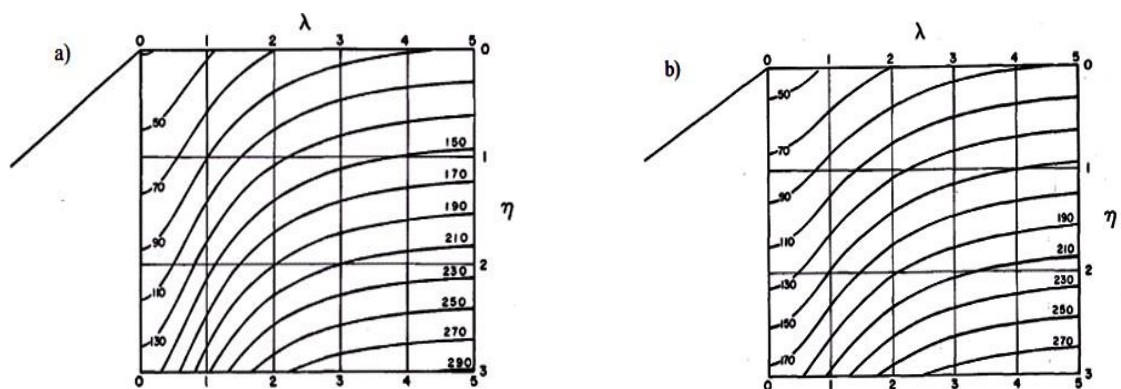


Figure 2. 7 Contour de portance obtenue par l'équation de Gemperline (1988), (a) $\beta = 26,6^\circ$ et (b) $33,7^\circ$.

Terashi et Kitasume (1987) ont effectué une série d'essais des semelles filantes de 2.4m de largeur établie entre deux talus symétriques de sable dense ($ID=94\%$ et $ID=100\%$) taillés à $tg\beta=0.5$. Les résultats de la portance et les coefficients de réducteurs sont présentés sur la (figure 2.8) et la (figure 2.9). Terashi et Kitasume ont proposé, suite l'analyse par radiographie aux rayons X des surfaces de rupture qui se développent au sein du massif pour une semelle établie en bord de pente. Il ressort clairement de cette figure qu'il y a formation d'un coin sous la fondation et que le mécanisme de rupture consiste en un déplacement de trois blocs rigides de sol.

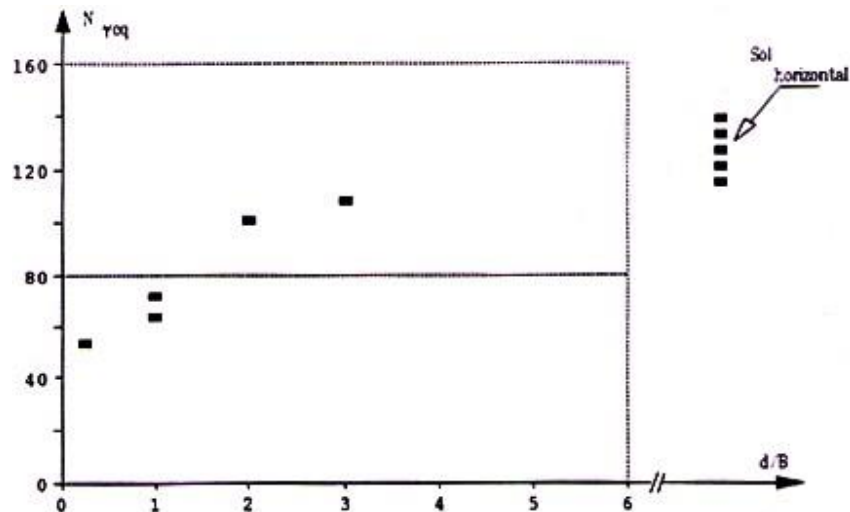


Figure 2. 8 Résultats expérimentaux fournis par Terashi et Kitasume.

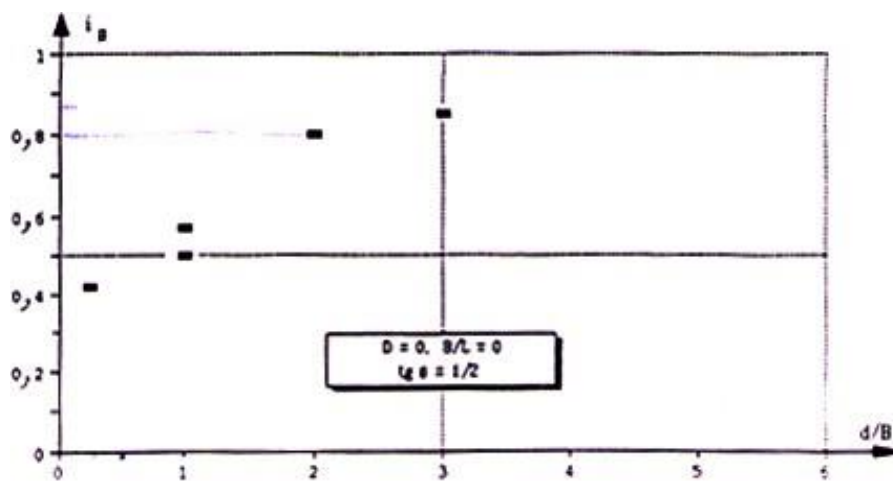


Figure 2. 9 Evolution des coefficients réducteurs de portance en fonction de d/B , d'après Terashi et Kitasume.

- 1 , 2 , 3 : sable en mouvement
4 : partie immobile.

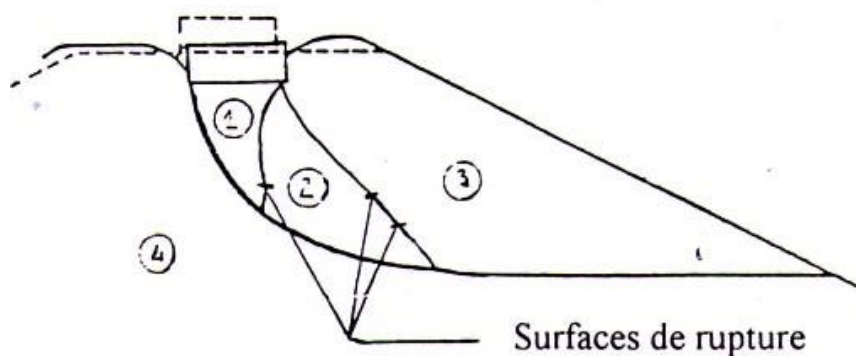


Figure 2. 10 Surface de rupture observée par Terashi et Kitasume.

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

Kimura et al (1985) ont effectué des séries d'essais en centrifuges d'une semelle filante à base rugueuse de 1.2m de largeur établie sur des talus de hauteur $2B$ caractérisés par un indice de densité $ID=90^\circ$ et taillés à différentes pentes β° , Kimura a démontré que le coefficient i_β est étroitement dépendant de l'angle β du talus ; pour une même distance relative d/B , des valeurs plus importantes ont été notées pour un angle β faible.

Bakir (1993) a effectué une large campagne expérimentale. Au total, près de 80 essais ont été effectués simulant des semelles carrées ou filantes de largeur $B= 0,3m$ et $0,9m$; dans tous les cas les semelles sont posées en surface libre ($D/B= 0$). De nombreux essais ont été faits sur des massifs de sable moyennement dense et plusieurs pentes β° .

L'objectif principal était de proposer une formulation mathématique du coefficient réducteur i_β dans le cas de la semelle filante sollicitée par un chargement statique centré vertical. Les expressions suivantes ont été établies en fonction de la distance relative d/B et de l'angle d'inclinaison du talus β . Elles ont été par la suite adoptées par le fascicule 62, titre V.

Pour $\underline{d/B < 6}$:

$$i_\beta = 1 - 0.9 \tan \beta (2 - \tan \beta) \left\{ 1 - \frac{d}{6B} \right\}^2 \quad (2.14a)$$

Pour $\underline{d/B \geq 6}$:

$$i_\beta = 1 \quad (2.14b)$$

Les essais effectués par Bakir (1993) ont confirmé que la pente n'influence pas la portance d'une semelle située à une distance relative d/B supérieure à 6. Egalement, la visualisation des mécanismes de rupture a permis de remarquer des surfaces de glissement qui délimitent trois zones bien distinctes (**Figure 2.11**) :

La première zone (notée I) est constituée par un coin de massif de section triangulaire ayant pour base la fondation. On voit que la dissymétrie de ce coin par rapport au plan de symétrie longitudinal du modèle s'accroît lorsque d/B diminue ;

La seconde zone (notée II) est formée par un secteur dont le sommet est le bord aval de la fondation ;

Enfin, la troisième zone (notée III) est délimitée par la surface libre du massif, la surface de

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

glissement aval de la zone II et un plan inférieur dont l'inclinaison par rapport à la surface horizontale augmente avec l'éloignement relatif d/B .

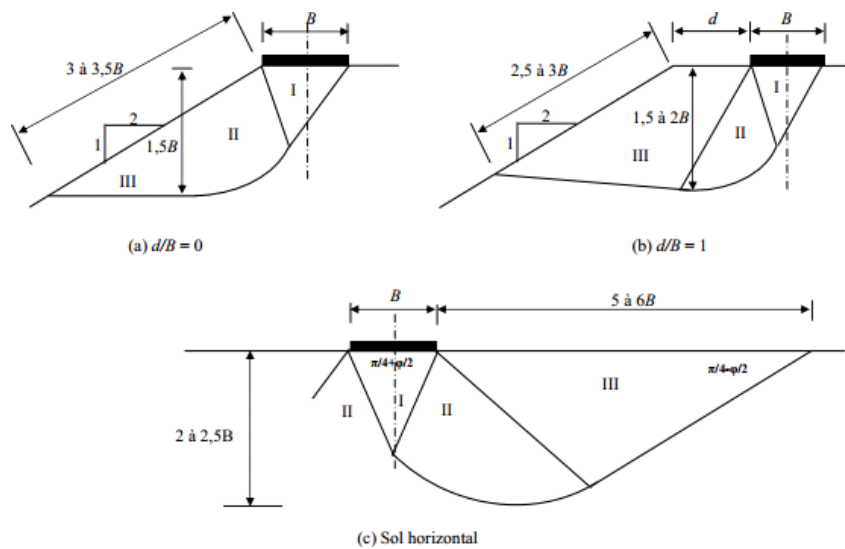


Figure 2.11 Schémas de rupture observés par Bakir (1993).

2.3.1.3 Les essais sur des modèles réduits :

Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971) ont testé des modèles de fondations filantes établis sur trois sortes de talus taillés à différentes pentes avec trois longueurs de semelles (45, 32 et 23.5cm). Le dispositif expérimental est représenté sur la (figure 2.12). On notera que le matériau bidimensionnel utilisé se caractérisait par un poids volumique γ de 21.6kN/m³ et un angle de frottement interne ϕ de 26°.

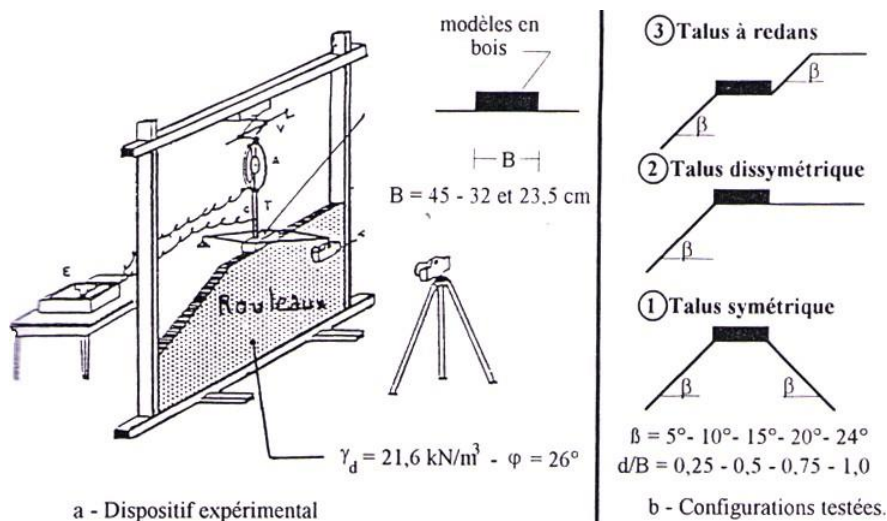


Figure 2.12 Dispositif expérimental de Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

Les résultats de cette étude sont présentés sur les (figures 2.13 à 2.15). Les résultats obtenus ont permis aux auteurs de confirmer que la capacité portante décroît au fur et à mesure que le rapport β/φ augmente et que d/B diminue.

