

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

Réf :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع:.....

THESE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

Doctorat en Génie Civil

Spécialité : Modélisation des Matériaux et Structures

Titre de la thèse :

**Etude numérique de l'interaction sol-fondation superficielle située
à proximité d'une pente**

Présentée par :

BAAZOUZI Messaoud

Soutenue le 13/ 04/ 2017 devant le jury composé de :

| | | | |
|-------------------------|---------------------------|---------------|----------------------|
| Pr. GUETTALA Abdelhamid | Professeur | Président | Université de Biskra |
| Pr. MELLAS Mekki | Professeur | Rapporteur | Université de Biskra |
| Dr. BENMEDDOUR Djamel | Maitre de Conférences 'A' | Co-rapporteur | Université de Biskra |
| Pr. BENCHEIKH Boubaker | Maitre de Conférences 'A' | Examineur | Université de Djelfa |
| Pr. BAHEDDI Mohamed | Professeur | Examineur | Université de Batna |
| Dr. MESSAMEH Abdelhamid | Maitre de Conférences 'A' | Examineur | Université de Biskra |

A mes parents

A mon frère et mes sœurs

A mes amis

Remerciement

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements et mon grand respect à mon directeur de thèse Monsieur le Professeur Mekki MELLAS, à l'Université de Biskra, qui a encouragé, soutenu et orienté la réalisation de ce travail. Je le remercie ici très vivement pour son encadrement et son aide tout au long de ce travail.

Je tiens à remercier très sincèrement M. Abdelhak MABROUKI Maître de Conférences à l'Université de Biskra et M. BENMEDDOUR Djamel Maître de Conférences à l'Université de Biskra, pour leurs conseils très précieux et les orientations qu'ils m'ont présentées pour faire avancer mon travail.

Je tien de remerciement Konstantinos Georgiadis, professeur à l'université de Thessaloniki, Grèce pour ses conseils et orientations afin de réaliser ce travail.

Je présente aussi mes remerciements à M. Abdelhamid GUETTALA, Professeur à l'Université de Biskra, Directeur du Laboratoire de Génie Civil, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse.

J'exprime également mes plus sincères remerciements à M. Boubaker BENCHEIKH, Maître de Conférences à l'Université de Djelfa, à M. Mohamed BAHEDDI, Professeur à l'Université de Batna, et à M. Abdelhamid MESSAMEH, Maître de Conférences à l'Université de Biskra, qui ont eu l'amabilité d'examiner attentivement mon manuscrit et de m'apporter leurs commentaires et leurs corrections.

Résumé :

La plupart des problèmes de géotechnique relèvent de l'interaction sol-structure. La configuration particulière d'une fondation superficielle située au voisinage d'une pente est un cas d'interaction sol-structure fréquemment rencontré dans la pratique, et le comportement du sol peut être sensiblement éloigné de la configuration classique, où la surface du sol est horizontale. 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 pour l'évaluation de la portance d'une fondation filante au bord d'une pente. Le présent travail est consacré à l'étude numérique par des calculs élasto-plastiques de la portance des fondations superficielles à proximité d'une pente. Le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua), basé sur la méthode des différences finies est choisi pour étudier la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sol cohérent ou frottant, et soumise à une charge inclinée centrée au bord d'une pente. L'analyse numérique a été effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques. Les résultats obtenus permettent de mettre en évidence l'influence de l'inclinaison de la charge, la pente et la position de la fondation sur la capacité portante.

Mots clés : fondation superficielle, capacité portante, interface, calcul élastoplastique, pente, modélisation numérique.

Abstract:

The most geotechnical problems include the soil-structure interaction. The specific configuration of shallow foundations near slopes is one of the classical problems in soil-structure interaction, frequently encountered in practice. In this case, the behaviour of the soil may be substantially distant from the standard configuration, when the ground surface is horizontal. This problem has been a subject of full-scale tests, centrifuge test or in normal gravity tests. Furthermore, some authors have developed theoretical methods for evaluating the bearing capacity of shallow foundations near slope. The aim of this thesis is the elasto-plastic analyses of the bearing capacity of shallow foundation near slope. This study focuses on the numerical analysis of the undrained or drained bearing capacity for strip footings near a slope, and subjected to a centered inclined load, using the explicit finite difference code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). In this study, several geometrical and mechanical parameters have been considered in order to evaluate the effect of the slope on the ultimate bearing capacity. The results show the influence on the bearing capacity of the load inclination, the slope angle and the location of the footing with respect to the slope.

Keywords: shallow foundation, bearing capacity, interface, elasto-plastic calculation, slope, numerical modelling.

ملخص

معظم المشاكل الجيوتقنية تتضمن تفاعل التربة مع الهيكل. تعتبر وضعية الأساسات السطحية المنعزلة بالقرب من المنحدر إحدى حالات تفاعل التربة مع الهيكل، حيث يكون سلوك التربة في هذه الحالة يكون مغايرا مقارنة بالأساسات المؤسسة على سطح أفقي. هذه المشكلة كانت موضوع اختبارات واسعة النطاق على نماذج كبيرة أو على نماذج في منجزة في المخابر. بالإضافة إلى ذلك، تم استخدام بعض الأساليب النظرية لتقييم الحمولة القصوى للأساسات السطحية المنعزلة بالقرب من المنحدر. الهدف من هذا البحث هو تقييم تأثير الحمل المائل على الحمولة القصوى للأساسات السطحية المنعزلة بالقرب من منحدر.

من أجل هذا نستخدم البرنامج FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) للدراسة الرقمية للحمولة القصوى للأساسات السطحية المنعزلة بالقرب من منحدر ذو تربة رملية أو غضارية. وأجري التحليل العددي من خلال تغيير عدد من المعايير الهندسية والميكانيكية. النتائج المتحصل عليها بينت مدى تأثير الحمل المائل، وضعية الأساس و ميل المنحدر على الحمولة القصوى.

كلمات المفتاحية: أساس سطحي، قدرة التحمل، واجهة، المنحدر، النمذجة العددية.

Table des matières

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

PARTIE A : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1: Méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles

| | | |
|---------|---|----|
| 1.1 | Introduction | 3 |
| 1.2 | Comportement des fondations superficielles | 4 |
| 1.2.1 | Type des fondations superficielles | 4 |
| 1.2.2 | Comportement des fondations superficielles | 4 |
| 1.3 | Méthode de calcul de la capacité portante des fondations superficielles | 5 |
| 1.3.1 | Méthode de l'équilibre limite | 5 |
| 1.3.1.1 | Théorie de la capacité portante de Terzaghi (1943)..... | 6 |
| 1.3.1.2 | Conditions de rupture par cisaillement généralisé (Terzaghi, 1943) : | 13 |
| 1.3.1.3 | Théorie de Meyerhof de la capacité portante | 14 |
| 1.3.2 | Méthode d'analyse limite | 16 |
| 1.3.3 | Méthode des lignes de glissement..... | 16 |
| 1.3.4 | Calculs en déformations | 17 |
| 1.3.5 | Etudes expérimentales..... | 17 |
| 1.4 | Capacité portante des fondations superficielles sous chargement combiné..... | 20 |
| 1.5 | Conclusion..... | 21 |

CHAPITRE 2: Capacité portante des fondations superficielles à proximité d'une pente

| | | |
|---------|---|----|
| 2.1 | Introduction | 22 |
| 2.2 | Semelle filante sous charge inclinée reposant sur une surface horizontale..... | 22 |
| 2.3 | Effet de la pente sur la portance d'une semelle filante sous charge verticale | 24 |
| 2.3.1 | Approche expérimentales | 25 |
| 2.3.1.1 | Essais en vraie grandeur | 25 |
| 2.3.1.2 | Essais sur modèles centrifugés | 27 |
| 2.3.1.3 | Essais sur des modèles réduits | 32 |
| 2.3.2 | Etudes théoriques et numériques..... | 35 |
| 2.4 | Effet de la pente sur la capacité portante d'une semelle filante sous charge inclinée.. | 58 |
| 2.5 | Conclusion..... | 60 |

CHAPITRE 3: Lois de comportement et modélisation numérique

| | | |
|-----------|--|----|
| 3.1 | Introduction | 61 |
| 3.2 | Lois de comportement | 61 |
| 3.2.1 | Comportement élastique linéaire (loi de Hooke) | 62 |
| 3.2.2 | Comportement élasto-plastique | 65 |
| 3.2.2.1 | Surface de charge | 65 |
| 3.2.2.2 | Notion d'écroutissage et domaine d'élasticité | 66 |
| 3.2.2.3 | Règle d'écoulement plastique | 68 |
| 3.2.3 | Exemples des modèle élastoplastique | 68 |
| 3.2.3.1 | Modèle Mohr-coulomb et tresca | 68 |
| 3.2.3.1.1 | Description du modèle | 68 |
| 3.3 | Modélisation numérique des ouvrages géotechniques | 71 |
| 3.3.1 | Présentation des codes de modélisation numérique FLAC (2005) | 72 |
| 3.3.1.1 | Domaine d'application | 72 |
| 3.3.1.2 | Différences finies | 72 |
| 3.3.1.3 | Schéma de résolution explicite | 72 |
| 3.3.2 | Méthodologie de modélisation par FLAC | 73 |
| 3.4 | Conclusion | 75 |

CHAPITRE 4: Capacité portante d'une fondation filante au bord d'une pente sous chargement vertical

| | | |
|-------|--|----|
| 4.1 | Introduction | 76 |
| 4.2 | Présentation des cas étudiés | 76 |
| 4.3 | Procédure de modélisation numérique | 77 |
| 4.4 | Résultats et discussion | 78 |
| 4.4.1 | Influence du rapport $c_u/\gamma B$ | 79 |
| 4.4.2 | Effet de l'angle d'inclinaison de la pente β | 82 |
| 4.4.3 | Effet de la hauteur du talus | 82 |
| 4.4.4 | Effet de la distance normalisée λ | 83 |
| 4.5 | Mécanismes de rupture | 85 |
| 4.6 | Conclusion | 86 |

CHAPITRE 5: Effet de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante des fondations

| | | |
|-----|--------------------|----|
| 5.1 | Introduction | 87 |
|-----|--------------------|----|

| | | |
|-----------|---|------------|
| 5.2 | Cas d'une fondation établie sur un sol purement cohérent | 87 |
| 5.2.1 | Procédure de modélisation numérique | 87 |
| 5.2.2 | Résultats et discussions | 88 |
| 5.2.2.1 | Fondation posé sur une surface horizontale | 88 |
| 5.2.2.2 | Mécanismes de rupture..... | 89 |
| 5.2.3 | Influence le la pente | 91 |
| 5.2.3.1 | Influence du rapport $c_u/\gamma B$ | 92 |
| 5.2.3.2 | Influence de la hauteur du talus H/B | 97 |
| 5.2.3.3 | Influences de l'inclinaison de la pente β | 99 |
| 5.2.3.4 | Influence de la distance normalisée λ | 101 |
| 5.3 | Cas d'une fondation établie sur un sol purement frottant | 103 |
| 5.3.1 | Procédure de modélisation numérique | 103 |
| 5.3.2 | Résultats et discussions | 104 |
| 5.3.2.1 | Fondation sur un sol à surface horizontale..... | 104 |
| 5.3.2.2 | Influence de la pente | 105 |
| 5.3.2.2.1 | Influence de la non-associativité du sol sur la charge horizontale..... | 108 |
| 5.4 | Conclusion..... | 111 |
| | Conclusion générale et perspectives..... | 114 |
| | Référence bibliographique..... | 117 |
| | Annexe..... | 127 |

Liste Des Figures

| | |
|--|----|
| Figure 1-1 Types de fondations superficielles (Frank, 1999)..... | 4 |
| Figure 1-2 Chargement d'une fondation superficielle (Terzaghi, 1943)..... | 5 |
| Figure 1-3 Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide, d'après Terzaghi (1943)..... | 6 |
| Figure 1-4 Force passive de la face bc sur le coin abc, d'après Terzaghi (1943)..... | 7 |
| Figure 1-5 Détermination de P_{pq} ($f \neq 0, g = 0, q \neq 0, c = 0$), d'après Terzaghi (1943)..... | 8 |
| Figure 0-6 Détermination de P_{pc} ($f \neq 0, g = 0, q = 0, c \neq 0$), d'après Terzaghi (1943)..... | 9 |
| Figure 1-7 Détermination de P_{py} ($f \neq 0, g = 0, q = 0, c \neq 0$), d'après Terzaghi (1943)..... | 10 |
| Figure 1-8 la surface de rupture modifiée d'un sol supportant une fondation à la charge limite, d'après (Terzaghi 1943)..... | 13 |
| Figure 1-9 Les lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse, d'après Meyerhof (1951)..... | 15 |
| Figure 1-10 Facteurs de la capacité portante, d'après Meyerhof (1951)..... | 15 |
| Figure 1-11 Exemples d'essais de chargement de petites fondations en laboratoire (type A), d'après Magnan (2004)..... | 18 |
| Figure 1-12 Exemples de courbes expérimentales de chargement de fondations, Canepa et Garnier (2004)..... | 19 |
| Figure 1-13 Diagramme de la charge limite pour V-H-M (Gottardi et al.1996)..... | 20 |
| Figure 1-14 Représentation adimensionnelle du diagramme d'interaction..... | 21 |
| Figure 2-1 Schéma de rupture (a) faible inclinaison ; (b) grande inclinaison, d'après Meyerhof (1953)..... | 23 |
| Figure 2-2 Expérimentation de Shield (1971) et Bauer (1981), (a)B=3m. (b) B=6m..... | 25 |
| Figure 2-3 Courbes d'isovaleurs des facteurs de portance $N_{\gamma cq} = 2q_u/\gamma B$ (Shields et al. 1977)..... | 26 |
| Figure 2-4 Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de λ d'après les essais de Shield et Bauer (1977)..... | 27 |
| Figure 2-5 Mécanisme de rupture, d'après (Garnier et al. 1988)..... | 28 |
| Figure 2-6 Les configurations testées par Gemperline (1988)..... | 29 |
| Figure 2-7 Contour de portance obtenue par l'équation de Gemperline (1988), (a) $\beta = 26,6^\circ$ et..... | 30 |
| Figure 2-8 Les résultats expérimentaux fournis par Terashi et Kitasume (1987)..... | 30 |
| Figure 2-9 Evolution des coefficients réducteurs de portance en fonction de λ , d'après Terashi et Kitasume (1987)..... | 31 |
| Figure 2-10 Surface de rupture observée par Terashi et Kitasume (1987)..... | 31 |
| Figure 2-11 Schémas de rupture observés par Bakir (1993)..... | 32 |
| Figure 2-12 Dispositif expérimental de Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971)..... | 33 |
| Figure 2-13 Effet de la pente sur la portance en bord de talus, d'après Giroud et..... | 33 |
| Figure 2-14 Evolution du coefficient de portance en fonction λ , d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971)..... | 33 |
| Figure 2-15 Schémas de rupture obtenue, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971)..... | 34 |
| Figure 2-16 Coefficient de réducteur de portance i_β en fonction d'angle de la pente β° , d'après Lebègue(1973)..... | 34 |
| Figure 2-17 Coefficient de réducteur de portance i_β en fonction de la distance relative de fondation, d'après Dembicki et al. (1974)..... | 35 |
| 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)..... | 35 |
| 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_{cq} , d'après Meyerhof (1957)..... | 36 |
| 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_{cq} , d'après Meyerhof (1957)..... | 36 |
| Figure 2-21 Détermination du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$, Schéma de calcul des coefficients de portance d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971)..... | 37 |