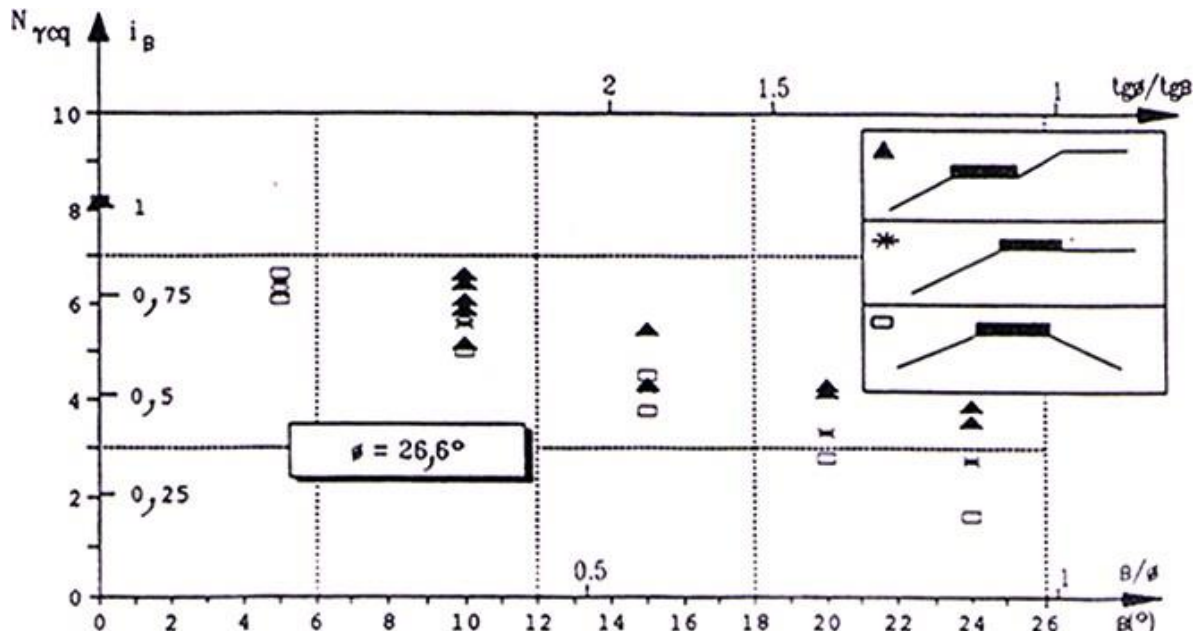


Figure 2. 13 Effet de la pente sur la portance en bord de talus, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

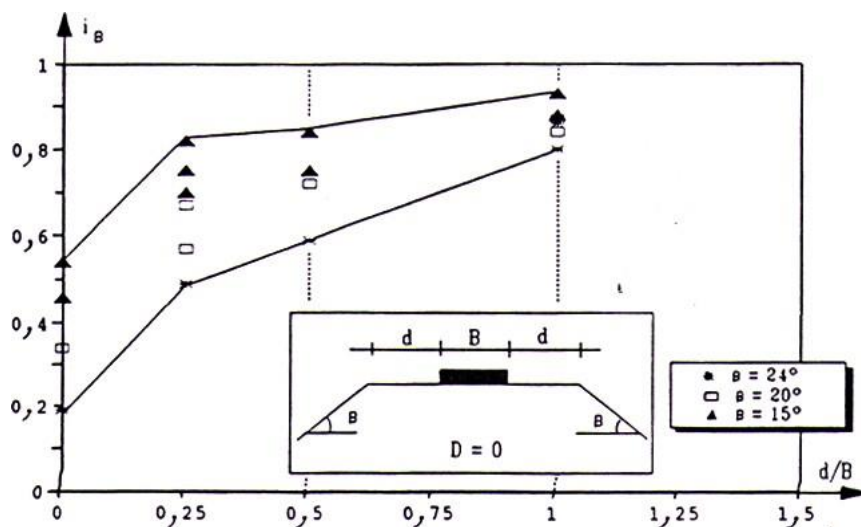


Figure 2. 14 Evolution du coefficient de portance en fonction d/B , d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

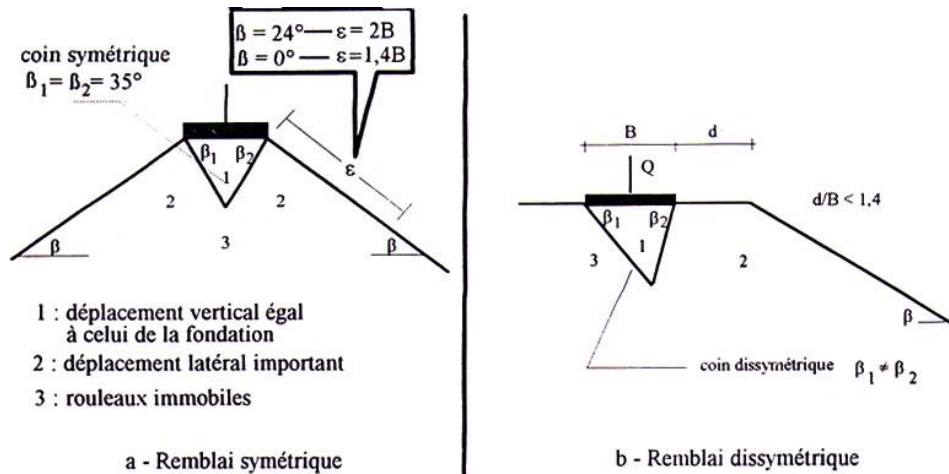


Figure 2. 15 Schémas de rupture obtenue, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

Lebègue (1973) a effectué des essais à petite échelle et en "semi grandeur". Les essais ont été effectués sur un massif constitué en sable sec taillé sur différents angles (0° , 10° , 20° , 30°) ont été taillés dans deux massifs de sables secs, de caractéristique φ° et γd différentes. Signalons que tous les essais ont été faits en crête de talus $d/B=0$. Lebègue (1981) a développé une méthode de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle à proximité d'une pente en s'appuyant sur les travaux de Caquot et Kérisel (1966).

Le **tableau 2.3** et la **figure 2.16** donnent les valeurs de $N_{\gamma cq}$ et le facteur de réduction de la portance en bord de pente, obtenue d'après les essais de Lebègue.

Tableau 2. 3 Résultats expérimentaux obtenus par Lebègue ($N_{\gamma cq}$).

β (degrés)	γ_d (kN/m ³)	
		15.7
0	150	400
10	100	300
20	50	150
30	30	75

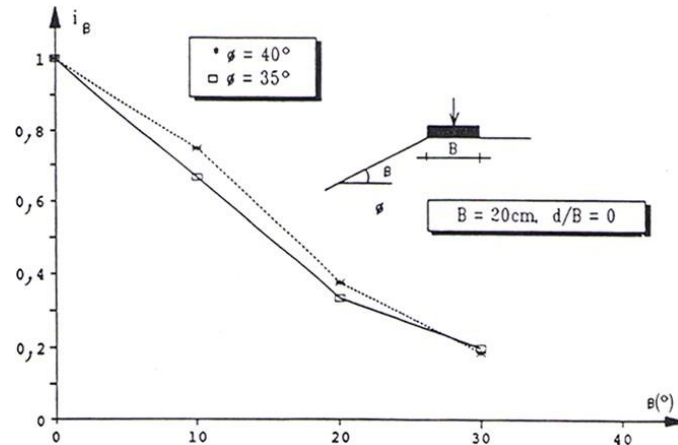


Figure 2. 16 Coefficient de réducteur de portance i_β en fonction d'angle de la pente β° , d'après Lebègue (1973).

Dembicki et Zadroga (1974) se sont intéressés à l'effet de la distance relative d/B sur la variation de la capacité portante. Les essais ont été conduits sur deux types de massifs taillés à différentes pentes ($0^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$).

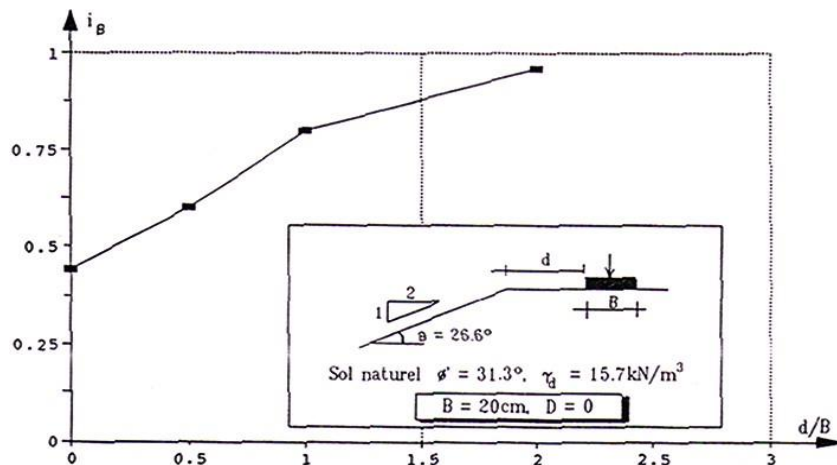


Figure 2. 17 Coefficient de réducteur de portance i_β en fonction de la distance relative de fondation, d'après Dembicki et al. 1974.

2.3.2 Etudes théoriques :

Meyerhof (1957) a développé une relation théorique, en partant d'une approche "ligne de glissement" et a proposé des valeurs réduites de facteurs d'une semelle filante, posée sur la pente et située à proximité d'une pente (Figure 2.18, a et b).

$$q = cN_{cq} + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma q}$$

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

N_{cq} et $N_{\gamma q}$: les facteurs de capacité portante dépendent β , ϕ et $\frac{D}{B}$

Pour le cas d'un sol purement cohérent, Meyerhof (1957) a distingué deux types de mécanismes de rupture : rupture sous la fondation (mécanisme de la capacité portante) or la rupture globale du talus, dans ces cas, les facteurs de la capacité portante dépendent de b , β et le facteur de stabilité de talus.

$$N_s = \gamma H / C.$$

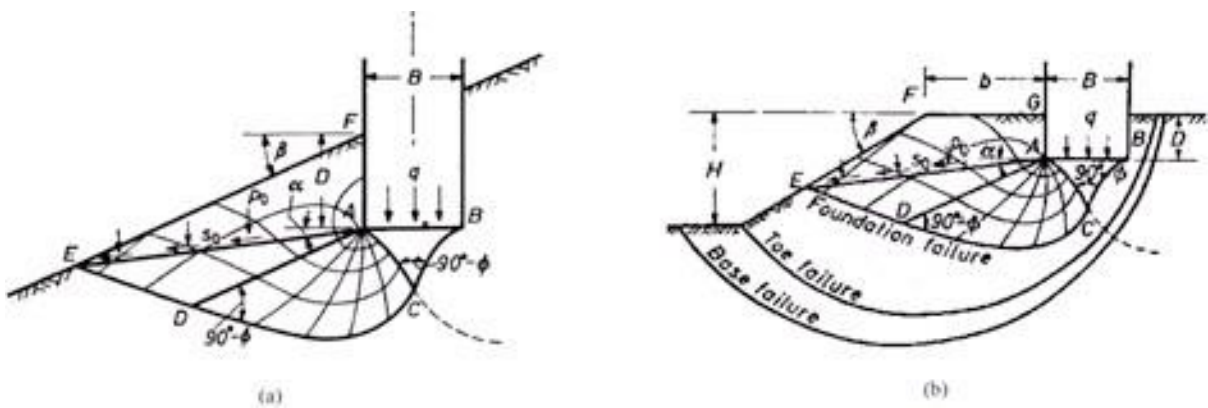


Figure 2. 18 Surface de rupture ; (a)semelle rugueuse sur la pente ; (b) semelle rugueuse située à proximité d'une pente, d'après Meyerhof (1957).