| | |
|---|----|
| Figure 2-22 Prise en compte de l'encastrement des fondations et leur éloignement du bord du talus, d'après Giroud et al (1971)..... | 38 |
| Figure 2-23 Evolution du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$ en fonction λ , D'après Giroud et al (1971). | 38 |
| Figure 2-24 Evolution du coefficient réducteur de portance i_{β} en fonction λ , D'après Giroud et al (1971). | 38 |
| Figure 2-25 Zone de rupture pour $\lambda=0$, d'après Graham et al(1988). | 39 |
| Figure 2-26 La géométrie de rupture asymétrique du coin LNR, d'après Graham et Hovan (1988)... | 39 |
| Figure 2-27 Facteur de la capacité portante $N_{\gamma\alpha}$ en fonction de l'inclinaison de talus β° pour $D/B=\lambda=0$, d'après Graham et Hovan (1988)..... | 39 |
| Figure 2-28 Schéma de rupture dans le cas $D/B>0$ et $\lambda>0$, d'après Graham et Hovan (1988)..... | 40 |
| Figure 2-29 Valeurs de $N_{\gamma\alpha}$: (a) $D/B=0$; (b) $D/B=0,5$; (c) $D/B=1$ et ($\lambda=0$ et $0,5$), d'après Graham et Hovan (1988)..... | 40 |
| Figure 2-30 Valeurs de $N_{\gamma\alpha}$; (a) $D/B=0$; (b) $D/B=0,5$; (c) $D/B=1$ et ($\lambda=1$ et 2), d'après Graham et Hovan (1988)..... | 40 |
| Figure 2-31 Surface de la rupture supposée par la méthode d'équilibre limite et l'analyse limite, d'après Saran et al. (1989)..... | 41 |
| Figure 2-32 Mécanisme de rupture, d'après Kusakabe et al. (1981). | 43 |
| Figure 2-33 Valeurs critiques de N_c et N_{γ} en fonction $c/\gamma B$ et h pour ($\beta=45^{\circ}$ et $\alpha.B=1$), d'après Kusakabe et al. (1981)..... | 43 |
| Figure 2-34 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 $\alpha.B=1$), d'après Kusakabe et al. (1981). | 43 |
| Figure 2-35 Schéma de rupture et hypothèse adoptés par Salençon et al. (1983)-approche cinématique. | 44 |
| Figure 2-36 Evolution du facteur de portance N_{γ} en fonction λ , d'après Salençon et al (1983). | 44 |
| Figure 2-37 Evolution du coefficient de réduction de portance i_{β} en fonction λ , d'après Salençon et al (1983). | 44 |
| Figure 2-38 Description du problème, d'après Azzouz et al. (1983). | 45 |
| Figure 2-39 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d'une fondation filante pour $B/H=0,25$, d'après Azzouz et al. (1983). | 45 |
| Figure 2-40 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d'une fondation filante pour $B/H=0,5$; d'après Azzouz et al. (1983)..... | 46 |
| Figure 2-41 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d'une fondation filante pour $B/H=1$, d'après Azzouz et al. (1983). | 46 |
| Figure 2-42 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d'une fondation carrée pour $B/H=0,25$; d'après Azzouz et al. (1983)..... | 46 |
| Figure 2-43 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d'une fondation carrée pour $B/H=0,5$; d'après Azzouz et al. (1983)..... | 47 |
| Figure 2-44 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d'une fondation carrée pour $B/H=1$; d'après Azzouz et al. (1983)..... | 47 |
| Figure 2-45 surface de glissement, d'après Narita et Yamaguchi (1990). | 48 |
| Figure 2-46 équilibre de moment, d'après Narita et Yamaguchi (1990)..... | 48 |
| Figure 2-47 Définition du problème, d'après Michalowski et al. (2010). | 50 |
| Figure 2-48 Variation de la charge limite $F/\tan\phi$ en fonction de $c/\gamma H \tan\phi$ pour $\beta=30^{\circ}$, d'après Michalowski et al. (2010)..... | 50 |
| Figure 2-49 Variation de la charge limite $F/\tan\phi$ en fonction de $c/\gamma H \tan\phi$ pour $\beta=45^{\circ}$, d'après Michalowski et al. (2010)..... | 51 |
| Figure 2-50 Variation de la $\gamma H/c$ en fonction B/H pour $\beta=45^{\circ}$ et $\phi=15^{\circ}$, d'après Michalowski et al. (2010). | 51 |
| Figure 2-51 Variation de la b/H en fonction B/H pour $\beta=45^{\circ}$ et $\phi=15^{\circ}$ et 30° , d'après Michalowski et al. (2010). | 52 |
| Figure 2-52 Variation de $c_u/\gamma HF$ en fonction pour $\beta=90^{\circ}$, d'après Michalowski et al. (2010)..... | 52 |
| Figure 2-56 Définition du problème, d'après Georgiadis (2009)..... | 53 |
| Figure 2-57 Modes de rupture, d'après Georgiadis (2009)..... | 53 |
| Figure 2-58 Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente, d'après Georgiadis (2009)..... | 54 |
| Figure 2-59 Variation de N_c avec λ pour $c/\gamma B=0,5$; d'après Georgiadis (2009)..... | 55 |

| | |
|---|-----|
| Figure 2-60 Variation de N_c avec λ pour $c/\gamma B=1$, d'après Georgiadis (2009). | 56 |
| Figure 2-61 Variation de N_c avec λ pour $c/\gamma B=2 ; 2,5 ; 5$, d'après Georgiadis (2009). | 56 |
| Figure 2-62 Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente, d'après Shiau et al (2011). | 57 |
| Figure 2-63 Les bornes supérieures et inférieures moyennes pour différents angles des pentes pour $L/B=2$ et 3 respectivement. D'après Shiau et al. (2011). | 57 |
| Figure 2-64 Les bornes supérieures et inférieures moyennes pour différents angles des pentes pour $L/B=4$ et 6 respectivement. D'après Shiau et al. (2011). | 58 |
| Figure 2-65 Convention de signes des inclinaisons des charges (a) positif, (b) négatif. | 58 |
| Figure 3-1 Courbe contrainte – déformation, d'après Mestat (1993). | 62 |
| Figure 3-2 Loi de comportement élastique linéaire. | 63 |
| Figure 3-3 Détermination des caractéristiques élastiques, (a) Module de Young, b-Coefficient de Poisson. | 64 |
| Figure 3-4 Surface de charge en plasticité. | 66 |
| Figure 3-5 Essai de compression uniaxiale. | 66 |
| Figure 3-6 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr (Flac, 2005). | 69 |
| Figure 3-7 Courbes caractéristiques d'effort-déformation et de variation de volume en fonction de la déformation axiale. | 70 |
| Figure 3-8 Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb. | 71 |
| Figure 3-9 Séquence de calcul explicite par différences finies, pour un pas de temps Δt , d'après Billiaux et Cundall (1993). | 73 |
| Figure 3-10 Méthodologie de modélisation numérique d'après le manuel de FLAC (2005). | 74 |
| Figure 4-1 Géométrie du problème. | 76 |
| Figure 4-2 types de mécanisme de rupture. | 77 |
| Figure 4-3 Maillage et conditions aux limites, cas de $\beta=30^\circ$, $H/B=3$ et $\lambda=0$. | 78 |
| Figure 4-4 Courbe charge-déplacement pour $H/B=3$ et $\lambda=1$. | 79 |
| Figure 4-5 Variation de la capacité portante normalisée $q/\gamma B$ en fonction du $c_u/\gamma B$ pour..... | 80 |
| Figure 4-6 Variation de la capacité portante normalisée $q/\gamma B$ en fonction du $c_u/\gamma B$ pour (c) $\lambda=2$, (d) $\lambda=3$, (e) $\lambda=4$. | 81 |
| Figure 4-7 Variation de N_c en fonction de l'angle d'inclinaison β pour $\lambda=0$. | 82 |
| Figure 4-8 Variation de N_c en fonction de la hauteur du talus H/B . | 83 |
| Figure 4-9 Variation de N_c en fonction de la distance λ pour $C_u/\gamma B=2,5$. | 84 |
| Figure 4-10 contours des contraintes de cisaillement pour différent position de la fondation pour $\lambda=1$, (a) $\beta=45^\circ$, (b) $\beta=30^\circ$. | 85 |
| Figure 4-11 contours des contraintes de cisaillement pour différent position de la fondation pour $\lambda=2$, (c) $\beta=45^\circ$, (d) $\beta=30^\circ$ et (e) $\lambda=3$, $\beta=45^\circ$. | 86 |
| Figure 5-1 Courbe chargement-déplacement pour le cas de $\beta=30^\circ$ et $\lambda=1$. | 88 |
| Figure 5-2 Comparaison des surfaces ultimes d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale. | 89 |
| Figure 5-3 Contours des contraintes de cisaillement d'une fondation établie sur un sol cohérent à surface horizontale. | 90 |
| Figure 5-4 Diagrammes des contraintes (a) normales et (b) tangentielles d'une fondation établie sur une surface horizontale. | 91 |
| Figure 5-5 Comparaison des surfaces de rupture d'une fondation repose à proximité d'une pente : (a) surface de la rupture et (b) diagramme d'interaction. | 92 |
| Figure 5-6 surface de la rupture normalisée pour $\lambda=0$; (a) $\beta=15^\circ$, (b) $\beta=30^\circ$ et (c) $\beta=45^\circ$. | 94 |
| Figure 5-7 diagrammes d'interaction pour $\lambda=0$ et $\beta=45^\circ$. | 95 |
| Figure 5-8 surface de la rupture normalisée pour $\lambda=1$ et $\beta=15^\circ$. | 95 |
| Figure 5-9 surface de la rupture normalisée pour $\lambda=1$; (a) $\beta=30^\circ$ et (b) $\beta=45^\circ$. | 96 |
| Figure 5-10 diagrammes d'interaction pour $\lambda=1$ et (a) $\beta=30^\circ$ et (b) $\beta=45^\circ$. | 97 |
| Figure 5-11 surface de la rupture normalisée pour : $c_u/\gamma B=1$, $\lambda=1$, (a) $\beta=30^\circ$ et (b) $\beta=45^\circ$. | 98 |
| Figure 5-12 diagrammes d'interaction pour : $c_u/\gamma B=1$, $\lambda=1$, (a) $\beta=30^\circ$ et (b) $\beta=45^\circ$. | 99 |
| Figure 5-13 surface de la rupture normalisée pour : $c_u/\gamma B=2,5$, (a) $\lambda=0$ et (b) $\lambda=1$. | 100 |
| Figure 5-14 diagrammes d'interaction pour : $c_u/\gamma B=2,5$, (a) $\lambda=0$ et (b) $\lambda=1$. | 101 |
| Figure 5-15 diagrammes d'interaction pour : $c_u/\gamma B=2,5$, (a) $\beta=15^\circ$, (b) $\beta=30^\circ$ et (c) $\beta=45^\circ$. | 102 |
| Figure 5-16 Maillage et conditions aux limites, $\beta=26,6^\circ$, $H/B=3,5$ et $\lambda=0$. | 103 |

| | |
|--|-----|
| <i>Figure 5-17 Comparaison des facteurs d'inclinaison i_y en fonction de l'inclinaison de la charge $\tan(\delta)$.</i> | 105 |
| <i>Figure 5-18 Comparaison des surfaces ultimes d'une fondation établie sur un sol une surface horizontale.</i> | 105 |
| <i>Figure 5-19 Influence de la distance relative fondation-crête de talus sur la capacité portante.</i> | 106 |
| <i>Figure 5-20 Réponse charge horizontale-déplacement horizontal pour $\lambda = 0 ; 0,5$ et 2.</i> | 107 |
| <i>Figure 5-21 Réponse charge horizontale-déplacement horizontal ($\delta=-5$).</i> | 108 |
| <i>Figure 5-22 Réponse charge horizontale-déplacement horizontal pour $\delta=-5$ et $\psi=10^\circ$ et $37,5^\circ$.</i> | 109 |
| <i>Figure 5-23 Les zones plastifiées pour $\lambda=0$.</i> | 109 |
| <i>Figure 5-24 diagrammes d'interaction pour $\lambda=0$.</i> | 110 |
| <i>Figure 5-25 diagrammes d'interaction pour $\lambda= 0,5$.</i> | 111 |
| <i>Figure 5-26 diagrammes d'interaction pour $\lambda= 2$.</i> | 111 |

Liste des tableaux

| | |
|---|-----------|
| <i>Tableau 1-1 Valeurs des coefficients de la capacité portante N_γ, N_ϕ, N_c, d'après Terzaghi (1943)</i> | <i>12</i> |
| <i>Tableau 1-2 facteurs de la capacité portante modifiée N'_c, N'_q et N'_γ, d'après Terzaghi (1943)</i> | <i>14</i> |
| <i>Tableau 2-1 Valeurs du facteur de portance $N_{\gamma cq}$ effectués par Shields (1971) et Bauer (1981)</i> | <i>26</i> |
| <i>Tableau 2-2 Résultats des essais de Carnier et al. (1989)</i> | <i>27</i> |
| <i>Tableau 2-3 Résultats expérimentaux obtenus par Lebègue ($N_{\gamma cq}$)</i> | <i>34</i> |
| <i>Tableau 2-4 facteur de la capacité portante, Saran et al (1989)</i> | <i>42</i> |
| <i>Tableau 2-5 Facteur de la capacité portante, Narita et Yamaguchi (1990)</i> | <i>49</i> |
| <i>Tableau 2-6 La charge limite d'après Narita et Yamaguchi (1990)</i> | <i>49</i> |
| <i>Tableau 2-7 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)</i> | <i>53</i> |
| <i>Tableau 3-1 Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (Dias, 1999)</i> | <i>63</i> |
| <i>Tableau 3-2 Valeurs du module d'Young et du coefficient de Poisson pour quelques matériaux de génie civil, d'après Mestat (1993)</i> | <i>64</i> |
| <i>Tableau 3-3 Condition de rupture de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales</i> | <i>69</i> |

Introduction Générale

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. Ainsi, le besoin d'étudier le comportement des fondations superficielles forme un sujet de recherche d'intérêt, c'est la pratique quotidienne des ingénieurs.

L'étude de l'influence de l'interaction sol-fondation est une étape indispensable dans la conception des ouvrages, ce phénomène a été longtemps reconnu comme un facteur important et a fait l'objet de très nombreuses recherches. Le comportement du sol en interaction avec la structure est caractérisé par deux segments ; le sol est sujet 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 purement cohérent ou purement frottant.

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 isolée 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 FLAC 2D (2005).

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 de deux chapitres.

Le quatrième chapitre présente une série d'analyses numériques élasto-plastiques, qui traitent l'effet de la pente sur le facteur de portance N_c d'une semelle filante reposant sur un massif de sol homogène purement cohérent et située à proximité d'une pente. Les résultats obtenus présentent l'effet des différents paramètres étudiés sur la capacité portante N_c , ainsi la comparaison de ses résultats avec ceux disponibles dans la littérature.

Finalement, le cinquième chapitre traite le problème de la capacité portante d'une semelle filante rugueuse sous charge inclinée reposant sur un massif de sol homogène purement cohérent et frottant et située à proximité d'une pente. Les résultats sont présentés sous forme de surfaces ultimes dans le plan (H-V) où les paramètres de chargement H (charge horizontale) et V (charge verticale) sont normalisés par rapport à leur valeur maximale.

Chapitre I

Méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles

1.1 Introduction

La stabilité d'une construction résulte des dispositions prises par le concepteur pour éviter la ruine de celle-ci au cours de sa durée de vie. En effet, les constructions doivent résister à un certain nombre de sollicitations (neige, vent, séisme, charge de service,...) sans endommagement et sans risque pour les habitants.

Les constructions d'ingénierie doivent être réalisées sur des éléments qui permettent de transmettre et de répartir les charges au sol, parmi ces éléments les fondations superficielles. La fondation est la partie d'un système d'ingénierie qui transfère dans le sol sous-jacent les charges supportées et de son poids propre. Les fondations sont généralement conçues pour remplir certaines conditions de service et de stabilité, donc la stabilité est assurée quand les efforts provenant des charges extérieures ne dépassent pas la capacité de résistance du sol, c'est-à-dire le sol doit posséder une résistance ou une capacité suffisante à la rupture.

La capacité portante q_u d'une fondation soumise à un chargement donné est la contrainte maximale que le sol peut reprendre sans atteindre la rupture. Ce problème a posé des solutions classiques par les concepteurs et concernent d'une part, la détermination de la capacité portante de sol reposé la fondation, et d'autre part, l'estimation des tassements de la fondation sous l'effet des sollicitations générées par la superstructure.

Selon la capacité portante, il existe deux approches classiques pour déterminer la capacité portante des fondations superficielles : La première, analytique, est basée sur la théorie de la plasticité parfaite, elle nécessite la connaissance des caractéristiques intrinsèques c et φ du sol, et la deuxième, empirique, est fondée sur l'interprétation directe d'essais in situ comme le pressiomètre ou le pénétromètre. Ces deux approches donnent une formule de base de la capacité portante correspondent à une configuration simple de référence, une fondation superficielle filante (à base horizontale) rigide et rugueuse, soumise à une charge verticale centrée, reposant sur un massif de sol semi-infini homogène à surface horizontale.

La réalité est souvent plus complexe et peut faire intervenir une multitude de facteurs comme la forme de la fondation, géométrie de la surface libre et chemin de chargement appliqué à la semelle, et qui sont traités par l'intermédiaire de coefficients réducteurs appliqués aux formules de base.

Ce premier chapitre est consacré à la présentation du comportement des fondations superficielles et donne une synthèse sur les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

1.2 Comportement des fondations superficielles

1.2.1 Type des fondations superficielles

Les fondations est la plus basse partie d'une structure qui assure la transmission et la répartition des charges de cette structure en sécurité aux sols. Les fondations peuvent être superficielles ou profondes. La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastrée (profondeur d'ancrage est inférieure à 1,5 fois sa largeur). Figure 1.1 présente les types des fondations superficielles, une semelle isolée carrées ou rectangulaires ou circulaires dans le plan si elles supportent les colonnes, les semelles filantes si elles supportent les murs et autres structures similaires et les radiers sont appelés des fondations superficielles.

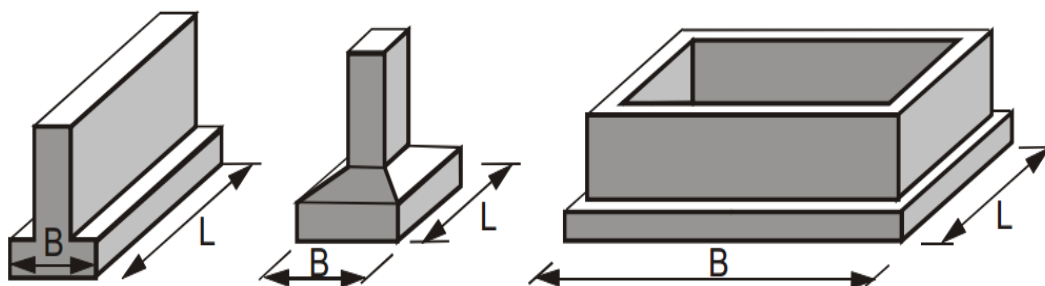


Figure 1-1 Types de fondations superficielles (Frank, 1999).

1.2.2 Comportement des fondations superficielles

Afin de montrer le comportement d'une fondation superficielle, les tassements qui vont se produire sous la fondation sont en fonction de l'intensité de la charge appliquée. À partir de la Figure 1.2, on observe que le tassement croît en fonction de la charge appliquée.

En remarque au début que la déformation croît proportionnellement en fonction de la charge, puis la déformation s'amplifie et aussi on remarque que le tassement continue sans qu'il y ait

accroissement de l'effort, une rupture plastique de l'assise se produit, est par définition la charge limite qui entraîne la rupture

$$q = Q_u/A \quad (1.1)$$

Q_u : la charge limite

A : l'aire de la semelle

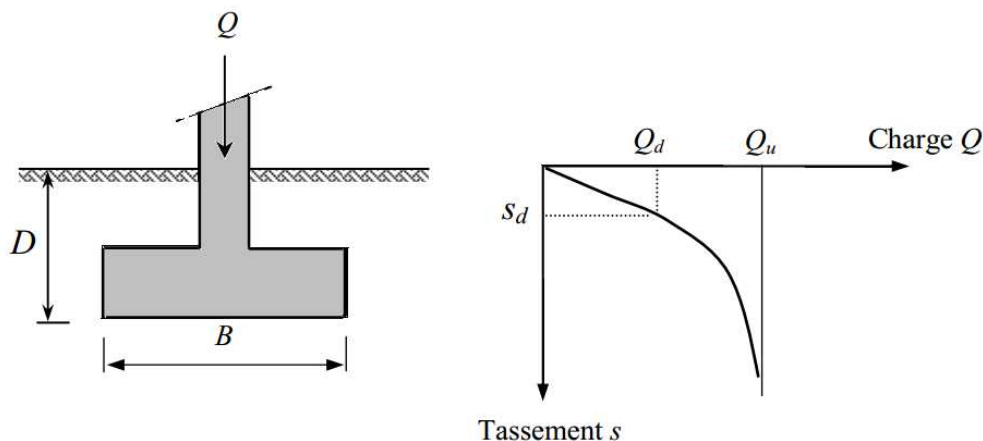


Figure 1-2 Chargement d'une fondation superficielle (Terzaghi, 1943).

1.3 Méthode de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

Le dimensionnement des fondations superficielles est basé sur le principe de la charge ultime ou de la capacité portante. En pratique, la capacité portante des fondations superficielles est déterminée par deux méthodes ; la première est basée sur les résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes « c et φ ») ; la deuxième méthode détermine la capacité portante à partir des résultats des essais in situ.

1.3.1 Méthode de l'équilibre limite

La méthode de l'équilibre limite est la méthode la plus utilisée dans l'analyse géotechnique. Elle est basée sur l'hypothèse que toute partie de volume est étudiée en équilibre, en considérant un mode de rupture « mécanisme de rupture » dans le sol sous l'action des charges extérieures. La méthode tient compte de l'équilibre global de chaque partie du sol prise séparément et des conditions imposées par la résistance du matériau constitutif ; les charges (forces et moments externes, forces internes) appliquées à un solide en équilibre doivent être équilibrées (forces et moments résultants égaux à zéro), et les forces internes ou contraintes doivent être inférieures ou égales à la résistance des sols et des autres matériaux

existant dans le solide considéré (Magnan et al., 2004). Cette méthode a été utilisée par de nombreux auteurs pour déterminer la capacité portante des semelles filantes (Rankine, 1856 ; Lévy, 1867 ; Résal, 1903, 1910 ; Massau, 1905 ; Caquot, 1934 ; Frontard, 1936 ; Terzaghi, 1943 ; Meyerhof, 1963 ; Lévy, 1867 ; Vesic, 1973 ; Drescher et Detournay, 1993 ; Kumbhojkar, 1993 ; Zhu et al., 2001 ; Silvestri, 2003).

1.3.1.1 Théorie de la capacité portante de Terzaghi (1943)

Terzaghi (1943) a proposé une théorie basée sur la méthode d'équilibre limite pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle rigide, continue, avec une base rugueuse supportée par un sol homogène d'assez grande profondeur. Il a supposé que la fondation est d'une largeur B égale ou inférieure de la profondeur D_f de la fondation. La surface de rupture dans le sol pour une charge ultime q_u supposée par Terzaghi (1943) est présentée sur la Figure 1.4. D'après cette figure, la zone de rupture dans le sol sous la fondation peut être divisée en trois zones principales, à savoir :

- Zone abc : c'est la zone triangulaire élastique située sous la fondation. L'inclinaison des faces ac et bc du coin avec l'horizontale est l'angle $\alpha = \varphi$ (angle de frottement du sol).
- Zone bcf : Cette zone est dite la zone de cisaillement radial de Prandtl.
- Zone bfg : Cette zone est dite la zone passive de Rankine. Les lignes de glissement de cette zone font un angle de $\pm (45 - \varphi/2)$ avec l'horizontale.

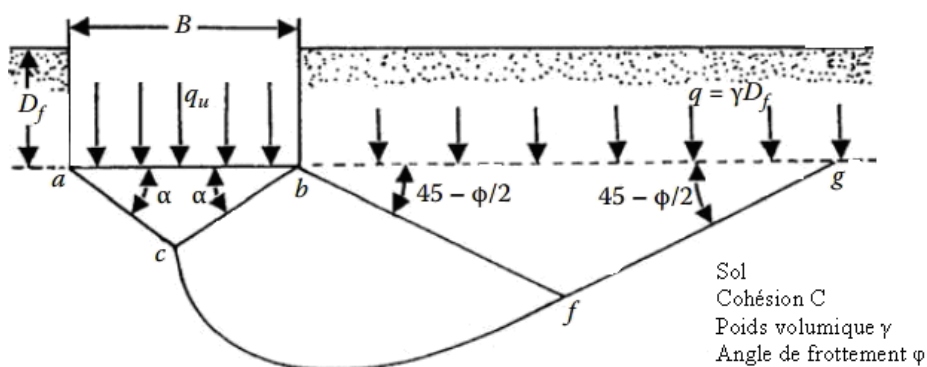


Figure 1-3 Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide, d'après Terzaghi (1943).

Il est à noter que la zone de cisaillement radial 2, et la zone passive de Rankine 3 existent aussi à gauche du triangle élastique zone abc .

La ligne cf est un arc spiral logarithmique et définie par l'équation :

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi} \quad (1.2)$$

Les lignes ad , de , bf et fg sont des lignes droites. La ligne de et fg continue effectivement jusqu'à la surface horizontale.

Terzaghi (1943) a supposé que le sol au-dessus du niveau de la base de la semelle peut être remplacé par une surcharge $q = \gamma.D_f$.

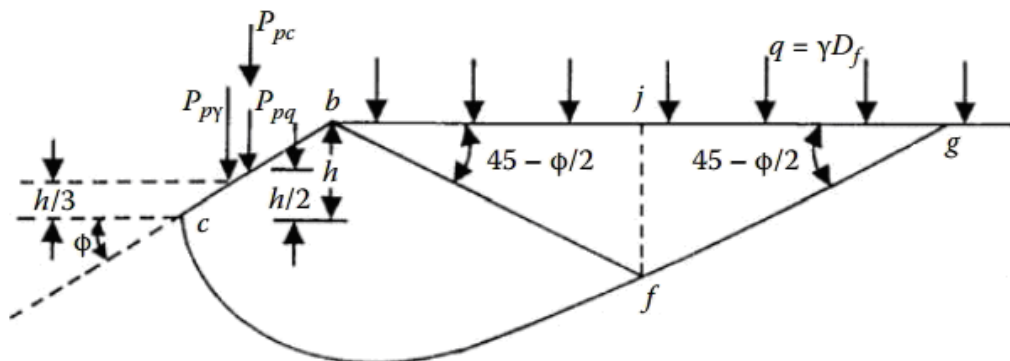


Figure 1-4 Force passive de la face bc sur le coin abc , d'après Terzaghi (1943).

La contrainte de cisaillement τ dans le sol, elle est exprimée par l'équation suivante :

$$\tau = c + \sigma g \varphi \quad (1.3)$$

où : σ la contrainte effective normale, c cohésion, φ angle de frottement.

La charge ultime (capacité portante) peut être déterminée si l'on considère la face ac et bc du coin du triangle abc et déterminer la force passive sur chaque face nécessaire qui provoque la rupture. Il est noté que la force passive P_p est due à la surcharge $q = \gamma.D_f$, cohésion c , poids volumique γ , et l'angle de frottement de sol φ . la force passive P_p sur la face bc par unité de la longueur de la fondation (Figure 1.2) doit faire un angle droit par rapport à la section transversale qui est :

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma} \quad (1.4)$$

Où : P_{pq} , P_{pc} et $P_{p\gamma}$ composants de la force passive de c , q et γ respectivement.

Les directions P_{pq} , P_{pc} et $P_{p\gamma}$ sont verticales et puis la face pc fait un angle φ avec horizontale et P_{pq} , P_{pc} et $P_{p\gamma}$ doivent faire un angle φ avec le sens normal de bc . Pour obtenir les valeurs de P_{pq} , P_{pc} et $P_{p\gamma}$, la méthode de superposition peut être utilisée, et qui ne s'agira pas d'une solution exacte.

a) Détermination de P_{pq} ($\varphi \neq 0$, $\gamma = 0$, $q \neq 0$, $c = 0$)

On considère la section libre du coin $bcfj$, qui a montré sur la Figure 1.4. Pour ce cas, le centre de la spirale logarithmique (desquels cf est un arc) sera au point b . les forces par unité de la longueur du coin $bcfj$ sont dues à la surcharge q qui est présentée sur la Figure 1.5, à savoir :

1. P_{pq}

2. Surcharge q
3. La force passive de Rankine P_p (1).
4. La force F sur l'arc long cf .

La force passive de Rankine est déterminée comme suit :

$$P_{p(1)} = qK_p H_d = qH_d \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.5)$$

$$\text{Où : } H_d = \overline{fj} \quad (1.5a)$$

K_p = coefficient de la pression passive de la terre de Rankine (butée).

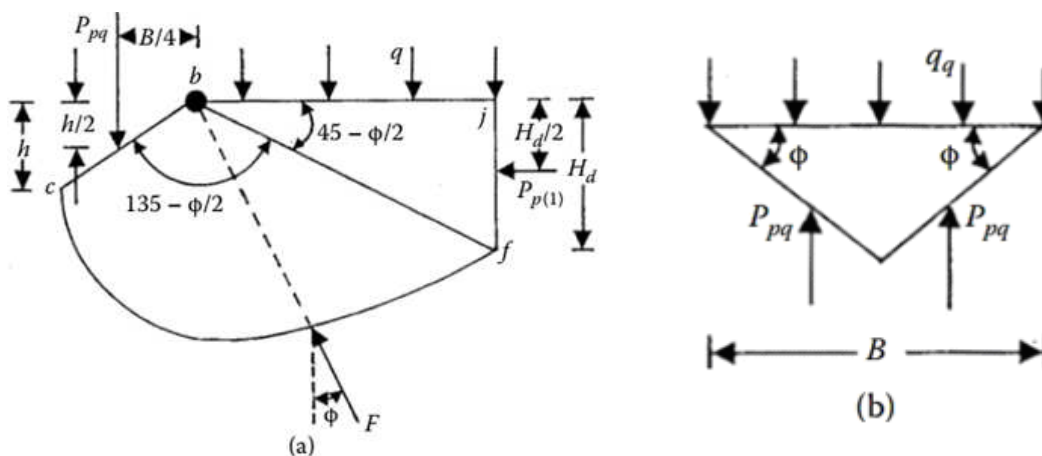


Figure 1-5 Détermination de P_{pq} ($f \neq 0$, $g = 0$, $q \neq 0$, $c = 0$), d'après Terzaghi (1943).

D'après la propriété d'une spirale logarithmique définie par l'équation, la ligne radiale dans chaque point a fait un angle avec la normale, d'où la ligne d'application de force F va passer à travers le point b (centre de la spirale logarithmique présentée sur la Figure 1.5 (a)). En prenant les moments de toutes les forces autour du point b :

$$P_{pq} \left(\frac{B}{4} \right) = q \left(\overline{bj} \right) \left(\frac{\overline{bj}}{2} \right) + P_{p(1)} \frac{H_d}{2} \quad (1.6)$$

$$\text{où : } \overline{bj} = r_1 \cos \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.6a)$$

$$H_d = r_1 \sin \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (1.6b)$$

On considère la stabilité du coin élastique abc sous la fondation à présenter sur la Figure 1.5 (b).

$$q_q (B \times 1) = 2P_{pq} \quad (1.7)$$

$$\text{où : } q_q = \frac{2P_{pq}}{B} = q \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi - \varphi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \tan \varphi}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} \right] = qN_q \quad (1.7a)$$

b). Détermination de P_{pc} ($\varphi \neq 0, \gamma = 0, q = 0, c \neq 0$)

La Figure 2.3 présente la section libre du coin $bcbfj$, comme dans le cas P_{pq} , le centre de l'arc spiral logarithmique sera situé sur le point b . Les forces sur le coin, qui sont dues à partir de la cohésion présentée sur la Figure 1.5, à savoir :

- la force passive P_{pc}
- la force de la cohésion : $C = c(\overline{bc} \times 1)$

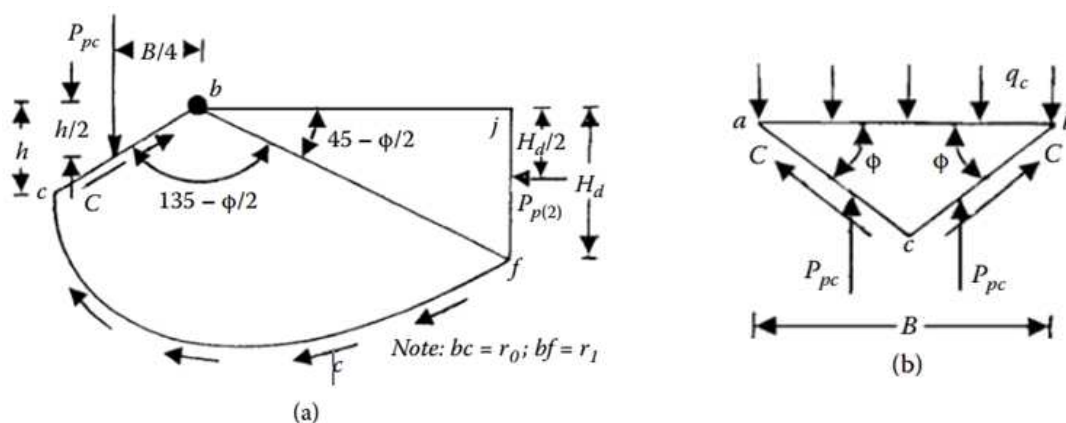


Figure 0-6 Détermination de P_{pc} ($f \neq 0, g = 0, q = 0, c \neq 0$), d'après Terzaghi (1943).

- la force passive de Rankine due à la cohésion

$$P_{p(2)} = 2c\sqrt{K_p}H_d = 2cH_d \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (1.8)$$

- la force de la cohésion c par unité de la longueur autour du point b :

$$P_{pc}\left(\frac{B}{4}\right) = P_{p(2)} \left[\frac{r_1 \sin\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{2} \right] + M_c \quad (1.9)$$

$$M_c = \text{moment du a la cohésion } c \text{ autour de l'arc } cf = \frac{c}{2 \tan \varphi} (r_1^2 - r_0^2) \quad (1.9a)$$

Donc

$$P_{pc}\left(\frac{B}{4}\right) = \left[2cH_d \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \left[\frac{r_1 \sin\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)}{2} \right] + \left(\frac{c}{2 \tan \varphi} \right) (r_1^2 - r_0^2) \quad (1.9b)$$

On considère l'équilibre de la partie abc , Figure 1.6(b)

$$q_c(B \times 1) = 2C \sin \varphi + 2P_{pc} \quad (1.10)$$

$$\text{où: } q_c B = cB \sec \varphi \sin \varphi + 2P_{pc} \quad (1.10a)$$

$$q_c = c \cot \varphi \left[\frac{2 \left(\frac{3\pi - \varphi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \tan \varphi}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)} - 1 \right] = cN_c = c \cot \varphi (N_q - 1) \quad (1.10b)$$

c). Détermination de P_{py} ($\varphi \neq 0, \gamma = 0, q = 0, c \neq 0$)

La Figure 1.7 présente la section libre du coin $bcfj$. Le centre de la spirale logarithmique auquel bf est un arc atteint un point O autour de la ligne bf , c'est parce que la valeur minimale de P_{py} doit être déterminée par plusieurs essais. Le point O est un centre d'essai. Les forces par unité de la longueur du coin doivent être prises en compte :

- la force passive P_{py}
- le poids volumique W du coin $bcfj$
- la résultante de la force F appliquée sur l'arc cf
- la force passive force de Rankine $P_{p(3)}$

La force passive $P_{p(3)}$ de Rankine peut être donnée par la relation suivante :

$$P_{p(3)} = \frac{1}{2} \gamma H_d^2 \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.11)$$

Il est aussi à noter que la ligne d'action de la force F passera le point O , prenant le moment de toutes les forces par rapport au point O :

$$P_{py} l_p = W l_w + P_{p(3)} l_R \quad (1.12)$$

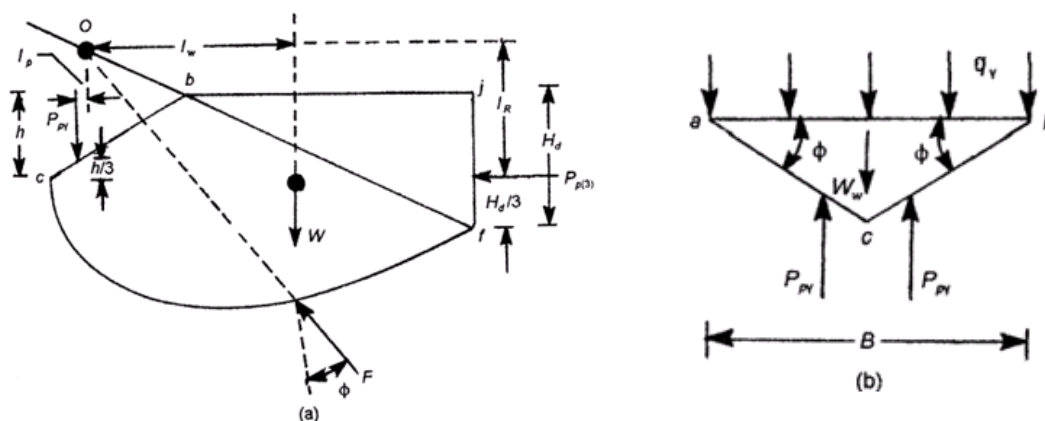


Figure 1-7 Détermination de P_{py} ($f \neq 0, g = 0, q = 0, c \neq 0$), d'après Terzaghi (1943).