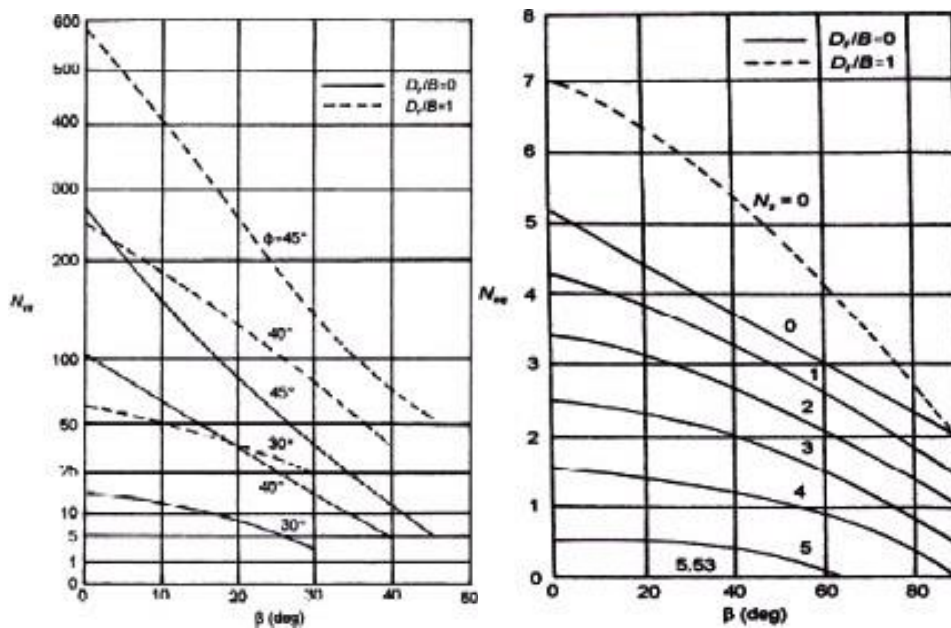


Figure 2. 19 Variation des facteurs de portance en fonction β , dans le cas d'une semelle rugueuse posée sur la pente ; (a) facteur de portance $N\gamma q$; (b) facteur de portance $Nc q$, d'après Meyerhof (1957).

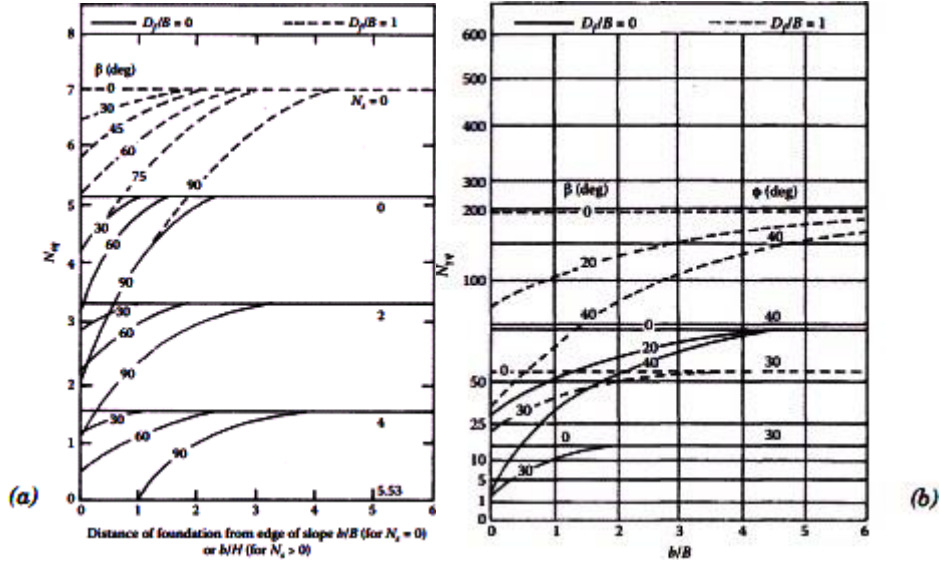


Figure 2. 20 Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle β , dans le cas d'une semelle rugueuse située à proximité d'une pente ; (a) facteur de portance $N\gamma q$; (b) facteur de portance $Nc q$. D'après Meyerhof (1957).

Hansen (1970) et Vesic (1975) ont ajouté des coefficients correcteurs dans l'équation de la capacité portante. Pour une semelle filante, établie en tête d'une pente ($\lambda=0$) non encastree et soumise à une charge verticale centrée :

$$Q / A = 0.5 BN_{\gamma} g_{\gamma} + cN_c g_c + qN_q g_q \tag{2.15}$$

Où :

$$g_{q\beta} = g_{\gamma\beta} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5 \tag{2.15a}$$

$$g_c = \frac{N_q g_q - 1}{N_q - 1} \tag{2.15b}$$

Pour une fondation reposée sur un sol cohérent ($\phi = 0$), elle est indiquée qu'il vaut mieux écrire sous la forme suivante :

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

$$Q/A = (\pi + 2) c_u (1 - g_c^a) \quad (2.16)$$

Où :

$$g_c = \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad (2.16a)$$

Saran et al. (1989) ont déterminé la capacité portante d'une fondation à proximité d'une pente sollicitée par un chargement vertical, en utilisant l'approche d'équilibre limite et d'analyse limite et ont comparé les résultats de deux approches avec les résultats des essais effectués sur des modèles réduits. Dans l'approche d'équilibre limite, ils ont supposé la fondation a été filante rugueuse et le sol au-dessus de la base de la fondation a été remplacé par une surcharge uniforme équivalente, ils ont supposé que le sol au-dessus de la fondation n'a pas la résistance au cisaillement. Ils ont supposé la rupture se fait à côté du talus et la résistance au cisaillement du sol de l'autre côté n'a pas été totalement mobilisée, comme indique la (**figure 2.21**). La zone de rupture est divisée en deux zones, zone élastique et une combinaison de cisaillement radial et passive délimitée par un arc de spirale logarithmique KE.

La contrainte de cisaillement sur le côté plat est caractérisée par le facteur de mobilisation m et sa résistance au cisaillement est exprimée par :

$$\tau = m(c + \delta \tan \phi)$$

Le degré de mobilisation est calculé en déterminant l'équilibre du coin élastique (zone 1) et du cisaillement radial (zone 2), Saran et al (1989) ont proposé les facteurs de la capacité portante comme suit :

$$N_c = \frac{P_{pc} + P_{pmc}}{cB} + \frac{(1 + m) \sin \varphi \sin \varphi_m}{\sin(\varphi + \varphi_m)} \quad (2.17)$$

$$N_q = \frac{P_{pq} + P_{pmq}}{\gamma D_f B} \quad (2.18)$$

$$N_c = \frac{P_{pc} + P_{pmc}}{cB} + \frac{(1 + m) \sin \varphi \sin \varphi_m}{\sin(\varphi + \varphi_m)} \quad (2.19)$$

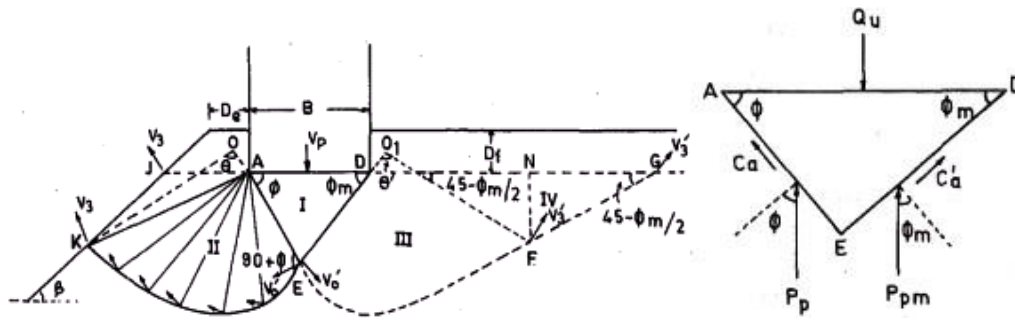


Figure 2. 21 Surface de la rupture supposée par la méthode d'équilibre limite et l'analyse limite, d'après (Saran 1989).

Dans l'analyse limite, le mécanisme de rupture a été utilisé similaire à celui adopté dans les autres analyses limites et il est cinématiquement admissible sans modification de la géométrie pendant l'écoulement plastique. Il n'y aurait aucune déformation plastique dans un état de déformation plane, puisque le sol est considéré comme idéalement plastique. Également le critère rupture de Coulomb a été validé et le degré de mobilisation de contraintes de cisaillement se produit au cours du mécanisme de rupture.

Le (**tableau 2.4**) présente les résultats des facteurs de la capacité portante d'après Saran et al (1989).

Kusakabe et al (1981) ont fait l'étude des paramétriques qui influent sur la capacité portante d'une fondation superficielle à proximité d'un talus taillé dans un sol frottant et cohérent (ϕ, c), basé sur la méthode d'analyse limite (borne supérieure). (**Figure 2.22**) présente le schéma de rupture adoptée par Kusakabe qui est en bon accord avec les surfaces de rupture réelle.

La (**figure 2.23**) montre les surfaces de rupture des facteurs N_c et N_γ en fonction du rapport et la hauteur normalisée h de talus.

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

Tableau 2. 4 facteurs de la capacité portante, Saran et al (1989).

Factor	β°	Df/B	d/B	ϕ (deg)						
				40	35	30	25	20	15	10
N_c	30			25.37	12.41	6.14	3.20	1.26	0.70	0.10
	20	0	0	53.48	24.54	11.62	5.61	4.27	1.79	0.45
	10			101.74	43.35	19.65	9.19	4.35	1.96	0.77
N_c	0			165.39	66.59	28.98	13.13	6.05	2.74	1.14
	30			60.06	34.03	18.95	10.33	5.47	0.00	-
	20	0	1	85.95	42.49	21.93	11.42	5.89	1.35	-
	10			125.32	55.15	25.86	12.26	6.05	2.74	-
	0			165.39	66.59	28.89	13.12	6.05	2.74	-
	30			91.87	49.43	26.39	-	-	-	-
	25	1	0	115.65	59.12	28.80	-	-	-	-
	20			143.77	66.00	28.80	-	-	-	-
	≤ 1			165.39	66.59	28.80	-	-	-	-
	5			131.34	64.37	28.80	-	-	-	-
	30	1	1	151.37	66.59	28.80	-	-	-	-
	25			166.39	66.59	28.80	-	-	-	-
	≤ 2									
0										
N_c	30		0	12.13	16.42	8.98	7.04	5.00	3.60	-
	20	1		12.67	19.48	16.80	12.70	7.40	4.40	-
	< 1			81.30	41.40	22.50	12.70	7.40	4.40	-
	0		1	28.31	24.14	22.50	-	-	-	-
	30	1		42.25	41.40	22.50	-	-	-	-
	20			81.30	41.40	22.50	-	-	-	-
N_c	< 1									
	0									
	50		0	21.68	16.52	12.60	10.00	8.60	7.10	5.50
	40			31.80	22.44	16.64	12.80	10.04	8.00	6.25
	30	0	0	44.80	28.72	22.00	16.20	12.20	8.60	6.70
	20			63.20	41.20	28.32	20.60	15.00	11.30	8.76
	< 1			88.96	55.36	36.50	24.72	17.36	12.61	9.44
	0			38.80	30.40	24.20	19.70	16.42	-	-
	50		1	48.00	35.40	27.42	21.52	17.28	-	-
	40	0		59.64	41.07	30.92	23.60	17.36	-	-
	30			75.12	50.00	35.16	27.72	17.36	-	-
	20			95.20	57.25	36.69	24.72	17.36	-	-
	< 1			35.97	28.11	22.38	18.38	15.66	10.00	-
	0			51.1	37.95	29.42	22.75	17.32	12.16	-
	50		0	70.59	50.37	36.20	24.72	17.36	12.16	-
	40	0	0	93.79	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	-
	30			95.20	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	-
	20			53.65	42.47	35.00	24.72	-	-	-
< 1			67.98	51.61	36.69	24.72	-	-	-	
0	1	1	85.38	57.25	36.69	24.72	-	-	-	
50			95.20	57.25	36.69	24.72	-	-	-	
40										
30										
< 2										
0										

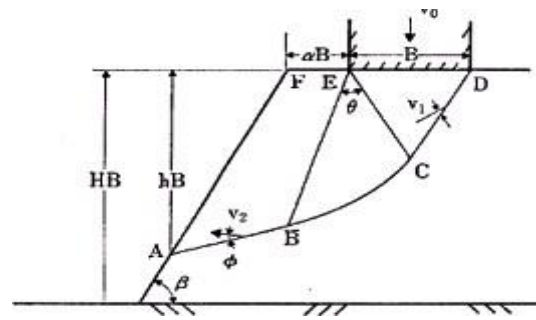


Figure 2. 22 Mécanisme de rupture, d'après Kusakabe et al (1981).

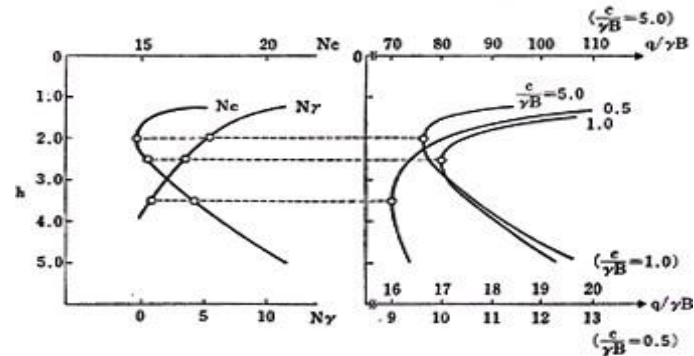


Figure 2. 23 Valeurs critiques de N_c et N_γ en fonction $c/\gamma B$ et h pour ($\beta=45^\circ$ et $\alpha.B=1$).

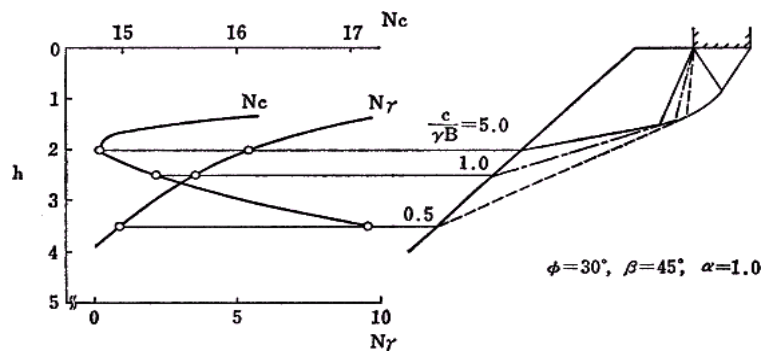
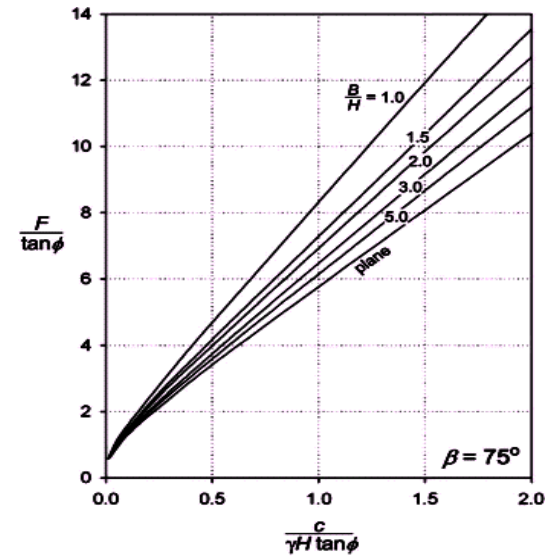
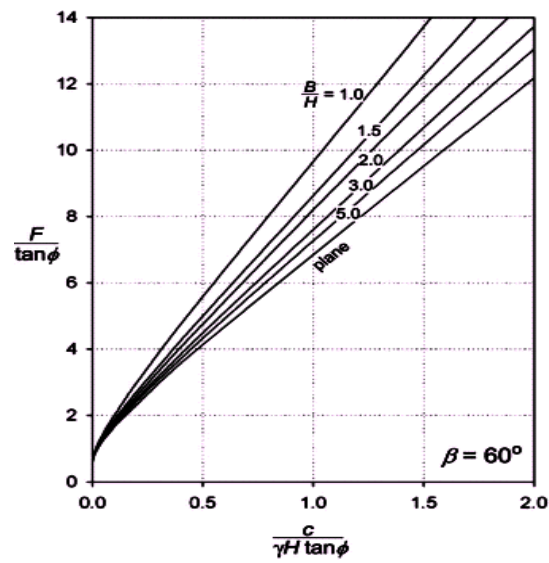
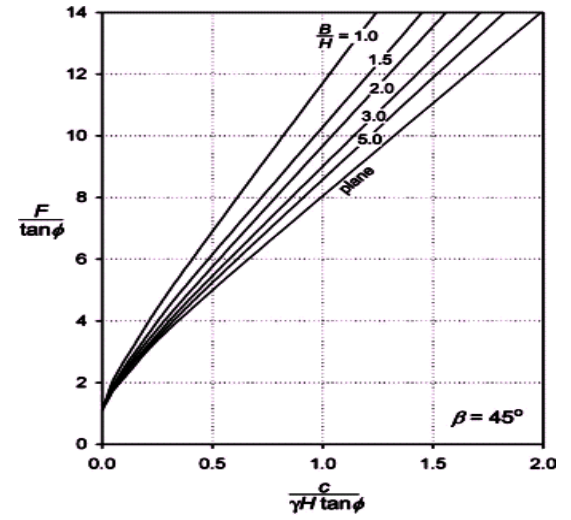
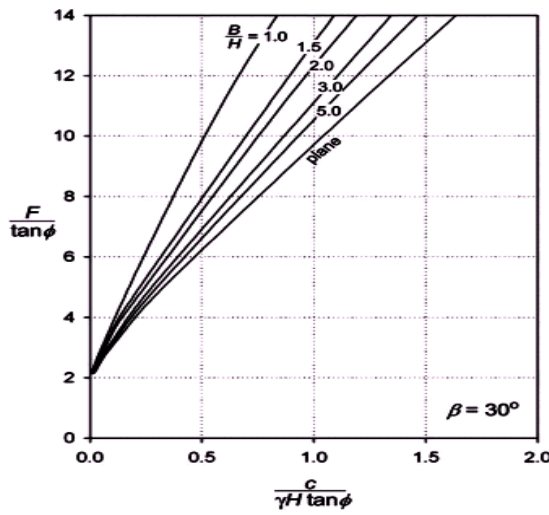
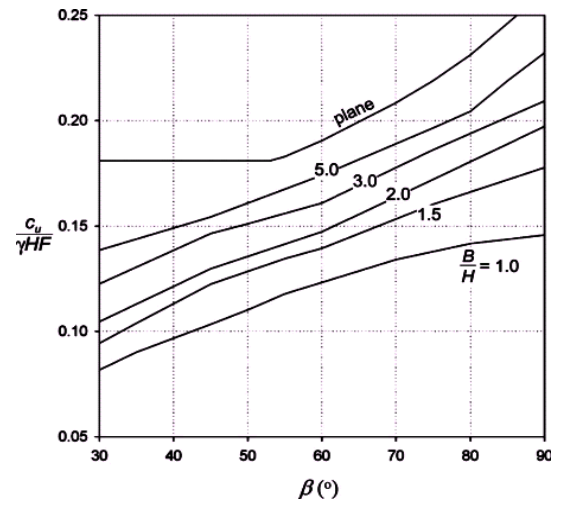
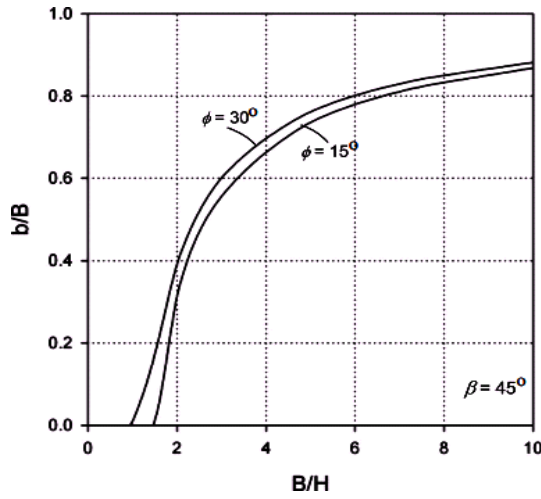


Figure 2. 24 variation des surfaces de rupture et des valeurs de N_c et N_γ en fonction $c/\gamma B$ et h pour ($\beta=45^\circ$ et $\alpha.B=1$).

Michalowski et al. (2010) ont proposé des diagrammes de calcul pour différents angles d'inclinaison β en fonction de plusieurs rapports $c_u/\gamma B$, b/H et B/H , qui sont présentés sur les figures 2.25.

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers



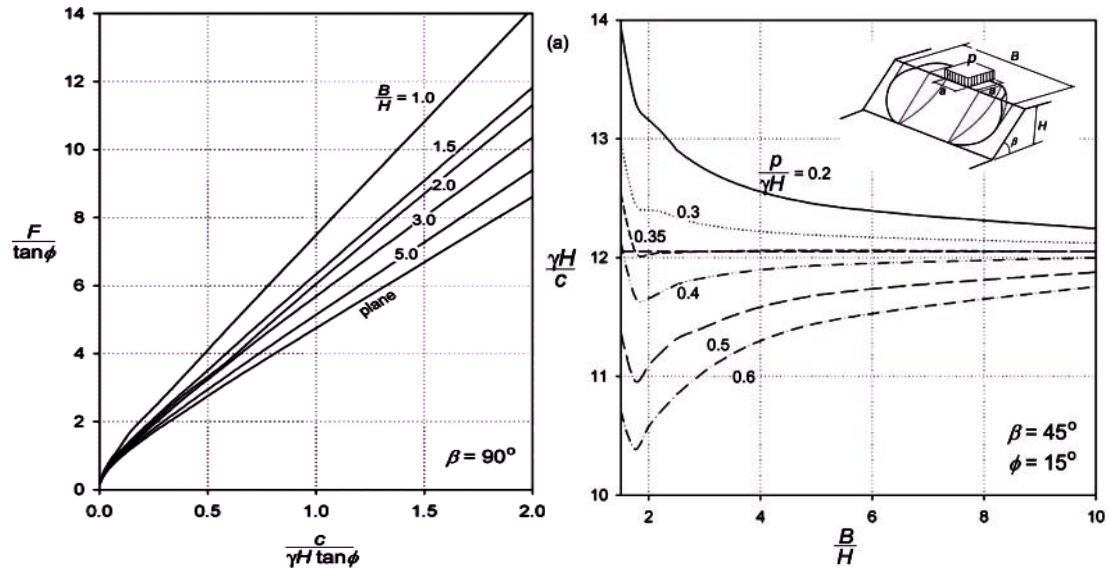


Figure 2. 25 Effet of différent paramètres, d'après Michalowski et al. (2010).

Michalowski et al. (2010) ont proposé des valeurs critiques du rapport $c_u/\gamma B \cdot \tan \phi$.

Tableau 2. 5 les valeurs critiques de la $c/\gamma B \tan \phi$ ($\times 10^2$) pour angle d'inclinaison de la pente $\beta=45^\circ$, d'après Michalowski (2010).

Φ (deg)	$\frac{1}{\tan \phi}$	B/H				
		1.0	2.0	3.0	5.0	∞
3.5	16.35	149.53	186.53	205.35	218.70	238.09
5	11.43	93.497	122.62	134.49	143.06	155.48
10	5.671	30.741	48.855	52.947	56.332	60.918
15	3.732	18.971	25.089	27.180	28.744	30.965
20	2.747	10.395	13.870	14.998	15.749	117.001
30	1.732	3.158	4.053	4.335	4.559	4.873
40	1.192	0.415	0.536	0.575	0.603	0.642

2.4 Effet de la pente sur la capacité portante d'une semelle filante sous charge inclinée :

Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1973) et Maréchal (1999) ont été les premiers à étudier les effets du couplage chargements-proximité d'une pente sur la capacité portante d'une fondation superficielle filante : chargement inclinée centrée-talus, chargement centrée-talus, chargement

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

incliné excentrée- talus).

Maréchale (1999) a étudié la configuration mentionnée ci-dessus par une approche expérimentale, utilisant le concept des modèles réduits centrifugés.

Dans le cas de la présence de la pente, les surfaces libres de part et d'autre de la fondation ne sont pas symétriques, comme c'est le cas pour un plan horizontal. Par conséquent ; il est indispensable de traiter les cas des divers chargements inclinés distinctement en fonction de leur direction par rapport au talus : une force dirigée vers le talus (a) est considérée comme inclinée positivement ($\delta > 0$), et vers l'intérieur du talus (b) est considérée comme inclinée négativement ($\delta < 0$), comme montré sur la (**Figure 2.27**).