De nombreux essais de ce type sont réalisés par changement de la position du centre de la Spirale logarithmique autour de la ligne pf , ensuite la valeur minimale de P_{pf} peut être déterminée. Considérant la stabilité du coin abc comme montré sur la Figure 1.7, on peut écrire que :

$$q_{\gamma}B = 2P_{p\gamma} - W_w \quad (1.13)$$

où : q_{γ} la force par largeur de la surface de la fondation

W_w poids du coin abc

Cependant :

$$W_w = \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \quad (1.13a)$$

$$\text{Donc } q_{\gamma} = \frac{1}{B} \left(2P_{p\gamma} - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \right) \quad (1.13b)$$

La force passive $P_{p\gamma}$ peut être exprimée sous la forme :

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma h^2 K_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma \left(\frac{B \tan \varphi}{2} \right)^2 K_{p\gamma} = \frac{1}{8} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2 \varphi \quad (1.13c)$$

où $K_{p\gamma}$ = coefficient de la pression passive de la terre.

Remplacer l'équation (1.13c) dans l'équation (1.13b)

$$q_{\gamma} = \frac{1}{B} \left(\frac{1}{4} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2 \varphi - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \right) = \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2 \varphi - \frac{\tan \varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \quad (1.14)$$

La capacité portante d'une fondation superficielle supportée par un sol caractérisé par une cohésion, angle de frottement et la surcharge peuvent être exprimés par l'équation suivante :

$$q_u = q_q + q_c + q_{\gamma} \quad (1.15)$$

En substituant les relations pour q_q , q_c et q_{γ} qui se sont donnés dans les équations (1.12), (1.13) et (1.14) dans l'équation (1.15) pour écrire :

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \quad (1.16)$$

où N_c , N_q et N_{γ} sont des facteurs de la capacité portante.

$$N_q = \frac{e^{2 \left(\frac{3\pi - \varphi}{4} \right) \tan \varphi}}{2 \cos^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)} \quad (1.17)$$

$$N_c = c \cot \varphi (N_q - 1) \quad (1.18)$$

$$N_{\gamma} = \frac{1}{2} K_p \gamma \tan^2 \varphi - \frac{\tan \varphi}{2} \quad (1.19)$$

Le tableau 1.1 présente les résultats des coefficients de la capacité portante en fonction de l'angle de frottement d'après les équations (1.17), (1.18) et (1.19). Les valeurs de N_{γ} sont obtenues par Kumbhojkar (1993).

Krizek (1965) a proposé une relation simple des facteurs de la capacité portante de Terzaghi (1943) avec une dérivation maximum 15%, comme suivant :

$$N_c = \frac{228 + 4.3\varphi}{40 - \varphi} \quad (1.20)$$

$$N_q = \frac{40 + 5\varphi}{40 - \varphi} \quad (1.21)$$

$$N_{\gamma} = \frac{6\varphi}{40 - \varphi} \quad (1.22)$$

Les équations (1.20), (1.21) et (1.22) ont été validées pour les angles de frottement $\varphi=0^{\circ}$ à 35° .

Terzaghi a proposé des équations (1.23a) et (1.23b) pour les semelles carrées et circulaires respectivement :

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_{\gamma} \quad (1.23)$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_{\gamma} \quad (1.23a)$$

Tableau 1-1 Valeurs des coefficients de la capacité portante N_{γ} , N_q , N_c , d'après Terzaghi (1943)

| φ | N_c | N_q | N_{γ} |
|-----------|--------|--------|--------------|
| 0 | 5,70 | 1 | 0 |
| 5 | 7,34 | 1,64 | 0,14 |
| 10 | 9,61 | 2,69 | 0,56 |
| 15 | 12,86 | 4,45 | 1,52 |
| 20 | 17,69 | 7,44 | 3,64 |
| 25 | 25,13 | 12,72 | 8,34 |
| 30 | 37,16 | 22,46 | 19,13 |
| 35 | 57,75 | 41,44 | 45,41 |
| 40 | 95,66 | 81,27 | 115,31 |
| 45 | 172,28 | 173,28 | 325,34 |
| 50 | 347,50 | 415,14 | 1072,80 |

Depuis les travaux de Terzaghi (1943), plusieurs études expérimentales ont été réalisées pour estimer la portance des fondations superficielles. Il apparaît que la théorie de Terzaghi (1943) concernant la surface de rupture dans le sol est dans l'ensemble correcte. Cependant, l'angle α

que font les côtés ab et bc du triangle (Figure 1.4) avec l'horizontale pré $45+\varphi/2$ et non à φ . Dans ce cas, la nature de la surface de rupture dans le sol est montrée sur la Figure 1.9.

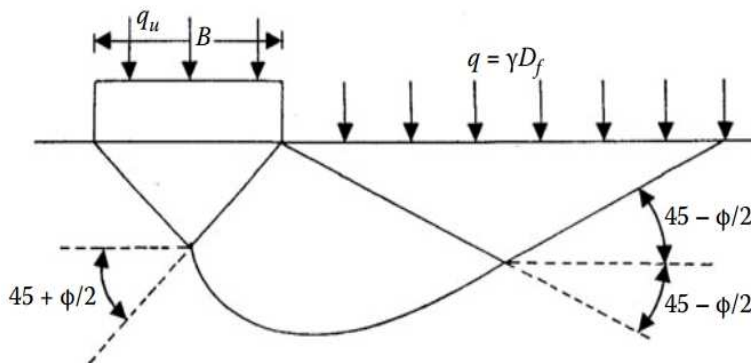


Figure 1-8 la surface de rupture modifiée d'un sol supportant une fondation à la charge limite, d'après (Terzaghi 1943).

1.3.1.2 Conditions de rupture par cisaillement généralisé (Terzaghi, 1943) :

Terzaghi (1943) a proposé des relations suivantes pour les conditions de rupture par cisaillement généralisé.

Pour une semelle rectangulaire :

$$q_u = c' N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (1.24)$$

Pour une semelle carrée ($B=L$) :

$$q_u = 1.3c' N'_c + q N'_q + 0.4\gamma B N'_\gamma \quad (1.24a)$$

Pour une semelle circulaire ($B=\text{diamètre}$) :

$$q_u = 1.3c' N'_c + q N'_q + 0.3\gamma B N'_\gamma \quad (1.24b)$$

où : N'_c , N'_q et N'_γ = des facteurs de la capacité portante modifiée

$$c' = 2c/3 \quad (1.24c)$$

La modification des facteurs de la capacité portante peut être obtenue par remplacement de φ par φ' dans les équations (1.24a), (1.24b), et (1.24c). La variation de N'_c , N'_q et N'_γ avec φ' qui sont indiqués sur le tableau 1.2.

Vesic (1973) a proposé φ' pour déterminer N'_c , N'_q pour une fondation supportée par un sable sous la forme :

$$\varphi' = \tan^{-1}(k \tan \varphi) \quad (1.25)$$

$$k = 0.67 + D_r - 0.75D_r^2 \quad (\text{for } 0 \leq D_r \leq 0.67) \quad (1.25a)$$

Tableau 1-2 facteurs de la capacité portante modifiée N_c , N_q et N_γ , d'après Terzaghi (1943).

| ϕ' | N_c | N_q | N_γ |
|---------|-------|-------|------------|
| 0 | 5,70 | 1 | 0 |
| 5 | 6,74 | 1,39 | 0,074 |
| 10 | 8,02 | 1,94 | 0,24 |
| 15 | 9,67 | 2,73 | 0,57 |
| 20 | 11,85 | 3,88 | 1,12 |
| 25 | 14,80 | 5,60 | 2,25 |
| 30 | 18,99 | 8,31 | 4,39 |
| 35 | 25,18 | 12,75 | 8,35 |
| 40 | 34,87 | 20,50 | 17,22 |
| 45 | 51,17 | 35,11 | 36,00 |
| 50 | 81,31 | 65,60 | 85,75 |

1.3.1.3 Théorie de Meyerhof de la capacité portante

Meyerhof (1951) a publié une théorie de la capacité portante qui pourrait être appliquée à la fondation rugueuse, superficielle et profonde. Mécanisme de la rupture à charge limite sous une fondation continue supposée par Meyerhof (1951) montrée sur la Figure 1.10. Sur cette Figure, abc est une zone triangulaire élastique, bcd est une zone de cisaillement radial avec cd un arc d'une spirale logarithmique et bde est une zone de cisaillement mixte dans laquelle le cisaillement varie entre les limites de cisaillement radial et le plan duquel dépendant la profondeur et la rugosité de la semelle. Le plan be s'appelle la surface libre équivalente. Les contraintes normales et de cisaillements dans le plan be sont p_o et s_o , respectivement. La méthode de superposition a été utilisée pour déterminer la contribution de la cohésion c , p_o , γ et ϕ dans la capacité portante ultime qu d'une semelle continue et exprimée comme suit :

$$q_u = c \left[\underbrace{(N_q - 1) \cot \phi}_{N_c} \right] + q \left[\underbrace{e^{\pi \tan \phi \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)}}_{N_q} \right] + \frac{1}{2} \gamma B \left[\underbrace{(N_q - 1) \tan (1.4\phi)}_{N_\gamma} \right] \quad (1.26)$$

où : N_c , N_q et N_γ les facteurs de la capacité portante

B : largeur de la fondation

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (1.26a)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)} \quad (1.26b)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi) \quad (1.26c)$$

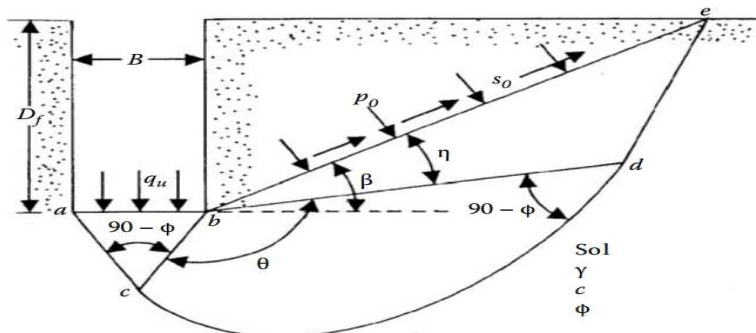


Figure 1-9 Les lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse, d'après Meyerhof (1951).

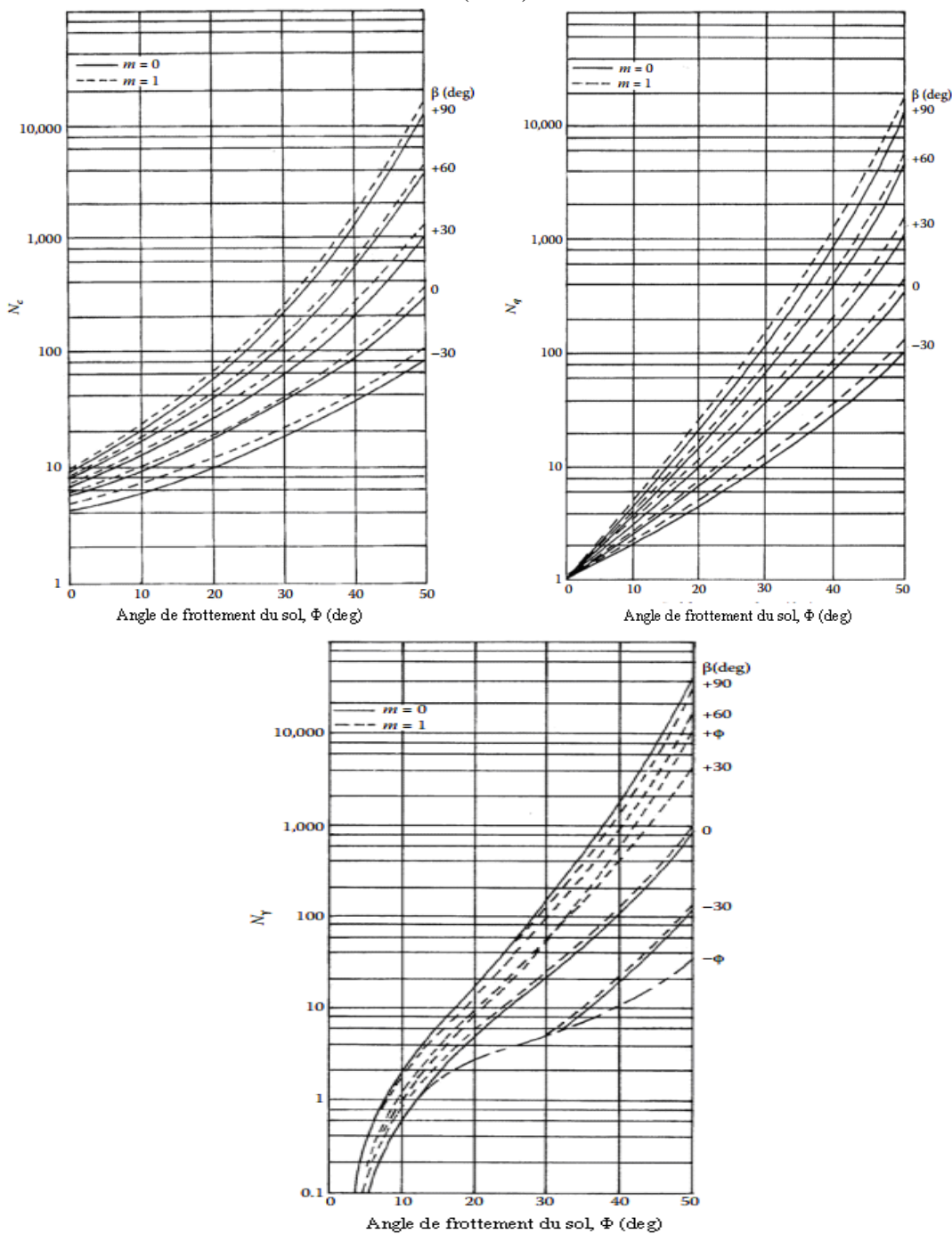


Figure 1-10 Facteurs de la capacité portante, d'après Meyerhof (1951).

1.3.2 Méthode d'analyse limite

L'évolution des concepts de la mécanique depuis le 18^{ème} siècle a permis le développement d'une autre stratégie d'analyse de stabilité appelée « analyse limite ». L'analyse limite utilise notamment les concepts de travaux virtuels et d'équilibre statique (Lagrange, 1788) et le principe du travail plastique local maximal (Kazinczy, 1914 ; Kist, 1917 ; Gvozdev, 1938, 1948 ; Markov, 1947 ; Hill, 1948, 1950 ; Drucker, 1951, 1962 ; Drucker et Prager, 1952). L'analyse cinématique régularisée, qui sera évoquée plus loin, s'appuie de plus sur les travaux de Moreau (1966) et Nayrolles (1970). L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes. Des présentations détaillées en ont été données par (Salençon, 1974 ; 1983 ; 1996 ; Chen, 1975 ; Christiansen, 1996). Deux théorèmes limites ont été établis, et qui définissent deux approches des charges limites par valeurs supérieures et par valeurs inférieures (Magnan et al., 2004).

1.3.3 Méthode des lignes de glissement

Cette méthode doit satisfaire les deux équations d'équilibre et la condition imposée par la résistance du sol ; les trois inconnus sont les éléments du tenseur des contraintes. Le principe de la méthode est la transformation du système initial des coordonnées en coordonnées curvilignes suivant les directions des contraintes de cisaillement maximales. Massau (1899) a utilisé la méthode de la transformation en coordonnées curvilignes, pour établir la forme des champs de contraintes admissibles du sol. D'autre part, Kötter (1903) a développé des équations aux dérivées partielles pour résoudre les problèmes plans. Dans le même esprit Reissner (1924) a étudié d'autres configurations de semelles reposant toujours sur un sol pulvérulent. Par ailleurs, Sokolovskii (1960, 1965) a introduit le poids volumique, en utilisant un schéma numérique basé sur la méthode des différences finies. Salençon (1965) a été consacré à la détermination de la répartition des contraintes, autour d'une fondation rugueuse enterrée dans un milieu pulvérulent, homogène et pesant. De plus, on trouve les études de Matar et Salençon (1979) et Salençon et Matar (1982) concernant les fondations filantes et circulaires sur des sols. Bolton et Lau (1993) ont déterminé les facteurs de portance des semelles filantes et circulaires. Cassidy et Houlsby (2002) ont étudié le facteur de portance N_γ d'une semelle conique.

1.3.4 Calculs en déformations

L'application d'une loi de comportement élasto-plastique pour l'étude de la stabilité du sol, permet d'étudier l'évolution élasto-plastique à partir d'un état de contrainte initial jusqu'à la ruine plastique en suivant un trajet de chargement spécifique. Les problèmes de la capacité portante peuvent être traités par des méthodes numériques, notamment celles des éléments finis et des différences finies. La technique est très commode si l'objectif de l'étude est l'évolution élasto-plastique du système. Mestat et Prat (1999) donnent des guides sur l'utilisation des éléments finis dans les problèmes géotechniques. Griffiths (1982) a présenté des analyses élastoplastiques par la méthode des éléments finis en considérant le critère de Mohr-Coulomb. L'auteur adopte le principe de superposition de Terzaghi afin de calculer les trois facteurs de portance N_c , N_q et N_γ . La méthode du suivi de l'évolution élastoplastique par éléments finis a été utilisée aussi par Borst et Vermeer (1984), pour examiner l'effet de la non-associativité sur la portance des semelles filantes et circulaires. Manoharan et Dasgupta (1995) ont étudié l'influence de la règle d'écoulement sur les facteurs de portance des semelles filantes et circulaires, en considèrent une interface lisse et rugueuse. Les résultats obtenus montrent l'influence importante de l'angle de dilatance sur les trois facteurs de portance pour les grandes valeurs de l'angle de frottement interne. Frydman et Burd (1997) ont utilisé le code OXFEM basé sur la méthode des éléments finis et le code FLAC en différences finies, afin de calculer l'effet de la forme et les dimensions du maillage, la règle d'écoulement et la nature de l'interface sol fondation, le facteur de portance N_γ d'une semelle filante. (Yin et al., 2001 ; Erickson et Drescher, 2002) ont étudié l'influence de la non-associativité et de la nature l'interface, sur les facteurs de portance d'une semelle circulaire. Loukidis et Salgado (2009) ont pris en compte l'influence de la non-associativité sur les facteurs de portance des semelles filantes et circulaires, ainsi que sur les coefficients de forme.

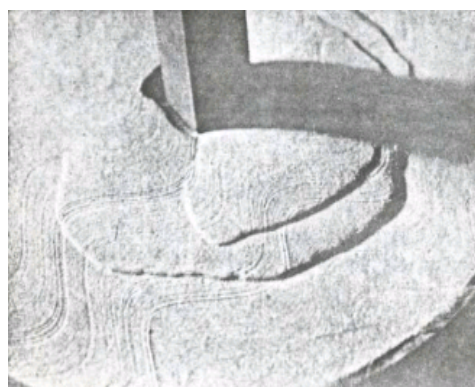
1.3.5 Etudes expérimentales

Les études expérimentales à grande échelle ne sont pas célèbres, puisqu'elles exigent une grande instrumentation à grande échelle et des programmes qui coûtent très cher, outre les procédures difficiles à mettre en œuvre et nécessitent des durées extrêmement longues de la préparation. Deux grandes classes d'essais sont à distinguer : les essais in situ, réalisé par pénétromètre statique ou le pressiomètre Ménard et des essais sur modèles réduits effectués en laboratoire, tel que ceux réalisés en chambre de calibration ou en centrifugeuse. (Fellenius, 1929 ; Kögler, 1931 ; Golder, 1941) étaient les premiers ayant réalisé des expérimentations en

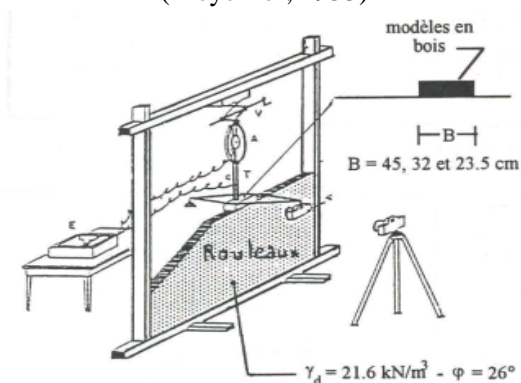
laboratoire sur des massifs de sable reconstitués avec des semelles de largeur $\leq 0,3\text{m}$. Ensuite des expérimentations ont été menées dans les années 1950 à 1970 ; elles sont pour la plupart utilisées la formule de la capacité portante de Terzaghi (1943) avec comme objectifs essentiels, la validation des facteurs de la portance et l'extension de la formule à des cas de figures plus complexes comme l'effet de l'excentricité et de l'inclinaison des charges, de la forme des fondations, de la pente, etc. (Figure 1.13). On cite les expérimentations de (Meyerhof 1948, 1951, 1953 ; Ramelot et Vandeperre, 1950 ; De Beer et Ladanyi, 1961 ; Feda, 1961 ; l'Herminier, 1961 ; Giraudet, 1965 ; Giroud et Tran-Vô-Nhiem, 1965 ; Leussink, 1966 ; Lebègue, 1972, 1973 ; Fagnoul et al., 1973 ; Vesic, 1973). Par ailleurs, les premières d'essais en place sont réalisées par Ménard (1963).



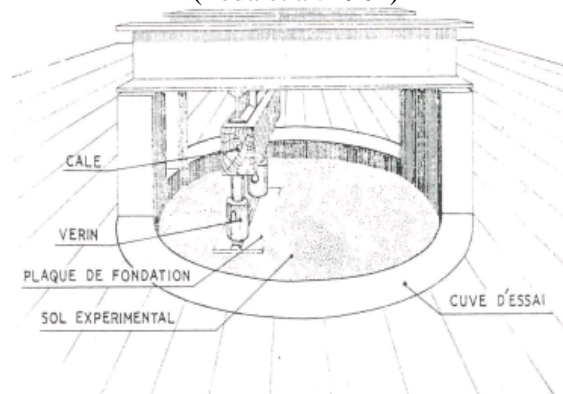
a-Essai de chargement en cuve
(Meyerhof, 1953)



b-Essai de chargement en cuve
(Feda et al. 1961)



c- Essai de chargement sur sol
analogique (Tran-Vô-Nhiem, 1965)

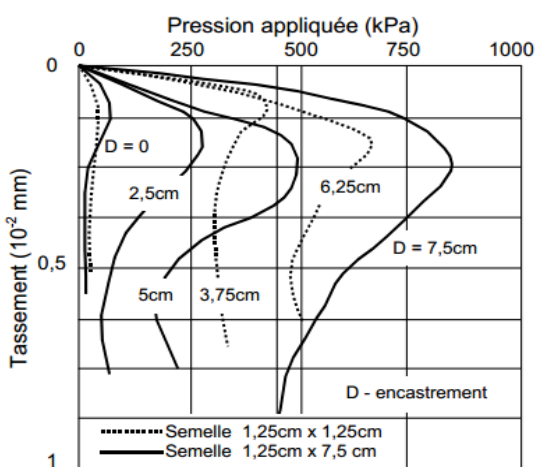


d- Essai de chargement sur sable
reconstitué en cuve (Giraudet, 1965)

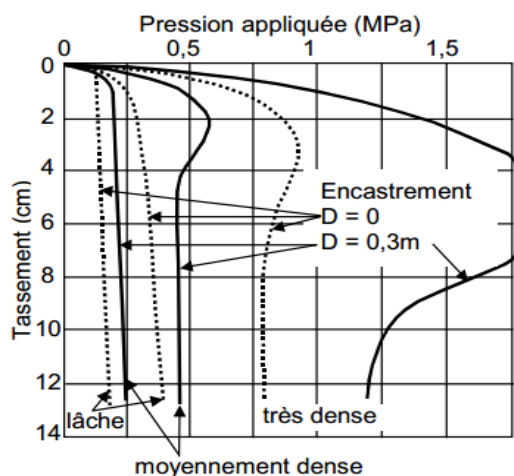
Figure 1-11 Exemples d'essais de chargement de petites fondations en laboratoire (type A), d'après Magnan (2004).

Le début des campagnes importantes d'essais sûr de grandes fondations peut être situé vers les années 1970. Les plus remarquables sont les expérimentations menées par (Muhs et Weiss, 1969, 1971, 1972 ; Weiss, 1970, 1973). À la fin des années 1970, les laboratoires des Ponts et Chaussées commencent d'effectuer des campagnes des tests de chargement de fondations superficielles reposants sur différents sols en place (Figure 1.12). Une centaine d'essais

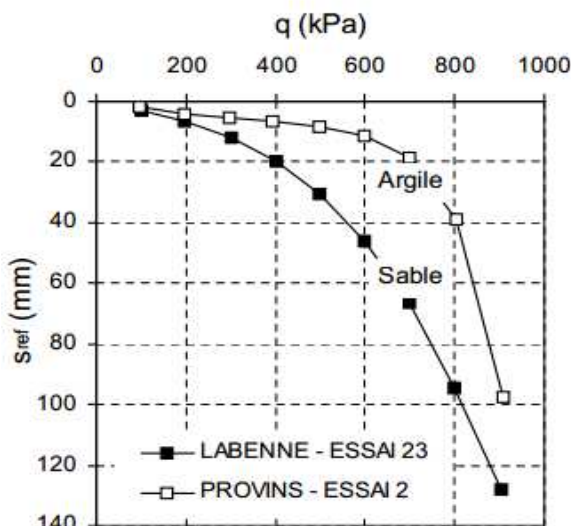
distribués sur une demi-douzaine de sites expérimentaux constitués de différente nature de sol (argile, craie, sable, limon,) avec comme objectif principal la validation ou l'établissement des règles de calcul. Les essais sur modèles centrifugés se développent et progressivement se remplacent ou complètent les expérimentations effectuées en laboratoire sur modèles réduits et in situ sur sols en place, à la fin des années 1980. Plusieurs études sont effectuées sur la portance des fondations superficielles, en particulier les expérimentations de (Kusakabe, 1981 ; Gemperline, 1984 ; Kimura, 1985 ; Terashi, 1987 ; Garnier et Rault, 1988 ; Bakir, 1993a) ayant étudié la portance d'une fondation en bord de pente et d'autres sur l'effet de la combinaison des actions (Maréchal, 1999). La Figure 1.12 rassemble quelques résultats des essais obtenue à l'aide de différents instruments.



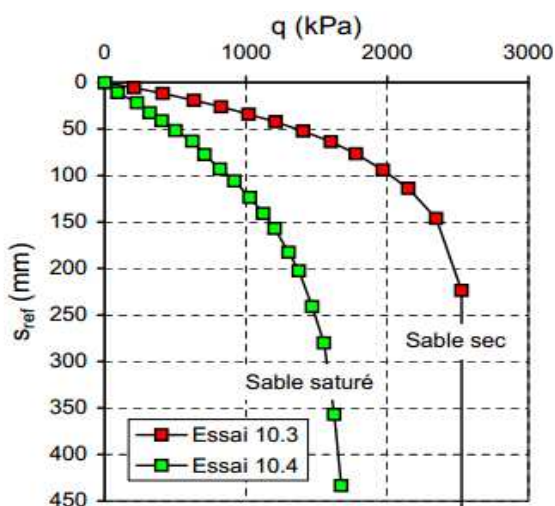
a. Essais en laboratoire sur de petites fondations (Meyerhof, 1948)



b. Essais de grandes fondations sur sols reconstitués (Muhs et Weiss, 1969b)



c. Essais sur sols en place (Canépa et al, 1990b)



d. Essais en centrifugeuse (Canépa et al., 1990c)

Figure 1-12 Exemples de courbes expérimentales de chargement de fondations, Canépa et Garnier (2004).

1.4 Capacité portante des fondations superficielles sous chargement combiné

De façon générale, une fondation superficielle peut être sollicitée par un chargement combiné, représenté sur la Figure 1.13 ci-dessous :

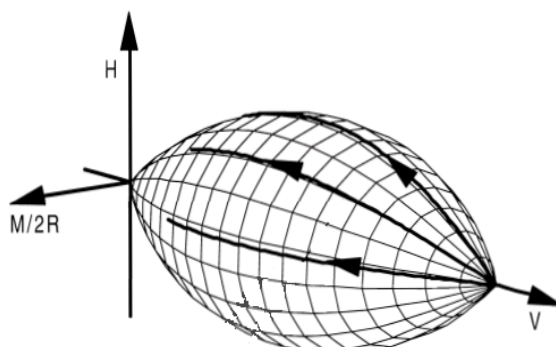


Figure 1-13 Diagramme de la charge limite pour $V-H-M$ (Gottardi et al.1996).

Les combinaisons des sollicitations admissibles correspondent aux charges limites que le sol de fondation est capable de supporter. Au-delà de ce niveau de chargement, le comportement de l'ouvrage atteint la ruine.

Leur enveloppes représentés dans l'espace des composantes de sollicitations sont appelées diagrammes d'interaction. Zaharescu (1961) puis Butterfield et Ticof (1971) ont été à l'origine de cette représentation géométrique directe de la capacité portante.

Selon les chemins de chargement considérés, les diagrammes d'interactions représentées dans le plan $v-h$. La détermination de la charge limite s'opère soit expérimentalement, notamment par le biais de modèles physiques réduits 1g (Butterfield et Gottardi, 1994 ; Nova et Montrasio, 1991) ou centrifugés (Aiban et Znidarcic, 1991) ou par la simulation numérique (Gourvenec, 2007 ; Loukidis, 2008 ; Georgiadis, 2010 ; Taiebat et Garter, 2010 ; Terzis, 2014 ; Stergiou, 2015 ; Nguyen, 2016 et Shen, 2016) ou bien alors par application des méthodes théoriques (Soubra ; 1997). Les composantes des sollicitations centrées inclinées sont normées par la charge maximale (ultime) relative à la configuration de référence.

Les charges verticales et horizontales normées s'écrivent alors comme suit :

$$v = \frac{1}{V_{\max}} V \quad (1.27)$$

$$h = \frac{1}{V_{\max}} H \quad \text{ou} \quad h = \frac{1}{H_{\max}} H \quad (1.28)$$

La Figure 1.14 montre le diagramme d'interaction dans le plan de chargement normalisé $v-h$ proposé par plusieurs auteurs.

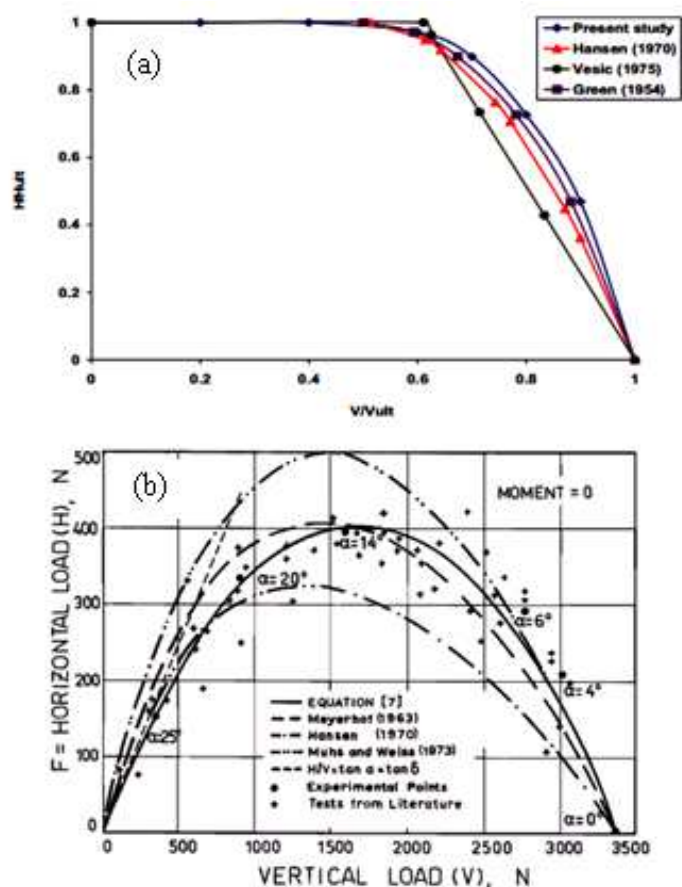


Figure 1-14 Représentation adimensionnelle du diagramme d'interaction
(a) Benmeddour et al (2013), (b) Butterfield (1994).

1.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons exposé les différentes méthodes utilisées pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles sous charge verticale centrée et inclinée. Toutes les approches proposées dans la littérature ont une allure identique puisqu'elles adoptent le principe de superposition proposé par Terzaghi (1943). La formule de Terzaghi (1943) était et reste encore largement utilisée dans la pratique, plusieurs auteurs ont essayé de calculer l'erreur introduite par l'hypothèse de superposition. Griffiths (1982) et Mabrouki (2010) ont évalué cette erreur pour le cas d'une semelle filante et Erickson et Drescher (2002) pour le cas d'une semelle circulaire. Tous les auteurs confirment que cette hypothèse introduit une erreur dans le sens de sécurité, c'est-à-dire elle sous estime la capacité portante. Les calculs à la rupture ne prennent pas en compte les déformations du terrain ; par ailleurs l'approche en déplacement suit l'évolution des déformations et les contraintes dans le sol jusqu'à la rupture. 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 II

Capacité portante des fondations superficielles à proximité d'une pente

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. Ce problème a fait l'objet d'investigations expérimentales, théoriques et numériques.

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 reposant sur une surface horizontale et il 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.

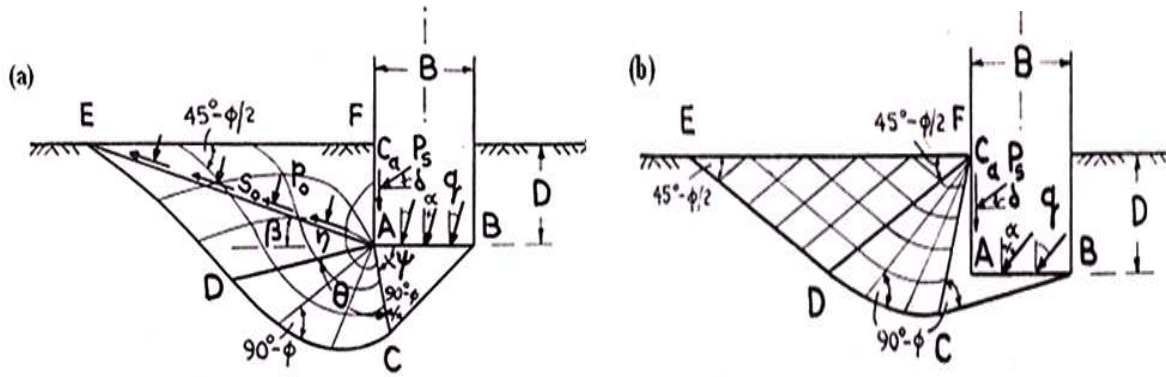


Figure 2-1 Schéma de rupture (a) faible inclinaison ; (b) grande inclinaison, d'après Meyerhof (1953).