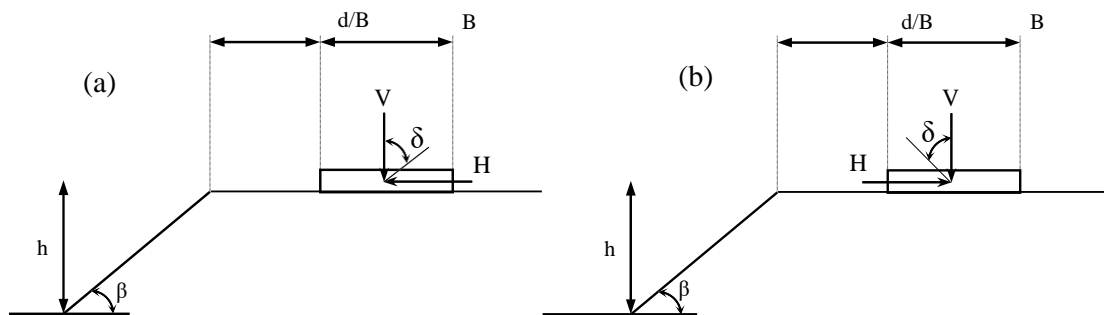


Figure 2. 26 Convention de signes des inclinaisons des charges (a) positif, (b) négatif.

Pour tracer les courbes d'enveloppe ou les surfaces ultimes, le fascicule 62 (1993) a proposé d'exprimer le coefficient de minorateur $i_{\delta\beta}$ pour $\delta > 0$:

$$i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{\delta + \beta'}{45}\right)^2 \quad (2.20)$$

Sachant que :

$$\beta' = 45(1 - \sqrt{i_{\beta}}) \quad (2.20a)$$

Par ailleurs, Maréchale (1999), a proposé le coefficient $i_{\delta\beta}$ qui semble être mieux évalué par le simple produit des coefficients élémentaires i_{δ} et i_{β} ,

$$i_{\delta\beta} = |i_{\delta}| \cdot i_{\beta} \quad (2.21)$$

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

En revanche, dans le cas où l'inclinaison est dirigée vers l'intérieur du talus, le fascicule 62(1993) ne recommande que le coefficient du minérateur $i_{\delta\beta}$ pris égal à la plus petite des valeurs suivantes :

$$i_{\beta} = \left(1 - \frac{\delta}{45}\right)^2 \quad (2.22)$$

$$i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{|\beta' - \delta|}{45}\right)^2 \quad (2.23)$$

Récemment, la capacité portante peut être décrite, non pas comme une charge verticale réduite au moyen de coefficients correctifs, mais par la définition des combinaisons ultimes dans le plan de paramètres de chargement de la fondation, c'est-à-dire, tracer la surface ultime du système. Récemment, Georgiadis (2008) a étudié le problème de la capacité portante d'une fondation filante, sous charge centrée inclinée, dans un sol purement cohérent et au bord d'une pente ; les résultats, sont présentés sous la forme de surfaces ultimes dans le plan des charges verticales et horizontales (V-H). Pour tracer les diagrammes d'interaction ou les surfaces ultimes, Georgiadis (2008) a proposé les expressions suivantes :

$$v = 1 - \frac{1 - \sqrt{1 - (\zeta \cdot h)}}{2 \left(1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}\right)} \quad (2.24)$$

Où :

$$h = \cos\left(\frac{\pi}{2} + \beta\right) \quad (2.25)$$

$$\zeta = 1 - \beta(1 - e^{-\lambda}) \quad (2.26)$$

2.5 Conclusion :

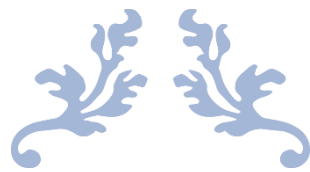
On a présenté dans ce chapitre les différentes études expérimentales et théoriques consacrées à l'évaluation de l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante des fondations superficielles reposantes sur une surface horizontale, l'effet de la pente sur la capacité portante des fondations superficielles, de l'influence de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante des fondations superficielles à proximité d'une pente.

Chapitre 2 : La capacité portante des fondations superficielles pour des cas particuliers

De nombreuses formules des coefficients de l'inclinaison de la charge ont été proposées pour tenir compte de l'effet de l'inclinaison de la charge sur l'équation générale de la capacité portante.

Les études montrent que la capacité portante des fondations superficielles diminue sous l'effet de l'inclinaison de la charge par rapport aux fondations sous un chargement vertical.

La portance d'une semelle filante établie à proximité d'une pente est affectée d'un coefficient réducteur i_β , les études ont montré que la portance des fondations dans ce cas dépend de l'angle de talus β , la hauteur de la pente, la distance relative d/B , et aussi les caractéristiques mécaniques du sol.



Chapitre 03

Lois de comportement et modélisation numérique



3.1 Introduction :

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

3.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base : la mécanique des structures, l'analyse numérique et l'informatique appliquée.

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

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

3.2.1 Calcul par la MEF :

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

Elle nécessite :

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

Elle permet :

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

Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :

- Les déplacements des ouvrages.
- Les sollicitations internes des ouvrages.
- Les efforts dans les butons ou tirants.
-

Et pour le sol :

- Les déplacements du sol.
- Les déformations du sol.
- Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- Les pressions interstitielles.
- Calculer un coefficient de sécurité.

3.2.2 Présentation de PLAXIS :

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente

certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que des procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable. Le recours aux manuels devenant rare. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné

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

a) Le programme d'entrée de données (Input)



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

b) Le programme de calcul (Calculations)



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

c) 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.

d) Le programme courbes (Curves)



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

3.3 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS :

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

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

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

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

3.3.1 Comportement élastoplastique :

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité du matériau, et un patin de seuil S_0 (Figure 3. 1).

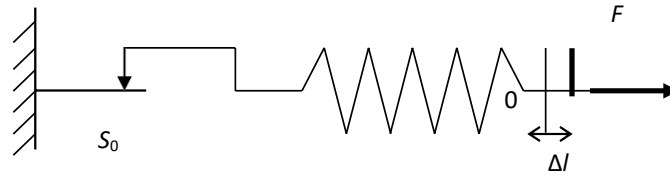


Figure 3. 2 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la (figure 3.2).

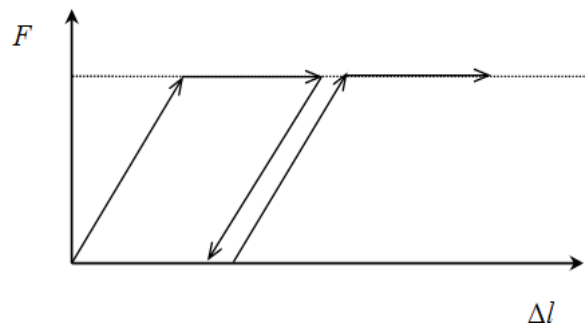


Figure 3. 3 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

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 3.1 et 3.2) est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La (figure 3.3) représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

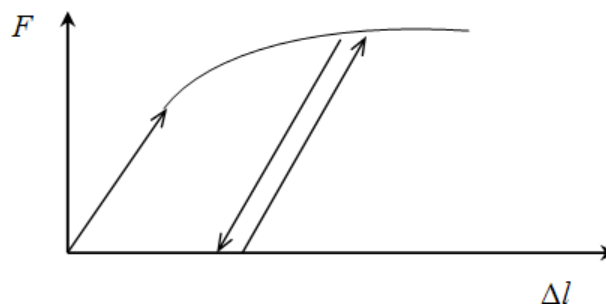


Figure 3. 4 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

3.3.2 Modèle élastique linéaire :

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

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

Les relations entre le module d'Young E et les autres modules sont données :

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

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

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la (**Figure 3. 5**).

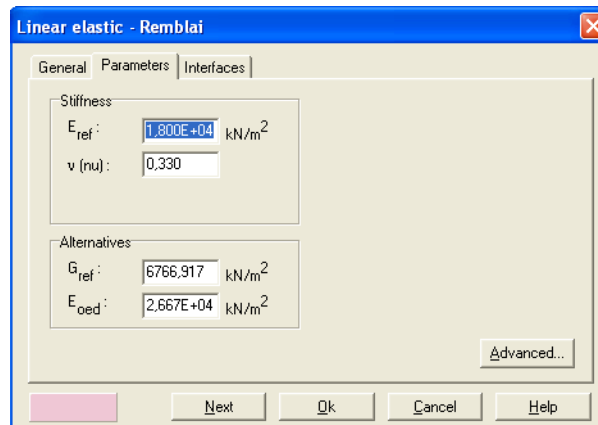


Figure 3. 6 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la (**Figure 3. 7**).

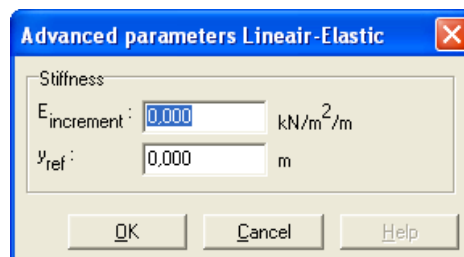


Figure 3. 8 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad \text{Avec} \quad y < y_{ref} . \quad (3.1)$$

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

3.3.3 Modèle de Mohr-Coulomb :

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c \quad (3.2)$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (**figure 3.6**).

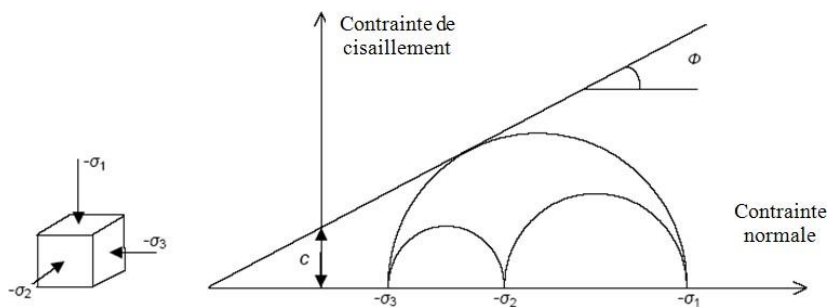


Figure 3. 9 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

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 3.7**) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

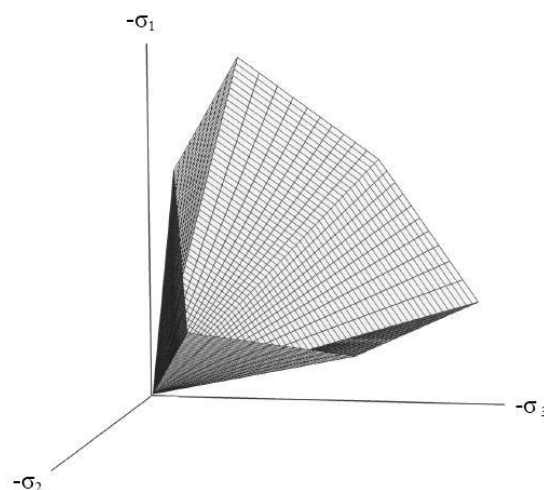


Figure 3. 10 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (**figure 3.8**). Les deux premiers sont

E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

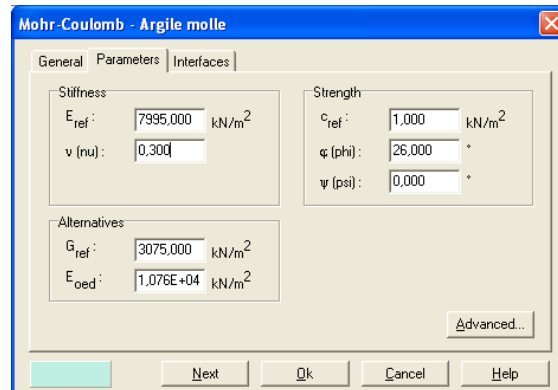


Figure 3. 11 Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Module de Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{\max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de **50 %** du déviateur de rupture (**figure 3.9**).

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

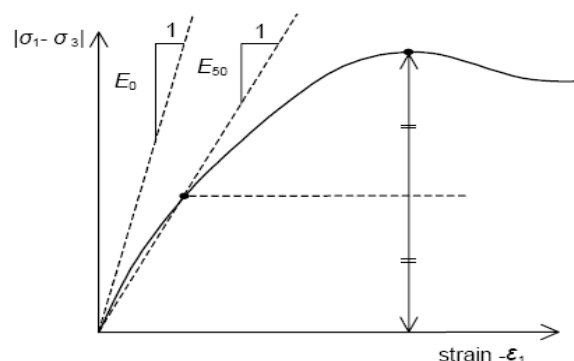


Figure 3. 12 Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la

variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson :

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

c) Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement **supérieurs à 35°** peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement Φ_{cv} (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb **figure 3.6**.

d) Cohésion :

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

e) Angle de dilataance :

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

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ. \quad (3.3)$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ. \quad (3.4)$$

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.

f) Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction **figure 3.7**. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g) Les paramètres avancés :

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (**figure 3.10**).