Meyerhof (1953) a proposé des 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 :

$$i_c = \left(1 - \frac{\theta}{90^\circ}\right)^2 \quad (2.2)$$

Il a recommandé que pour $\theta < 16,1^\circ$, l'inclinaison n'a aucune influence sur le comportement de la fondation, mais pour $\theta > 16,1^\circ$ la semelle se glisse. Pour un sol purement frottant, Meyerhof (1953) a proposé d'écrire le facteur i_γ sous la forme :

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

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 encastées pour les deux types de sol ; cohérent ou frottant. Pour un sol cohérent, Hansen (1970) 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 encastées soumises à un chargement incliné pour un milieu cohérent et frottant comme suit:

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

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

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

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

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

Le guide d'application l'Eurocode 8 (2013) a proposé d'écrire les facteurs i_γ et i_c qui dépend de la nature du sol (cohérent ou frottant) ainsi que de l'encastrement de la fondation D_e . pour un sol cohérent, le facteur correcteur i_c doit être utilisé :

$$i_c = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 \quad (2.10)$$

Dans le cas d'un sol frottant, le facteur correcteur i_γ doit être utilisé :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \frac{2\delta_d}{\pi} \left(2 - 3\frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-D_e/B} \text{ pour } \delta_d < \pi/4$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right)^2 - \left(1 - \frac{2\delta_d}{\pi}\right) e^{-D_e/B} \text{ pour } \delta_d \geq \pi/4 \quad (2.11)$$

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 sur modèles réduits centrifugés ou à gravité normale en vraie grandeur ou. Par ailleurs, certains chercheurs ont développé plusieurs méthodes tel que théoriques (équilibre limite, analyse limite,..) ou numériques (explicite ou implicite) pour détermination la capacité portante d'une fondation filante située à proximité d'une pente. L'objet essentiel de ces approches était la détermination des coefficients de la capacité portante.

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 Essais en vraie grandeur

Shields et al. (1977a, b) et Bauer et al. (1981a, b) ont étudié la capacité portante de semelles de 2 mètres de long et de 0,3/0,6m de largeur, encastrées à différentes profondeurs. Une seule pente a été testée $\beta=26,6^\circ$, avec un sable dense ($I_D=92\%$, $\varphi^\circ=37^\circ$; 45°) et un sable compact ($I_D=71\%$, $\varphi^\circ=41^\circ$; 50°).

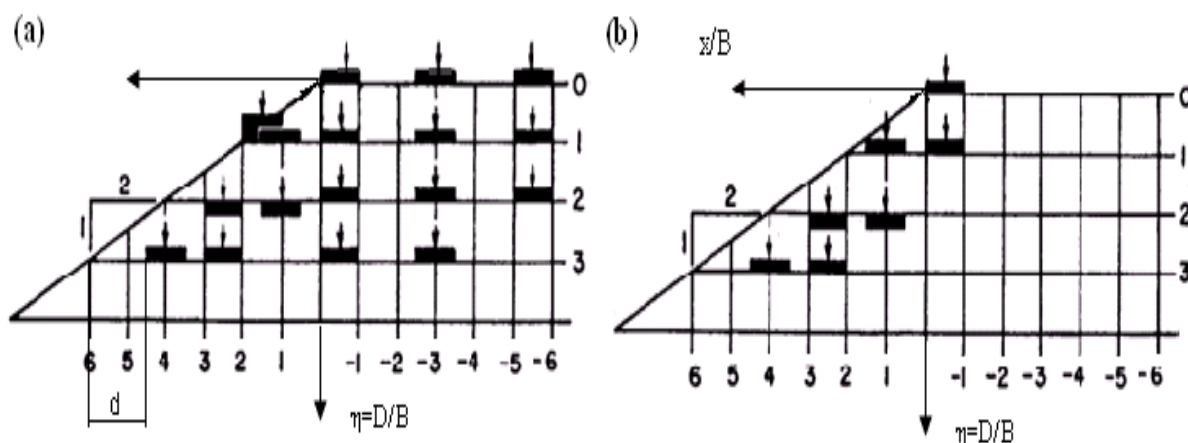


Figure 2-2 Expérimentation de Shield (1971) et Bauer (1981), (a) $B=3\text{m}$. (b) $B=6\text{m}$.

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 effectués en amont de la crête de talus ($x \leq 0$) avec un seul type de semelles ($B=0,3\text{m}$) ont été effectués.

x/B correspondant la distance relative de la semelle par rapport à la crête du talus et D/B les profondeurs relatives de la fondation.

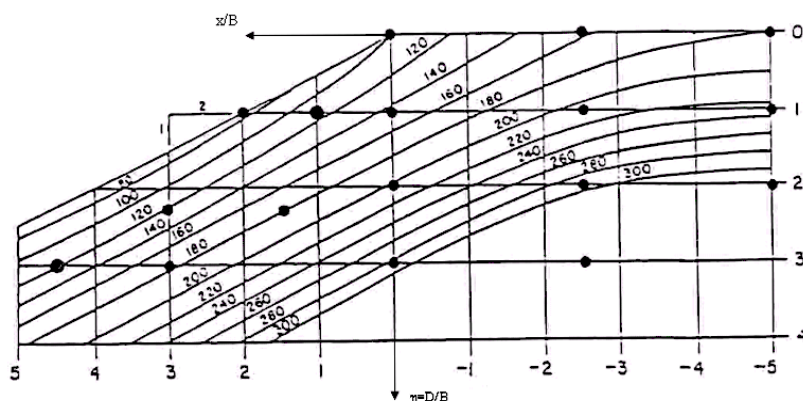
Le tableau 2.1 regroupe les valeurs de la capacité portante $N_{\gamma_{cq}}$ pour différents configurations testées par Shields (1971) et Bauer (1981).

Tableau 2-1 Valeurs du facteur de portance $N_{\gamma_{cq}}$ effectués par Shields (1971) et Bauer (1981).

| sol | B(m) | λ | | | | | |
|--------------------------------|------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | | 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) | | | |
| | 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 une semelle de largeur $B=0,3m$ reposée sur un sable danse. 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 calculer 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 d'une fondation établie sur une surface horizontale non encastrée ($D/B=0$); il correspond donc à l'expression suivante:

$$i_\beta = \frac{[q_u]_{D/B,\lambda,\beta}}{[q_u]_{D/B=0,\beta=0}} \quad (2.12)$$

Figure 2-3 Courbes d'isovaleurs des facteurs de portance $N_{\gamma_{cq}} = 2q_u/\gamma B$ (Shields et al. 1977).

La Figure 2.4 montre l'évolution du coefficient réducteur de portance i_β en fonction de différents position de la semelle d/B pour l'encastrement de la fondation $D/B=0$.

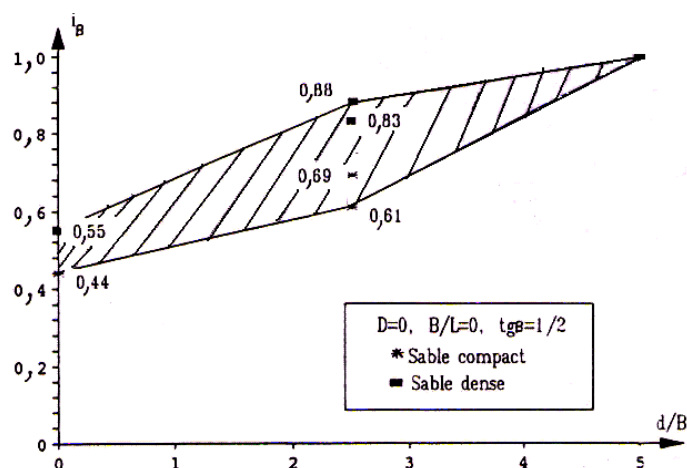


Figure 2-4 Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de λ d'après les essais de Shield et Bauer (1977).

2.3.1.2 Essais sur modèles centrifugés

Carnier et Rault (1988), Carnier et Shield (1989) ont effectuées des essais sur des modèles de fondations filantes de largeur 0,3m, non encastrées $D/B=0$ et établies en amont de la crête d'un talus ($x \leq 0$) caractérisées par un sable sec 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) | λ | 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. (1988) ont conclu que les caractéristiques du massif de sol ont peu d'influence sur le facteur i_β et la charge limite q_u . Le facteur i_β évolue légèrement en fonction du poids volumique du massif.

Garnier et al. (1988) ont fourni aussi des indications concernant les surfaces de rupture visualisées au moyen de couches colorées. Ils sont ressortis de leur observation que les ruptures intéressent un sol sous la fondation de $2B$ à $3B$ d'épaisseur. Les mesures faites à la

surface du sol montrent que les déplacements en bord de talus sont de type "déplacement de bloc". La Figure 2.5 résume les mécanismes de rupture.

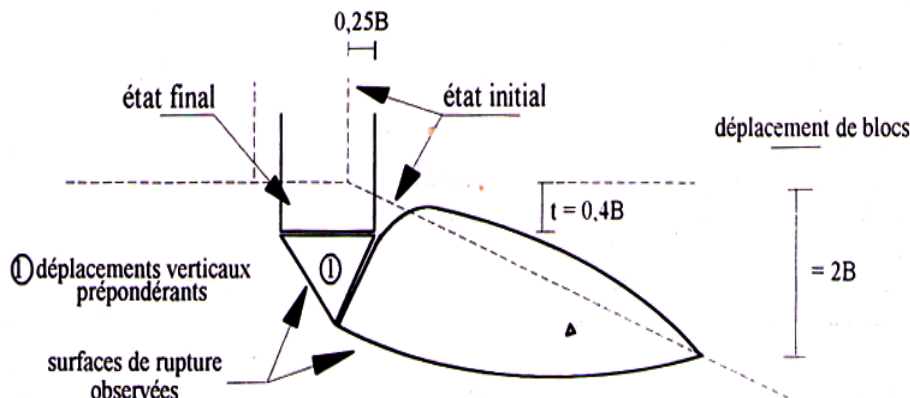


Figure 2-5 Mécanisme de rupture, d'après (Garnier et al. 1988).

Gemperline (1984 ; 1988) a réalisé une série importante de 215 essais sur modèle centrifuge des fondations superficielles à proximité d'un talus sur sable pulvérulent (Figure 2.6). L'en faisant varier les paramètres géométriques et mécaniques (B ; L/B ; λ ; D/B ; β ; φ ; γ) et en particulier les caractéristiques des différents massifs ($2\% \leq I_D \leq 100\%$). 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 formule analytique du facteur de la portance $N_{\gamma q}$ de fondations établies à proximité d'une 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 $\beta \leq 45^\circ$:

$$q_u = \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma q} \quad (2.13)$$

où

$$N_{\gamma q} = f(\phi) \times f(B) \times f\left(\frac{D}{B}\right) \times f\left(\frac{B}{L}\right) \times f\left(\frac{D}{B}, \frac{B}{L}\right) \times f\left(\beta, \frac{d}{B}\right) \times f\left(\beta, \frac{d}{B}, \frac{D}{B}\right) \times f\left(\beta, \frac{d}{B}, \frac{B}{L}\right) \quad (2.13a)$$

$$f(\phi) = 10^{(0.1159\phi - 2.386)} \quad (2.13b)$$

$$f(\beta) = 10^{(0.34 - 0.2 \log_{10} B)} \quad (2.13c)$$

$$f\left(\frac{D}{B}\right) = 1 + 0.65 \left(\frac{D}{B}\right) \quad (2.13d)$$

$$f\left(\frac{B}{L}\right) = 1 - 0.27 \left(\frac{B}{L}\right) \quad (2.13e)$$

$$f\left(\frac{D}{B}, \frac{B}{L}\right) = 1 + 0.39 \left(\frac{D}{B}\right) \left(\frac{B}{L}\right) = 1 + 0.39 \left(\frac{D}{L}\right) \quad (2.13f)$$

$$f\left(\beta, \frac{d}{B}\right) = 1 - 0.8 \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \frac{2}{2 + \left(\frac{d}{B}\right)^2 \tan \beta} \quad (2.13g)$$

$$f\left(\beta, \frac{d}{B}, \frac{B}{L}\right) = 1 + 0.6 \left(\frac{B}{L}\right) (1 - (1 - \tan \beta)^2) \left(\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \right) \quad (2.13h)$$

$$f\left(\beta, \frac{d}{B}, \frac{D}{B}\right) = 1 + 0.33 \left(\frac{D}{B}\right) \tan \beta \left(\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \right) \quad (2.13i)$$

Gemperline (1988) 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 x/B (λ) de la fondation au bord du talus ainsi que du rapport de profondeur D/B (Figure 2.6).

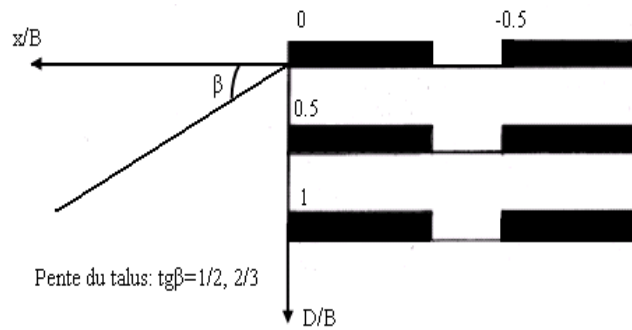


Figure 2-6 Les configurations testées par Gemperline (1988).

$$i_\beta = \frac{N_{\gamma q}}{N_{\gamma qR}} = \left[1 + 0.65 \left(\frac{D}{B}\right) \right] \left\{ 1 - 0.8 \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left[\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \right] \right\} \left\{ 1 + 0.33 (D/B) \tan \beta \left[\frac{2}{2 + (d/B)^2 \tan \beta} \right] \right\} \quad (2.14)$$

où : $N_{\gamma qR}$ 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 sur un surface horizontale ($D/B=0$), le coefficient réducteur i_β doit être utilisée :

$$i_\beta = 1 - 0.8 \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \quad (2.15)$$

La Figure 2.7 présente les contours de la capacité portante obtenue par les deux équations (2.14) et (2.15) pour $\beta=26,6^\circ$ et $33,7^\circ$.

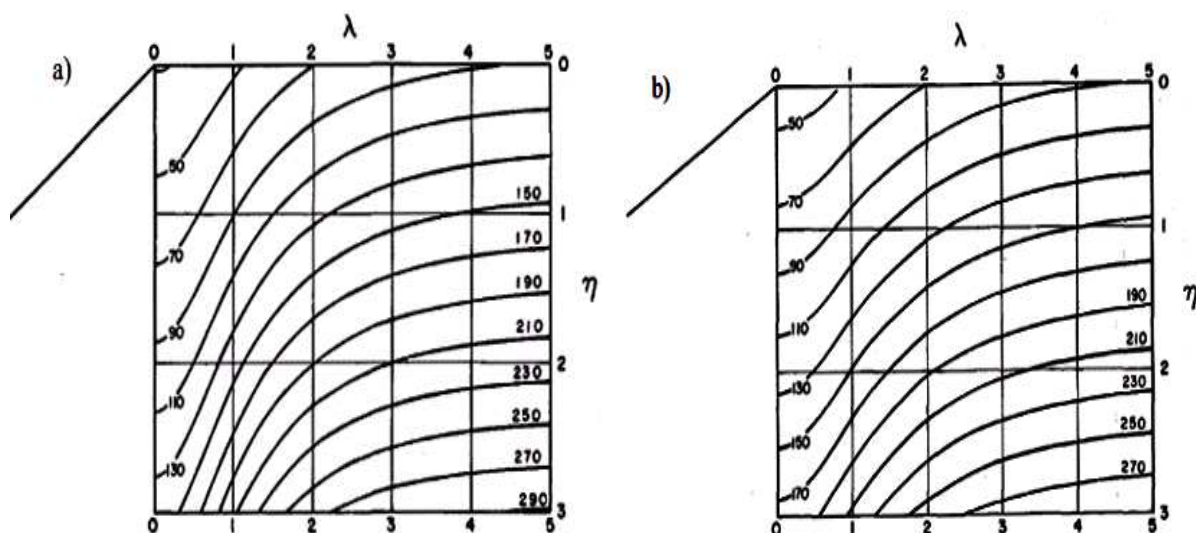


Figure 2-7 Contour de portance obtenue par l'équation de Gemperline (1988), (a) $\beta = 26,6^\circ$ et (b) $\beta = 33,7^\circ$.

Terashi et Kitasume (1987) ont réalisé une série des essais des semelles filantes de 2,4m de largeur établie entre deux talus symétriques $\beta=26,6^\circ$ de sable dense ($I_D=94\%$ et $I_D=100\%$). Les résultats de la portance et les coefficients de réducteurs sont présentés sur les Figures 2.8 et 2.9. Terashi et Kitasume (1987) ont proposé suite à l'analyse par radiographie aux rayons X des surfaces de rupture qui se développent au sein du massif pour une semelle établie au bord de pente. Terashi et Kitasume (1987) ont résulté clairement 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.