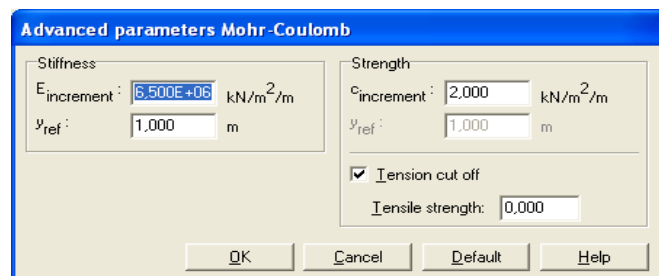


Figure 3. 13 Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

3.3.4 Modèle de sol avec écrouissage (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.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De distinguer entre une charge et une décharge.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

a) Les paramètres du HSM

Les paramètres du HSM sont représentés sur la (figure 3.11).

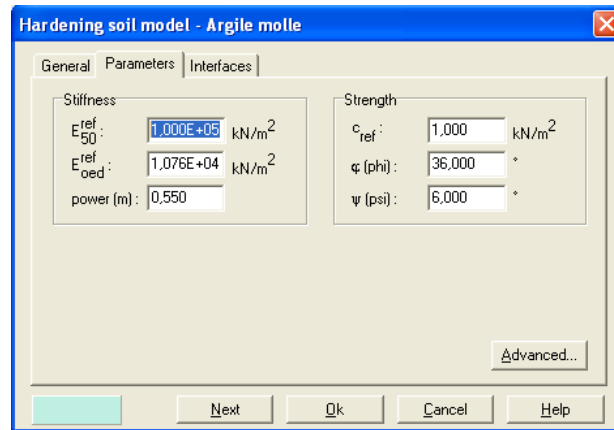


Figure 3. 14 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

- C : cohésion (effective) ; [KN/m²]
- φ : angle de frottement effectif ; [°]
- Ψ : angle de dilatance. [°]

Paramètres de rigidité :

- E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial ; [KN/m²]
- E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai oedométrique ; [KN/m²]
- m : Puissance (environ 0,58 pour les sables) [-]

Paramètres avancés :

- E_{ur}^{ref} : module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$) [KN/m²]
- ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$) [-]
- p^{ref} : Contraintes de référence (par défaut $p^{ref} = 100$) [KN/m²]
- K_0^{NC} : K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$) [-]
- $c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment}=0$) [KN/m³]
- y_{ref} : Unité de profondeur [m]
- R_f : Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0,9$) [-]
- $\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [KN/m²]

Les paramètres avancés sont représentés sur la (figure 3.12).

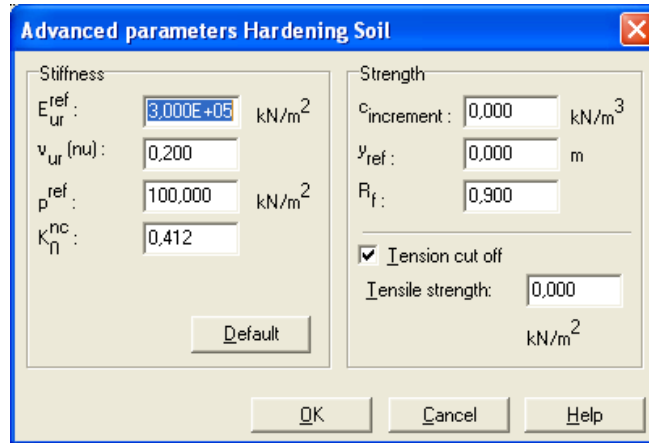


Figure 3. 15 Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

b) Courbes effort-déformation

Une idée fondamentale pour la formulation du HSM est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale, ε_1 , et l'effort déviatorique q , dans le chargement à trois axes primaires. Ici les essais triaxiaux drainé standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour} \quad q < q_f \quad \left. \vphantom{\frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}} \right\} \quad (3.5)$$

$$\text{Avec : } q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad q = q_f / R_f \quad \left. \vphantom{(c \cot \varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right\} \quad (3.6)$$

q_a : valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre R_f est analogue à celui introduit par Duncan.

c) Les modules

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{Avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2. \quad (3.7)$$

$$\text{Pour la décharge on prend : } E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m. \quad (3.8)$$

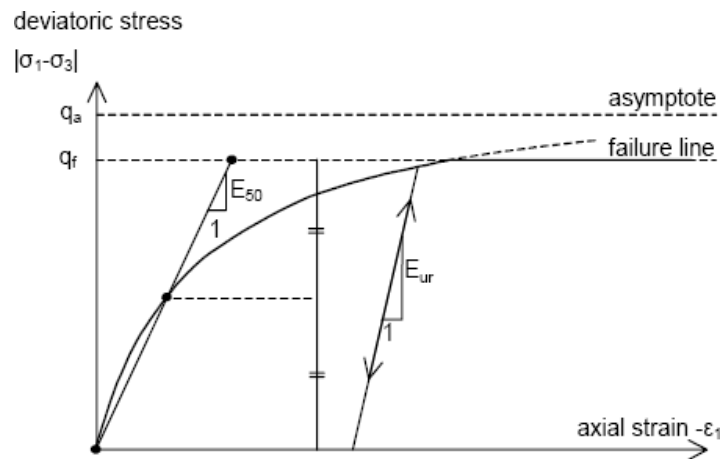


Figure 3. 16 Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

3.3.5 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'écroutissage 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.

3.3.6 Les paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres C_c et C_s décrivent le comportement œdométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de C_c et C_s en λ et κ . dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai œdométrique).

On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du **tableau 3.1**. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Tableau 3. 1 Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ .

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollandais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $\kappa^* \approx \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $\kappa^* \approx 1,3 \frac{1-\nu_{ur}}{1-\nu_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

3.4 Conclusion :

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

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

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

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

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



Chapitre 04

**Analyse numérique de la capacité
portante d'une semelle filante
reposant sur un sable en pente et
soumise à une charge excentrée
et/ou centrée**



4.1 Introduction :

La majorité des travaux qui ont été réalisés ont été penchés sur l'étude du comportement des fondations construites sur des sables en pente. Cependant, peu de travaux ont été consacrés à l'analyse du comportement d'une fondation carrée reposant sur un sol frottant en pente soumise à des chargements centrée, excentrée. L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement des semelles ainsi que du massif du sol en dessous. La modélisation du comportement des semelles exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des semelles ainsi que le choix d'un bon modèle et d'une loi de comportement adéquat du sol.

Dans cette étude, on s'intéresse aux quelques situations relatives à la construction d'une semelle filante reposante sur un sable en pente avec des simulations numériques qui ont été mené par le code Plaxis 2D. Et en variant des paramètres incluant la densité relative du sol, la position de la semelle par rapport à la crête et enfin des chargements centrées, excentrées sont imposés jusqu'à la rupture.

4.2 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 énumérées ci-dessous :

4.2.1 La géométrie du model :

La géométrie du modèle numérique ainsi que les propriétés mécaniques et physiques des matériaux introduits dans l'analyse numérique (semelle et sable) ont été adoptées pour être identiques à celles du modèle expérimental.

La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure 4.1 ; elle sera modélisée par un modèle géométrique plan (2D) de 18 m de longueur sur 5m de profondeur avec un angle d'inclinaison de la pente $\alpha=33,69^\circ$.

La fondation est représentée par une semelle filante ayant une largeur $B=10$ cm, celle-ci est supposée parfaitement rigide ($E_b/E_{sol} = \infty$) 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

Chapitre 4 : Analyse numérique de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente et soumise à une charge excentrée et/ou centrée

verticaux pour l'extrémité inférieure.

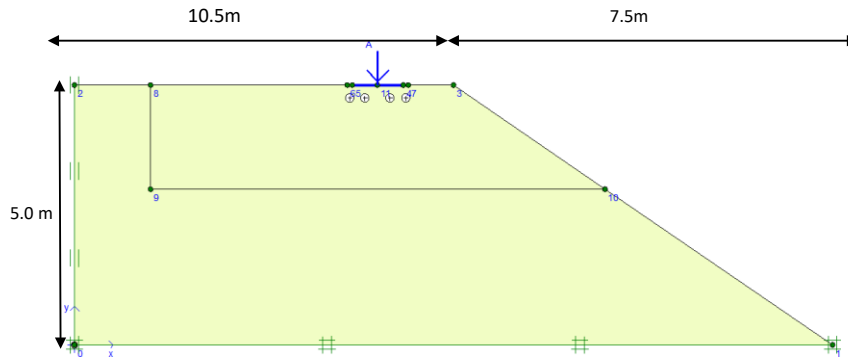


Figure 4. 1 Présentation du modèle numérique.

4.2.2 Caractéristiques des matériaux :

4.2.2.1 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.

Les valeurs des paramètres du sol utilisées dans l'étude numérique sont récapitulées dans le (tableau 4.1) ci-dessous.

Tableau 4. 1 Propriétés de la couche de sol.

Paramètres	Nom	Unité	Sable 1
-Modèle type	<i>Model</i>	-	Mohr-Coulomb
-Type de comportement	<i>Type</i>	-	Drainé
-Poids volumique sec	γ_{unsat}	kN/m ³	16,7
-Poids volumique humide	γ_{sat}	kN/m ³	19,3
-Module d'Young	E_{ref}	kPa	1,2.10 ⁴
-Coefficient de Poisson	ν	kPa	0,30
-Cohésion	c	KN/m ³	1
-Angle de frottement	φ	(°)	38
-Angle de dilatation	ψ	(°)	8
-Facteur de réduction des efforts à l'interface	R_{inter}	-	Rigide

La semelle a été modélisée comme un élément de poutre élastique basé sur la théorie de

faisceau de Mindlin. Les propriétés de la semelle utilisées dans les calculs sont répertoriées dans le (tableau 4.2).

Tableau 4. 2 Caractéristique de la semelle.

Paramètres	Unité	valeur	valeur
type de comportement	-	-	Elastique
Rigidité normale	EA	kN /m	$2,1 \times 10^7$
Rigidité de flexion	EI	kN m ²	$1,75 \times 10^3$
Coefficient de poisson	ν	-	0,3

4.3 Génération du maillage :

Au cours de la génération du maillage, les éléments triangulaires à 15 nœuds ont été préférés aux éléments à 6 nœuds, ce ci, afin de fournir une plus grande précision dans les calculs. Par ailleurs, la semelle a été présentée par un élément poutre à cinq nœuds.

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).

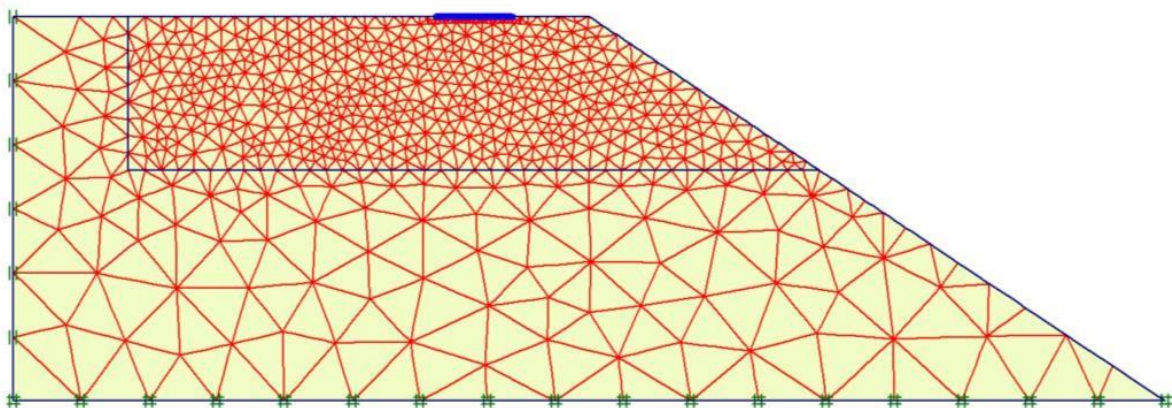


Figure 4. 2 Maillage du modèle numérique.

4.4 Conditions initiales :

Une fois le modèle géométrique est créé et le maillage d'éléments finis est généré, l'état et la configuration des contraintes initiales doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

4.4.1 Les pressions interstitielles :

Dans notre étude, comme le sable utilisé était sec, la génération de l'état initial de l'eau souterraine nécessite uniquement celle des contraintes effectives initiales.