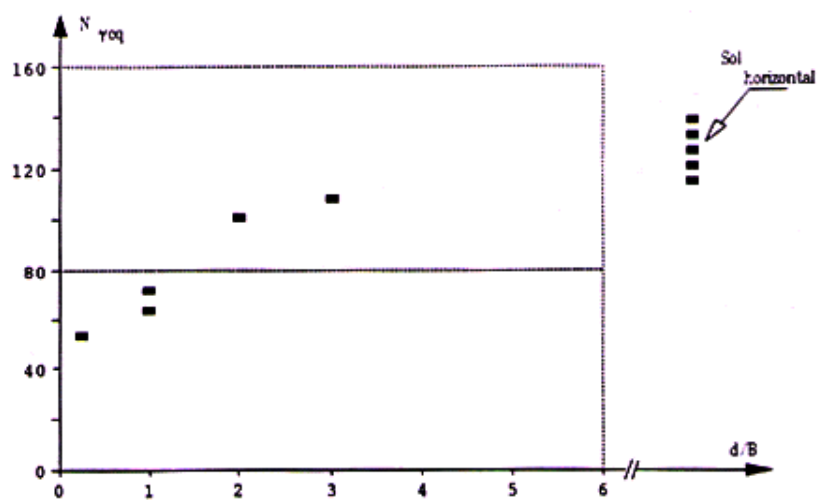


Figure 2-8 Les résultats expérimentaux fournis par Terashi et Kitasume (1987).

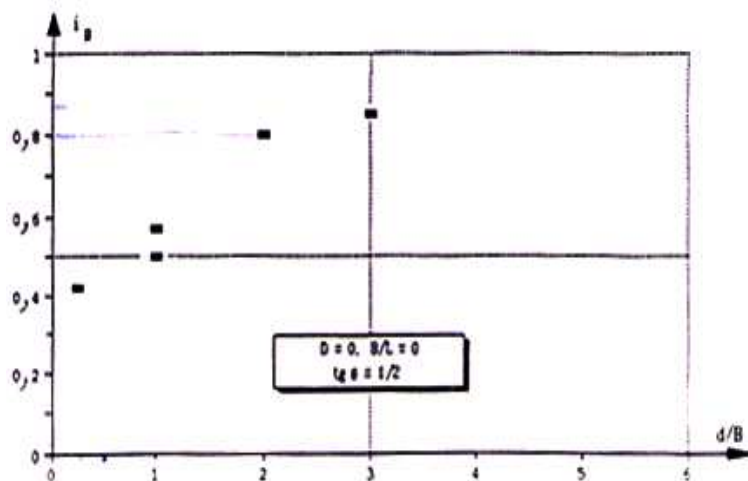


Figure 2-9 Evolution des coefficients réducteurs de portance en fonction de λ , d'après Terashi et Kitasume (1987).

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

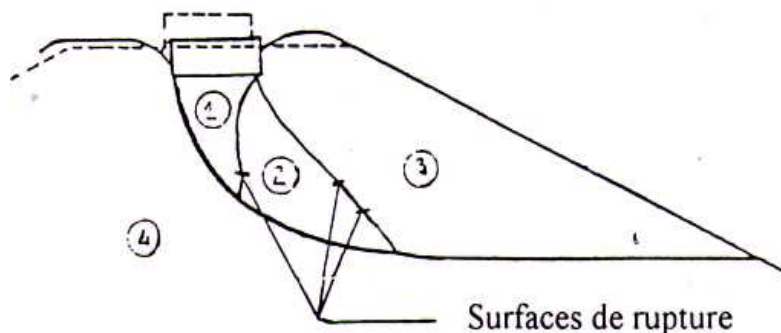


Figure 2-10 Surface de rupture observée par Terashi et Kitasume (1987).

Kimura et al (1985) ont exécuté des essais en centrifuge d'une semelle filante rugueuse de 1,2m de largeur établie sur des talus de hauteur $2B$ caractérisés par un indice de densité $I_D=90^\circ$ et taillés à différentes pentes β° .

Bakir (1993) a réalisé une série importante des essais expérimentale, près de 80 essais ont été effectués sur des semelles carrées ou filantes non encastré ($D/B= 0$) de largeur $B= 0,3m$ et $0,9m$.

L'objectif principal était de proposer une expression du coefficient réducteur i_β dans le cas de la semelle filante sollicitée par un chargement vertical centré. Les expressions suivantes ont été établies en fonction de la distance relative λ et de l'angle d'inclinaison du talus β .

Pour $\lambda < 6$

$$i_\beta = 1 - 0.9 \tan \beta (2 - \tan \beta) \left\{ 1 - \frac{d}{6B} \right\}^2 \tag{2.16a}$$

Pour $\lambda \geq 6$

$$i_{\beta} = 1 \tag{2.16b}$$

Les essais effectués par Bakir (1993) ont confirmé que la pente n'effectue pas sur la capacité portante d'une semelle située à une distance relative λ supérieure à 6. Egalement, la visualisation des mécanismes de rupture a permis de distinguer des surfaces de glissement qui délimitent trois zones différentes (Figure 2.11) :

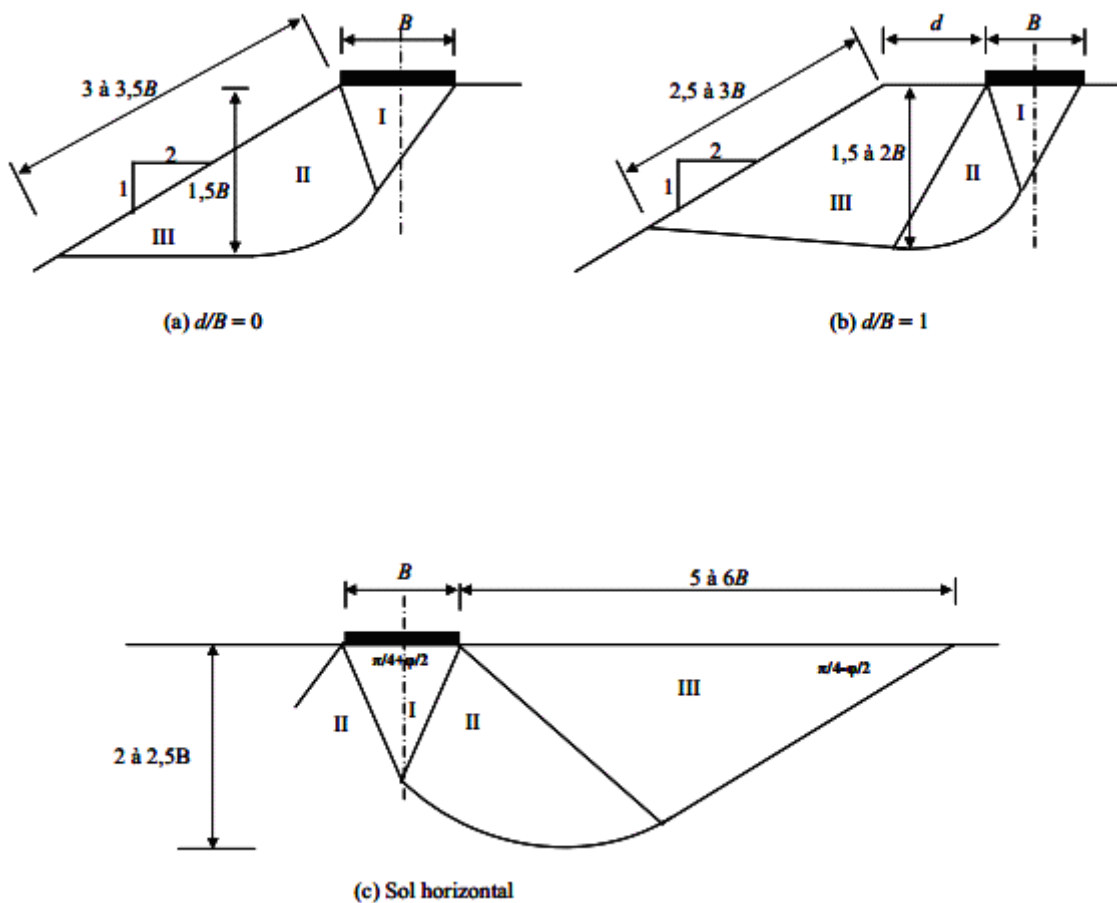


Figure 2-11 Schémas de rupture observés par Bakir (1993).

2.3.1.3 Essais sur des modèles réduits

Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971) ont essayé 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 indiqué sur la Figure 2.12. L'échantillon de sol utilisé se caractérisait par un poids volumique γ de 21,6kN/m³ et un angle de frottement interne ϕ de 26°.

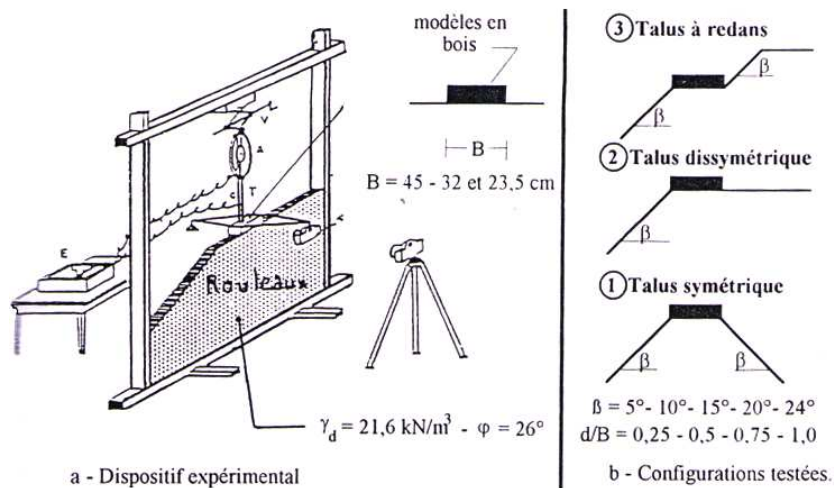


Figure 2-12 Dispositif expérimental de Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

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 diminue avec l'augmentation de rapport β/ϕ et avec la diminution de la distance relative de la fondation par rapport à la crête de talus λ .

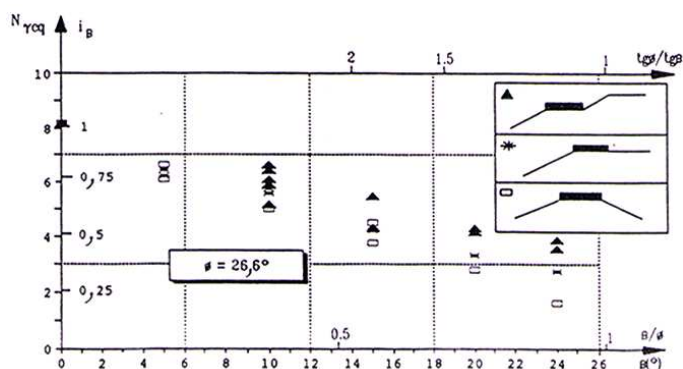


Figure 2-13 Effet de la pente sur la portance en bord de talus, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

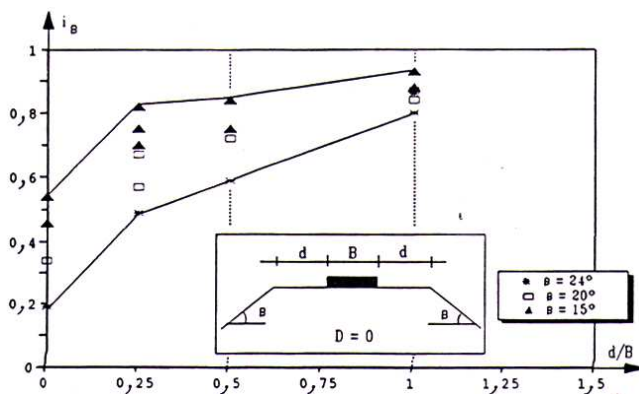


Figure 2-14 Evolution du coefficient de portance en fonction λ , d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

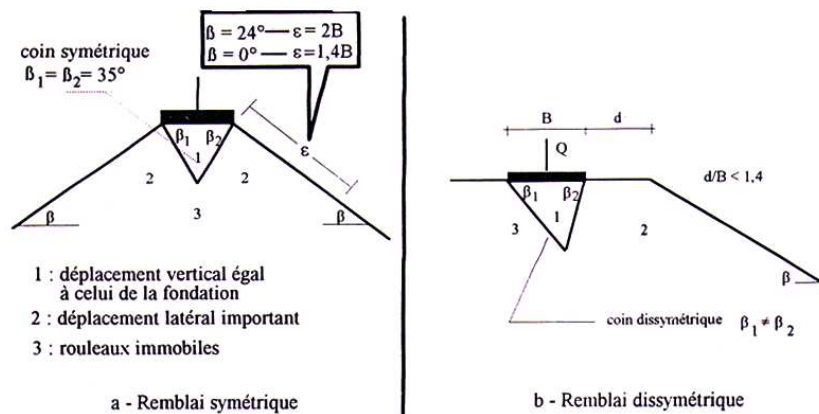


Figure 2-15 Schémas de rupture obtenue, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

Lebègue (1973) a réalisé des essais à petite échelle et en "semi grandeur". Les essais ont été exécutés sur une semelle reposée sur la crête de talus $\lambda=0$. Le massif constitué en sable sec taillé sur différents angles (0° ; 10° ; 20° ; 30°) caractérisé par différentes φ° et γ_d . Lebègue (1981) a développé une méthode de calcul de portance d'une fondation superficielle filante reposé sur la crête de talus en s'appuyant sur les travaux de Caquot et Kérisel (1966).

Le tableau 2.3 et la Figure 2.16 illustrent les valeurs de $N_{\gamma_{cq}}$ et le facteur de réduction i_β de la portance en bord de pente.

Tableau 2-3 Résultats expérimentaux ($N_{\gamma_{cq}}$) obtenus par Lebègue (1973).

| β (degrés) | γ_d (kN/m ³) | |
|------------------|---------------------------------|------|
| | 15,7 | 16,9 |
| 0 | 150 | 400 |
| 10 | 100 | 300 |
| 20 | 50 | 150 |
| 30 | 30 | 75 |

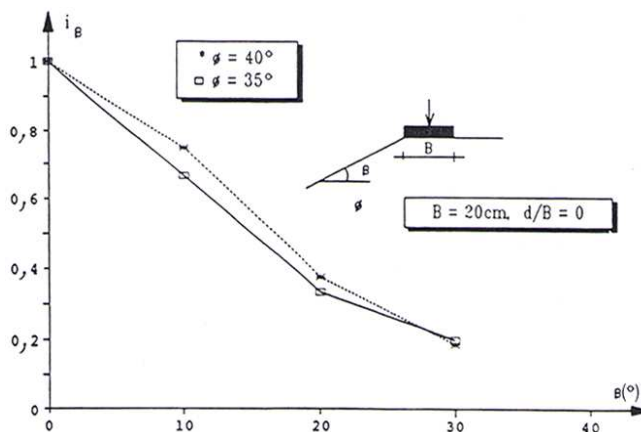


Figure 2-16 Coefficient de réducteur de portance i_β en fonction d'angle de la pente β° , d'après Lebègue(1973).

Dembicki et Zadroga (1974) ont exécuté des essais en s'appuyant sur l'effet de la distance relative λ sur le factor de la capacité portante. Les essais ont été testés sur deux types de massifs de sol taillés à différentes pentes ($0^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$).

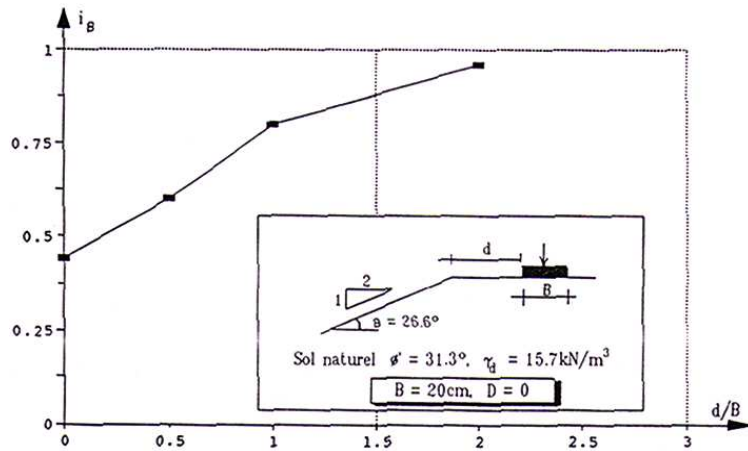


Figure 2-17 Coefficient de réducteur de portance i_β en fonction de la distance relative de fondation, d' après Dembicki et al. (1974).

2.3.2 Etudes théoriques et numériques

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).

$$q = cN_{cq} + \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma q} \tag{2.17}$$

N_{cq} et $N_{\gamma q}$: les facteurs de capacité portante dépendent de β , ϕ et λ .

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 $N_s = \gamma H / c$.

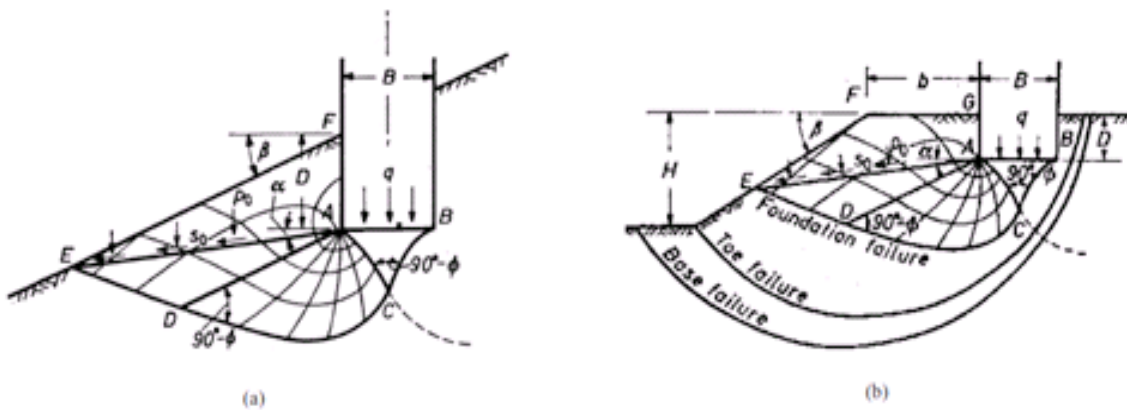


Figure 2-18 Surface de rupture ; (a) semelle rugueuse sur la pente ; (b) semelle rugueuse située à proximité d'une pente, d'après Meyerhof (1957).