4.4.2 Les contraintes Initiales :

La plupart des problèmes analysés en ingénierie géotechnique nécessitent des données sur l'état des contraintes initiales. Ces contraintes causées par le poids propre du massif de sol représentent l'état d'équilibre du sol en place.

Dans une analyse avec PLAXIS, ces contraintes initiales doivent être spécifiées par l'utilisateur. Il existe deux possibilités pour obtenir ces contraintes :

- La procédure K_0 : sera utilisée uniquement dans les cas où la surface est horizontale et où les couches de sols et la nappe phréatique lui sont parallèles.
- Le chargement gravitaire : procédure fixée pour les autres cas.

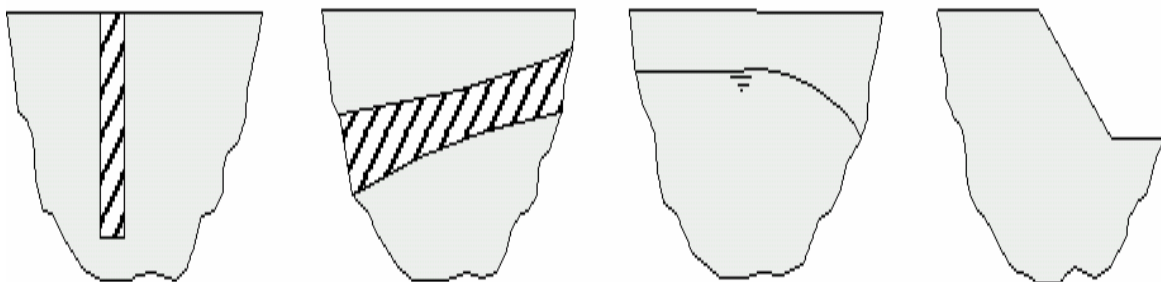


Figure 4. 3 Surfaces non horizontales et stratifications non horizontales.

4.5 Procédure de calculs :

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

Chapitre 4 : Analyse numérique de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente et soumise à une charge excentrée et/ou centrée

d'abord par application de la force de gravité due au poids propre du sol dans la première phase de calcul (voir **figure 4.4**).

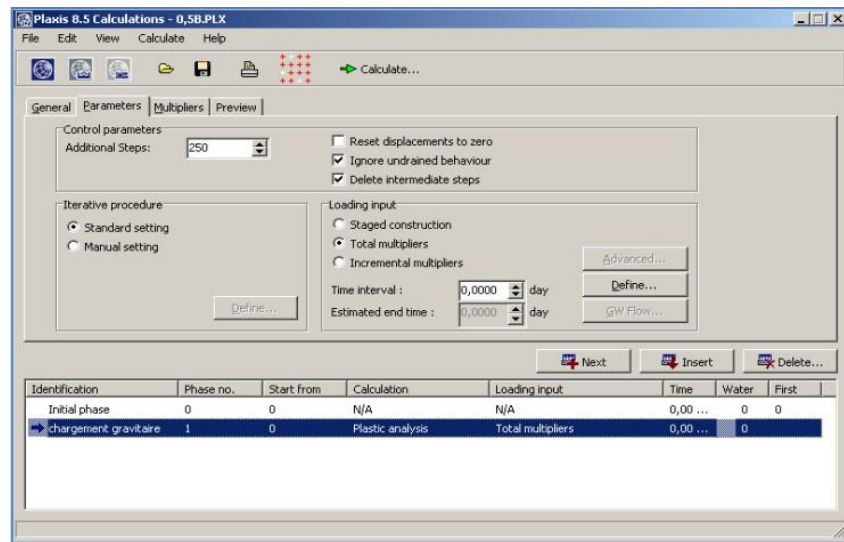


Figure 4. 4 Application du chargement gravitaire.

Sur la (**figure 4.5**) on constate que le sol a subi une déformation 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.

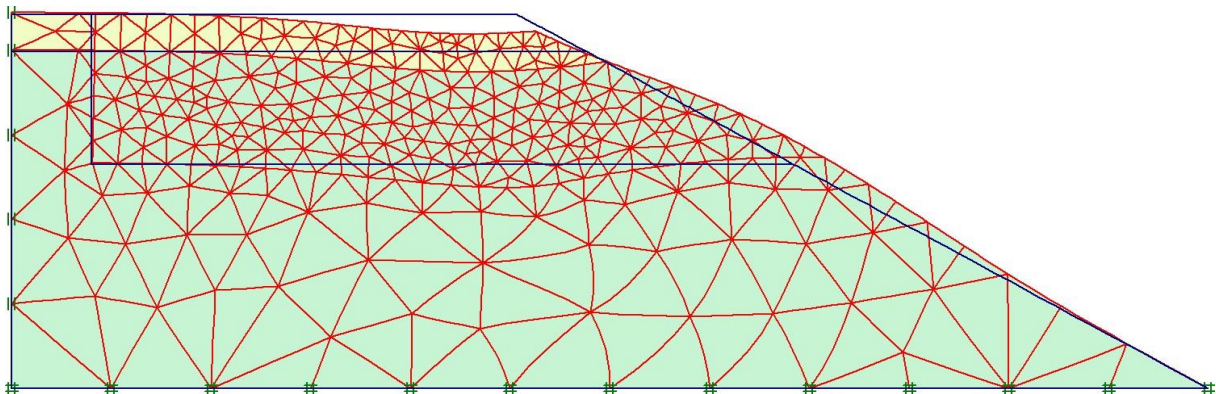


Figure 4. 5 Déformation du massif du sol après génération des contraintes initiales.

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.

Chapitre 4 : Analyse numérique de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable en pente et soumise à une charge excentrée et/ou centrée

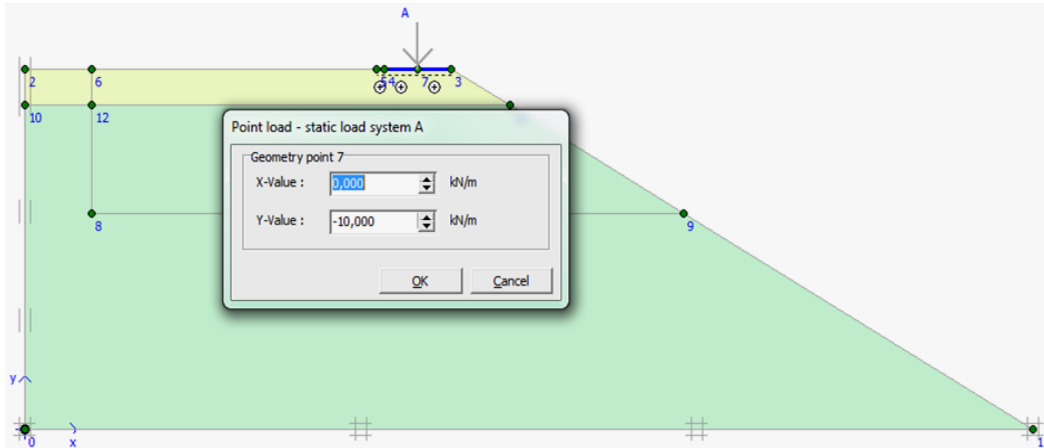


Figure 4. 6 Applications du chargement propre dit.

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 (1) et illustrée dans la (figure 4.7).

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

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

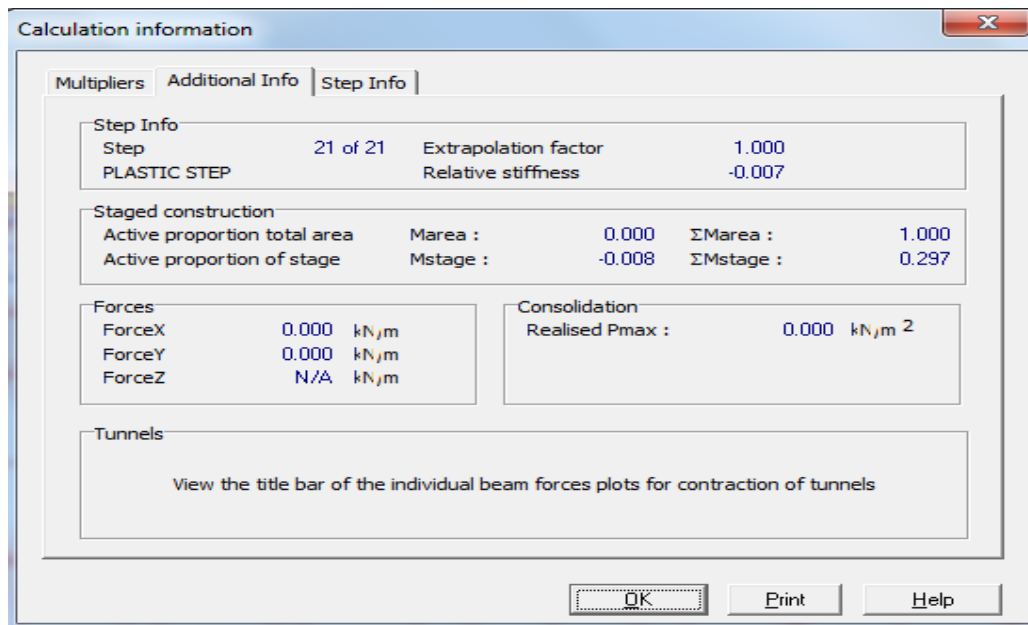


Figure 4. 7 Capacité portante ultime à partir du code Plaxis.

4.6 Analyse des résultats et interprétations :

Dans cette étude on a considéré une fondation filante non encadrée, reposant sur un massif de sol purement frottant (sable) et située à une distance relative variable (d/B) entre la fondation et la crête, celle-ci est soumise à une charge verticale centrée.

Pour étudier l'effet de la charge centrée 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 élément finis a été réalisée pour des rapports d/B variant entre 0 et 3 par pas de 0,5.

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).

Les valeurs de la capacité portante ultime sont récapitulées dans le **tableau 4.3**.

Dans cette étude, pour exprimer l'effet de la charge sur la capacité portante dans le cas d'une combinaison charge centrée -pente, on utilise un coefficient de réduction :

- Ce coefficient est lié à la pente supportant une semelle située à une distance (d) par rapport à la crête du talus, appelé facteur de réduction de la capacité portante, i_β celui-ci est utilisé pour représenter le comportement de la capacité portante de la semelle sur une pente de sable. Ce paramètre est défini comme le rapport entre la capacité portante finale de la semelle située à une distance d du bord du talus ($q_{u \text{ pente}}$) à la capacité portante ultime de la même semelle établie sur un sol horizontal ($q_{u \text{ h}}$), comme indiqué dans **(l'équation 4.2)**.

$$i_\beta = \frac{q_{uslop}}{q_{uh}} \quad (4.2)$$

Tableau 4. 3 Valeur de la capacité portante ultime pour différents cas de l'excentricité.

d/B	β°		
	26,3	32,7	45
0	35,7	26,5	15,3
0,5	43,9	33,1	20,2
1	51,4	38,8	24,1
1,5	57,8	39,9	29,1
2	67,1	51,3	34,9
2,5	71,2	59,1	40,1
3	83,4	63,2	47,8
3,5	86,9	68,8	53,6
4	89,2	72,5	55,1

4,5	96,3	74,6	58,9
5	99	81,9	67,2
5,5	101,1	89,5	75,5
6	113	95,1	78

4.6.1 Effet de la distance entre la fondation à la crête du talus :

Plusieurs modèles numériques ont été menés sous l'effet des différentes charges centrées pour étudier l'influence de la distance de la fondation à la crête du talus sur la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge centrée.

La (**figure 4.8**) montre l'influence de la distance relative d/B sur la capacité portante pour différentes valeurs de d/B . **On constate que** la capacité portante ultime croit avec la distance relative. Lorsque la semelle est éloignée de la crête de la pente ($d/B = 0$) jusqu'à la distance relative $d/B = 1$, il y a une augmentation importante de la capacité portante (une valeur moyenne de 44 %). Cependant, le changement de la capacité portante de la semelle avec l'emplacement de la semelle par rapport à la crête de la pente peut être lié à la résistance passive du sol (surface de rupture primaire) du côté de la pente tel qu'il est illustré sur les (**figures 4.10**). Lorsque la semelle est placée loin de la pente, la largeur de la surface de rupture primaire (zone passive) du côté de la pente au coin actif sous la semelle augmente, ce qui nécessite une force beaucoup plus grande pour que la surface de rupture atteigne la pente. Par conséquent, la capacité portante de la semelle augmente.

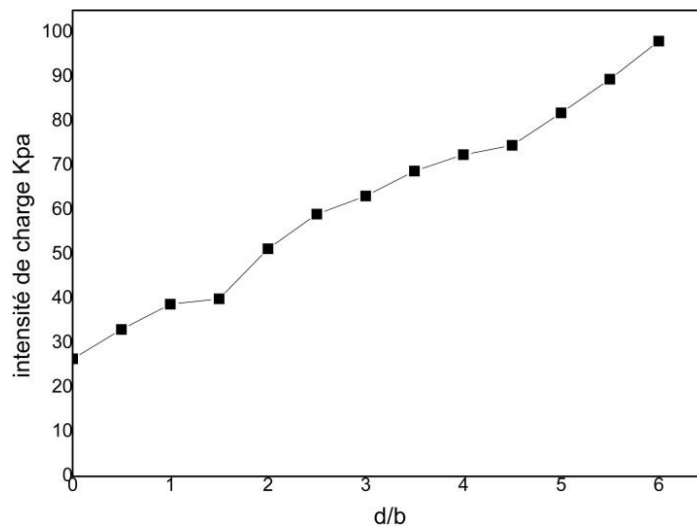


Figure 4. 8 Variations de la capacité portante en fonction d/B .

4.6.2 Coefficient réducteur de portance :

La (figure 4.9) montre les variations du facteur de réduction de la capacité portante, i_β , en fonction de la distance relative (d/B) de la fondation au bord du talus pour les trois valeurs $\beta = 26,6^\circ$, $33,7^\circ$ et 45° (pentes 1/2, 2/3 et 3/3) obtenus tant par la présente étude que par Bakir (1993), ainsi que Gemperline (1988).

Les résultats montrent que les valeurs de i_β augmentent presque linéairement avec l'éloignement de la fondation par rapport à la crête du talus. On remarque que lorsque la semelle est éloignée de la crête du talus, située à une distance relative ($d/B = 1$), les résultats de la présente étude, sont en bonne accord avec ceux de Bakir (1993) et Gemperline (1998). Par contre, pour ($d/B > 1$), les résultats de la présente étude sont légèrement inférieurs avec ceux de Bakir (1993) et Gemperline (1998).

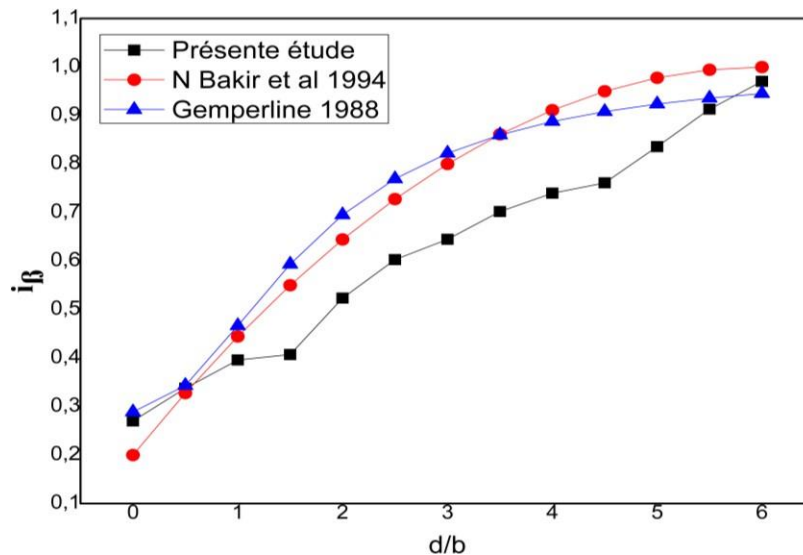


Figure 4. 9 Variations du coefficient réducteur i_β en fonction de d/B .

4.6.3 Effet De La Pente

L'effet de l'angle d'inclinaison de la pente β sur La capacité portante a été étudié, pour le cas d'une semelle filante située sur une couche de sable en pente. La (figures 4.10) montrent la variation de la capacité portante d'une semelle filante établie à proximité d'un talus et reposant sur une couche granuleuse pour différents angles d'inclinaisons de la pente $\beta=26,3^\circ$, $32,7^\circ$ et 45° , et le rapport d/B qui varie de 0,00 à 6,00 par incrément de 0, 5.

Pour le cas ($\phi_1/\phi_2 < 1$), on remarque que dans tous les cas présentés sur la (figures 4.10), la capacité portante est inversement proportionnelle avec l'inclinaison de la pente β . Les résultats de (figure 4.10) soulignent que la valeur de la capacité portante diminue d'une façon

significative lorsque l'angle de pente β est compris entre 26.3 et 32.7° .

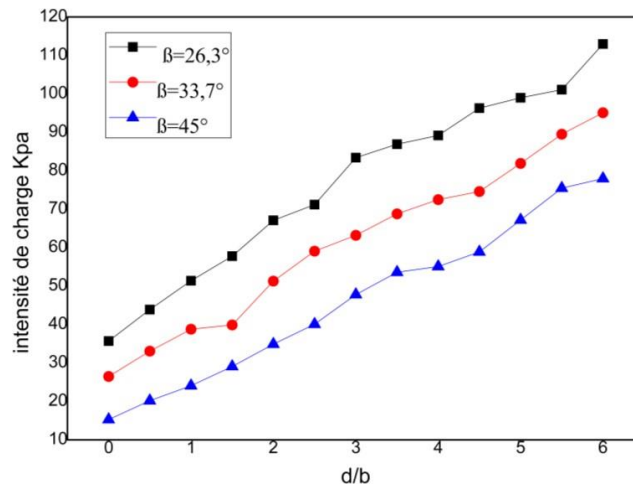


Figure 4. 10 Variation de la capacité portante en fonction de d/B et β .

4.7 Mécanisme de rupture

Pour les sols en pentes, les résultats des études antérieures ont montré que le modèle de rupture pouvait être classé comme un mécanisme de rupture de la capacité portante, ou un mécanisme de rupture de talus général.

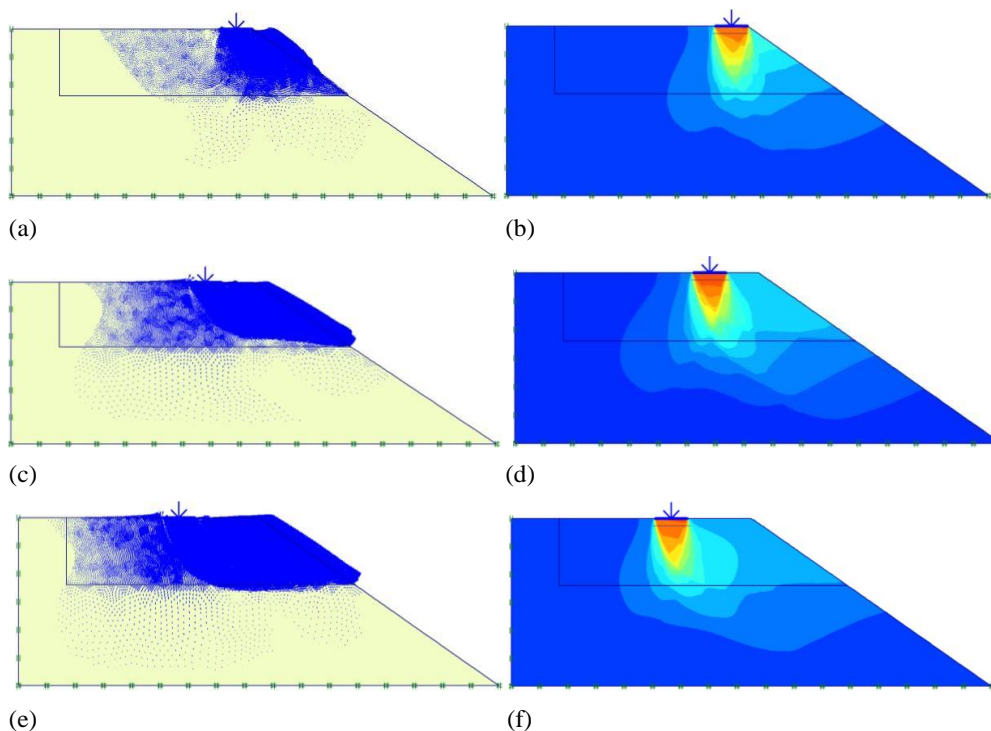


Figure 4. 11 Mécanisme de rupture correspondant aux d/b , (a) et (b) : $d/B = 0$; (d) et (c) : $d/B = 1$; (e) et (f) : $d/B = 2$ avec $\beta 33,7$.

La **figure 4.11** montre les surfaces de rupture pour différentes valeurs de la distance relative $d/B = 0, 1$ et 2 . Il est à noter que la forme des surfaces de rupture est influencée par la distance relative (d/B). Tout en augmentant (d/B), la taille de la surface de rupture devient plus grande et plus profonde, ce qui fournira une capacité portante plus élevées.

4.8 Conclusion :

Les résultats de l'étude numérique montrent que 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.

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

- Une augmentation significative de la valeur du rapport de la capacité portante due à l'augmentation de la densité relative du sol.
- Les valeurs de la capacité portante ultime obtenues à partir de l'analyse par éléments finis semblent être légèrement supérieures à celles obtenues à partir des essais expérimentaux.
- La portance d'une semelle soumise à une charge centrée est supérieure à celle soumise à une charge excentrée (négative ou positive).

Conclusion Générale :

Dans le présent travail nous nous sommes intéressés à une analyse numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle filante soumise aux chargements centré, excentré situées au bord d'une pente sableuse.

Les résultats basés sur l'analyse numérique, montrent la bonne adaptation de cette approche pour le traitement des problèmes de ce type. Ainsi, la méthode d'estimation numérique dans cette étude se présente comme un outil d'aide à l'identification du comportement de la semelle et d'autres paramètres qu'on n'a pas pu les estimer expérimentalement.

Dont le but d'enrichir notre étude nous nous sommes aussi penchés sur l'influence des paramètres étudiés précédemment ainsi qu'on a pu aussi traiter l'influence d'un autre paramètre qui est la charge centrée sur la valeur de la capacité portante.

Les résultats numériques ont montré que les résultats obtenus sont similaires aux résultats expérimentaux pour le cas de la semelle filante soumise au chargement centré situées au bord d'une pente.

Au fur et à mesure que la densité relative du sol augmente, la capacité portante du sol augmente.

Ayant finalement pour une confrontation des résultats expérimentaux, numériques et ceux de la littérature des rapports de la capacité portante pour une semelle filante posée sur une surface d'un talus soumise à des chargements centrée ou excentrée, nous avons pu relever un bon accord et une bonne compatibilité entre les différents résultats.

Références Bibliographique :

- [1] Baazouzi Messaoud (2017). Thèse de Doctorat sous le thème « Etude numérique de l'interaction sol-fondation superficielle située à proximité d'une pente ». *Université Mohamed Khider, Biskra*.
- [2] Brinch-Hansen J (1970) A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin, n° 28, 5-11*.
- [3] DJERIDI Safa (2018). Thèse de Doctorat sous le thème « Analyse numérique de la capacité portante des fondations superficielles soumises aux chargements excentré, incliné situées au bord d'une pente ». *Université Mohamed Khider, Biskra*.
- [4] E. Pierre and All. Les méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles. *a. Laboratoire des ponts et chaussées, Paris, France 2003*.
- [5] Garnier, J., Rault, G. (1988). Compte rendu des expérimentations réalisées en centrifugeuse sur une fondation filante en bord de pente. Rapport interne, Laboratoire central des ponts et chaussées Nantes, GMS2, Groupe Centrifugation, 77 pages.
- [6] Korichi Messaouda (2016). Thèse de Master sous le thème « Analyse numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle reposante sur un sol renforcé ». *Université Mohamed Boudiaf, Msila*.
- [7] Magnan, J.P., Droniuc, N, Canepa, Y. (2004). Les méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles. Symposium international FONDSUP 2003, Magnan (éd), Presse de l'ENPC, Paris, 2, 74–154.
- [8] Maréchal, O. (1999). Portance de fondations superficielles établies à proximité de talus et soumises à des charges inclinées et excentrées. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes, 357 pages.
- [9] Meyerhof, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique, London, England, Vol. 2, 301-332*
- [10] Philipponnat, G., Hubert, B. (2008). Fondations et ouvrages en terre, Eyrolles, Paris.
- [11] Roger Frank. Fondation superficielle. *Technique de l'ingénieur. C 246*.
- [12] Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. New York : John Wiley
- [13] Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, 99(1) : 45*.