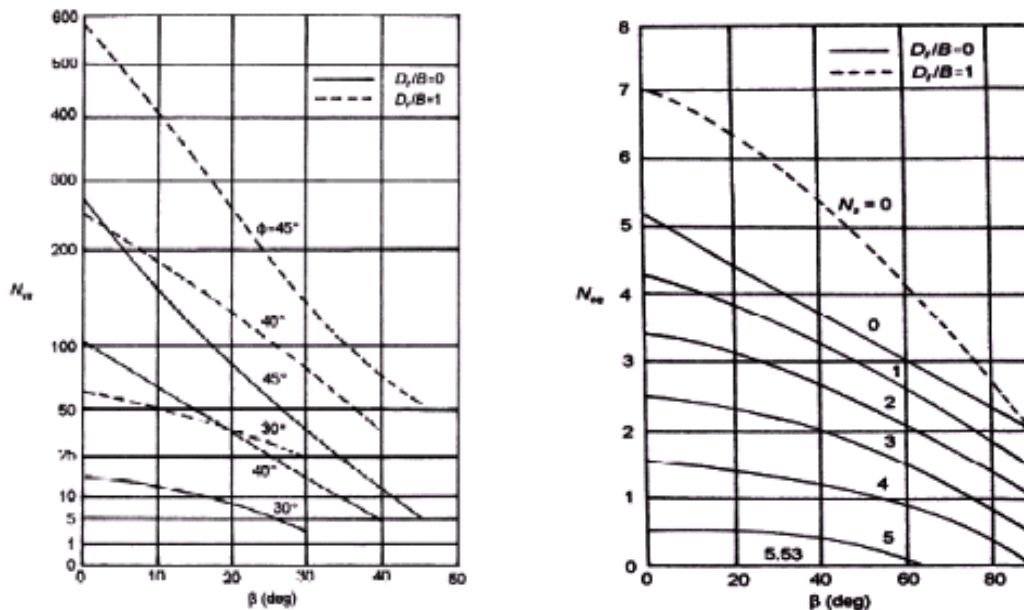


Figure 2-19 Variation des facteurs de portance en fonction β , dans le cas d'une semelle rugueuse posée sur la pente ; (a)facteur de portance $N_{\gamma q}$; (b) facteur de portance $N_{c q}$, d'après Meyerhof (1957).

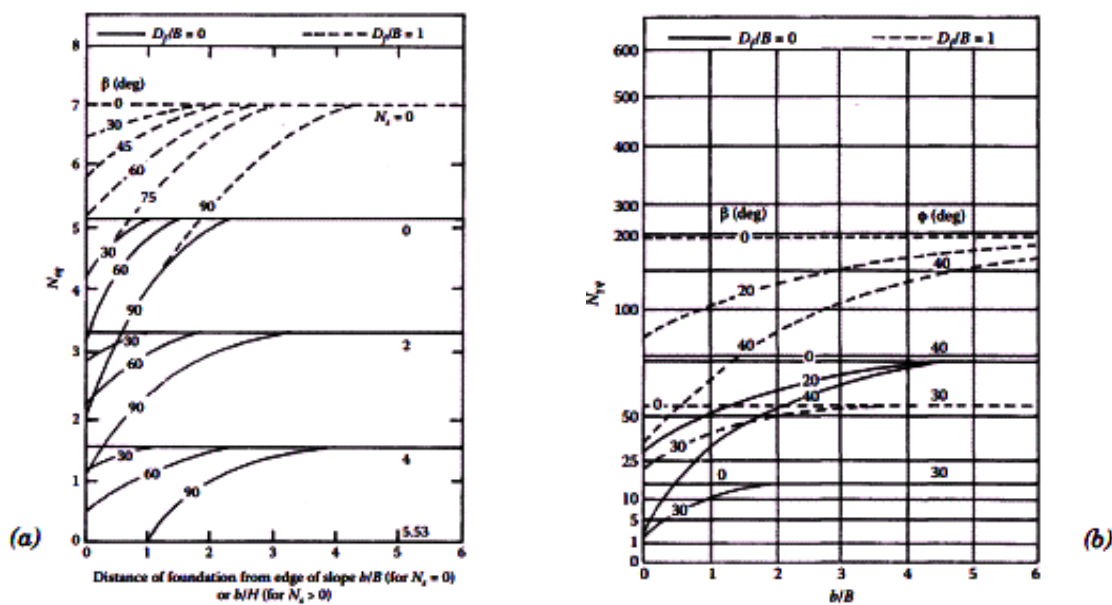


Figure 2-20 Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle β , dans le cas d'une semelle rugueuse située à proximité d'une pente ; (a) facteur de portance $N_{\gamma q}$; (b) facteur de portance $N_{c q}$. d'après Meyerhof (1957).

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 :

$$Q / A = 0.5 B N_{\gamma} g_{\gamma} + c N_c g_c + q N_q g_q \tag{2.18}$$

où : $g_{q\beta} = g_{\gamma\beta} = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$ (2.18a)

$$g_c = \frac{N_q g_q - 1}{N_q - 1} \quad (2.18b)$$

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

$$Q/A = (\pi + 2) c_u (1 - g_c^a) \quad (2.19)$$

$$\text{où : } g_c = \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad (2.19a)$$

Giroud et al (1971) ont étudié du concept des lignes de glissement, le cas de fondations situées à proximité d'une pente sur un massif symétrique par rapport à l'axe longitudinal de la semelle. Le problème a été abordé dans le cas d'une fondation bidimensionnelle établie en bord de talus. Le sol constitué par un matériau frottant (φ) et cohérent (c) régi à la rupture par la loi de Mohr-coulomb. La Figure 2.21 montre le schéma de calcul retenu. Pour la détermination des facteurs de portance $N_{\gamma\beta}$, $N_{c\beta}$ et $N_{q\beta}$, Giroud adopte l'hypothèse de superposition de Terzaghi et considère un coin de sol indéformable d'angle β_1 sous la fondation. La méthode consiste alors à calculer la butée mobilisable sous ce bloc et à chercher la géométrie du coin qui conduit aux efforts minimaux. La pression limite est ensuite déterminée par un équilibre statique entre les efforts appliqués (charge, poids du coin) et les efforts de butée disponibles. D'une manière générale, pour le terme $N_{\gamma\beta}$, les calculs montrent que l'angle β_1 du coin optimal est près de $1,2\varphi$ pour les angles de frottement $\varphi > 25^\circ$ (Figure 2.21).

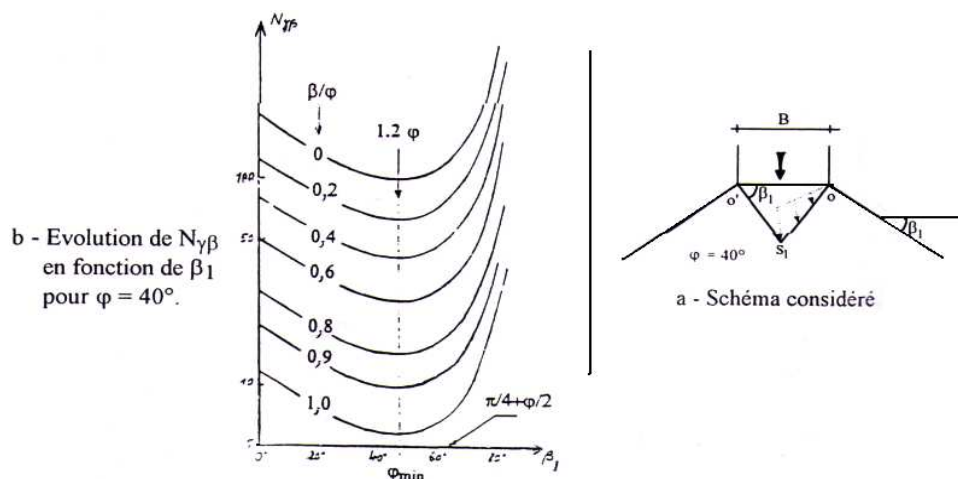


Figure 2-21 Détermination du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$, Schéma de calcul des coefficients de portance d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971).

Pour tenir compte du cas d'une fondation encastree et éloignée de la pente ($\lambda > 0$, $D/B > 0$), Giroud fait l'hypothèse que les mécanismes de rupture ne sont pas modifiés par l'encastrement et l'éloignement du bord de pente et se ramène au cas d'une fondation en crête

de talus en définissant un talus fictif bâti en reliant le bord aval de la fondation au point d'émergence de la surface de rupture sur un talus parallèle au talus naturel à une profondeur D/B . Le point S_2 est obtenu comme indiqué sur la Figure 2.22

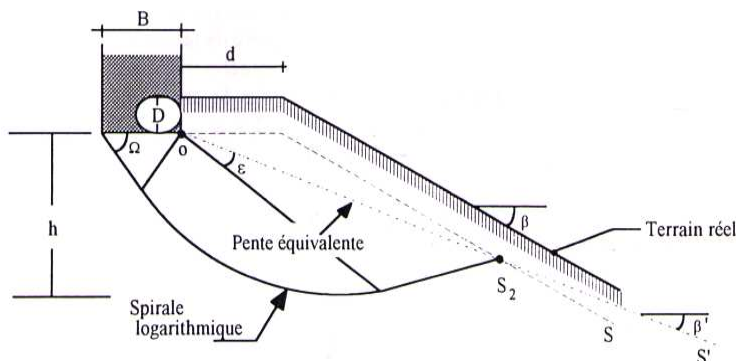


Figure 2-22 Prise en compte de l'encastrement des fondations et leur éloignement du bord du talus, d'après Giroud et al (1971).

La méthode de calcul proposée par Giroud et Tran-Vo-Nhiem a fait l'objet d'abaques très complets. Les Figure 2.23 et 2.24 donnent à titre indicatif pour le cas d'une semelle établie ($\lambda=0$) sur un talus taillé à 1/2 ($\text{tg}\beta=0,5$) dans un sol purement frottant ($c=0$) respectivement les évolutions du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$ et du coefficient réducteur de la portance i_{β} avec λ .

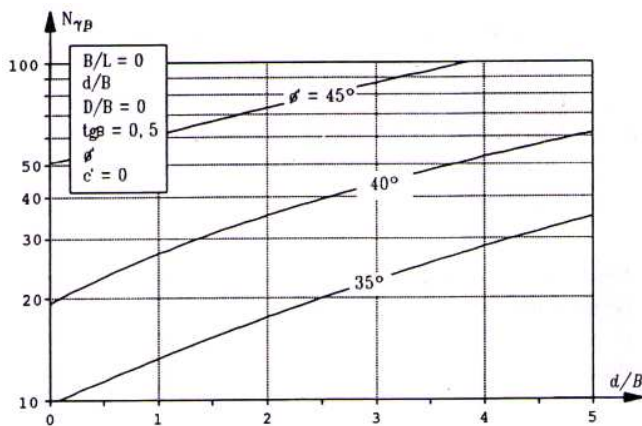


Figure 2-23 Evolution du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$ en fonction λ , D'après Giroud et al (1971).

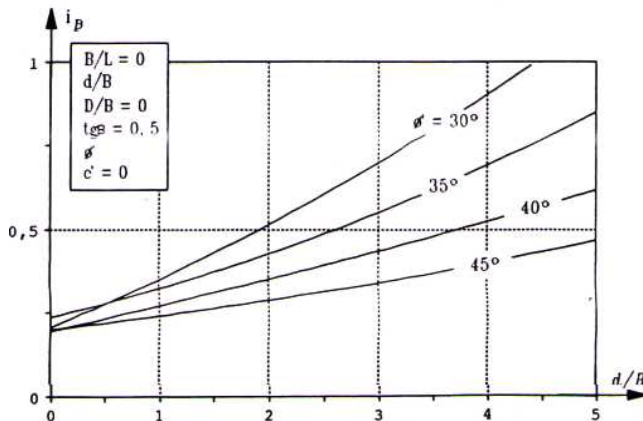


Figure 2-24 Evolution du coefficient réducteur de portance i_{β} en fonction λ , D'après Giroud et al (1971).

Graham et al. (1988) ont développé une méthode de calcul basée sur le concept des lignes de glissement. Le problème est traité dans le cas d'une fondation bidimensionnelle établie sur un sol sans cohésion ($c=0$), régi à la rupture par une loi de Mohr coulomb en plasticité parfaite. La Figure 2.25 rappelle les schémas de ruptures adoptés par Graham pour étudier la solution d'une semelle non encastrée $D/B=0$ et en crête de talus $\lambda=0$.

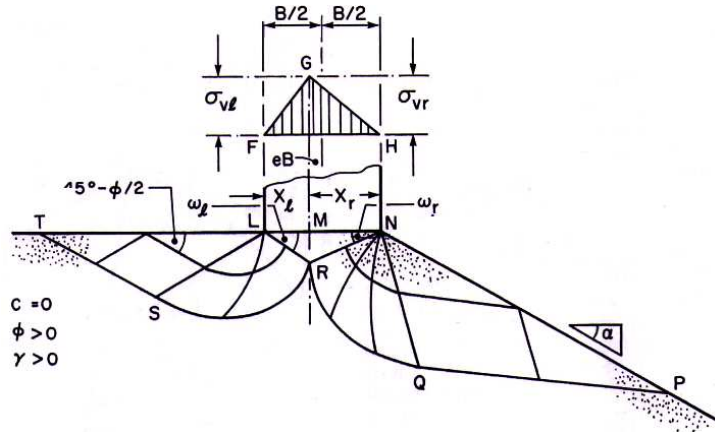


Figure 2-25 Zone de rupture pour $\lambda=0$, d'après Graham et al(1988).

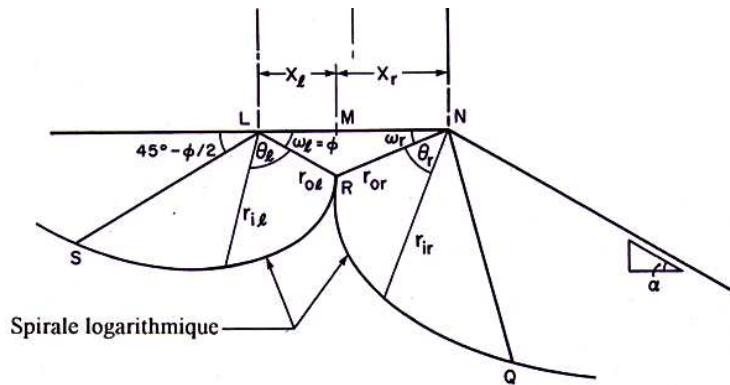


Figure 2-26 La géométrie de rupture asymétrique du coin LNR, d'après Graham et Hovan (1988).

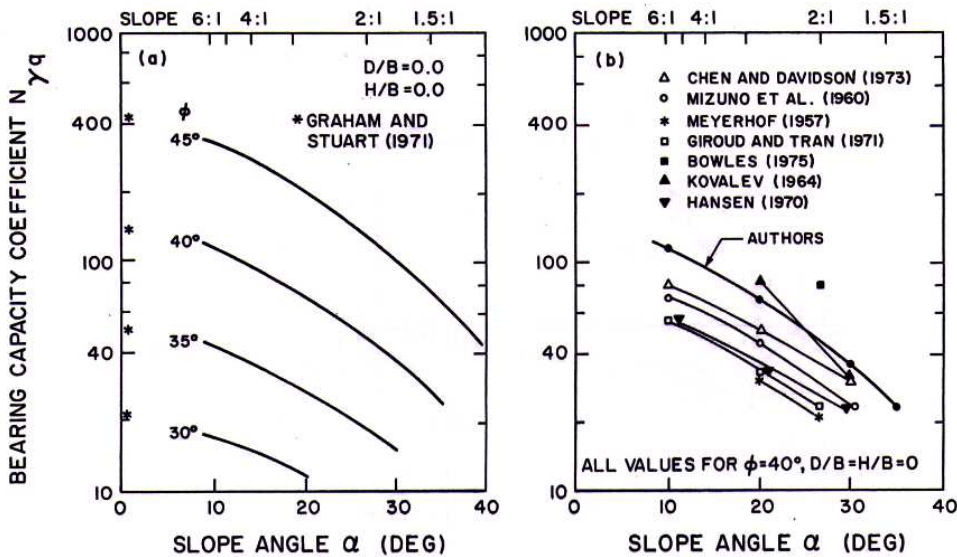


Figure 2-27 Facteur de la capacité portante $N_{\gamma q}$ en fonction de l'inclinaison de talus β° pour $D/B=\lambda=0$, d'après Graham et Hovan (1988).

Pour des configurations plus complexes ($D/B > 0$; $\lambda > 0$) d'autre hypothèse sont faites pour se ramener au cas d'effet de la surcharge, le mécanisme de rupture dans ce cas est présenté sur la Figure 2.28. Les variations de $N_{\gamma q}$ obtenues sont montrées sur les Figures 2.29 et 2.30.

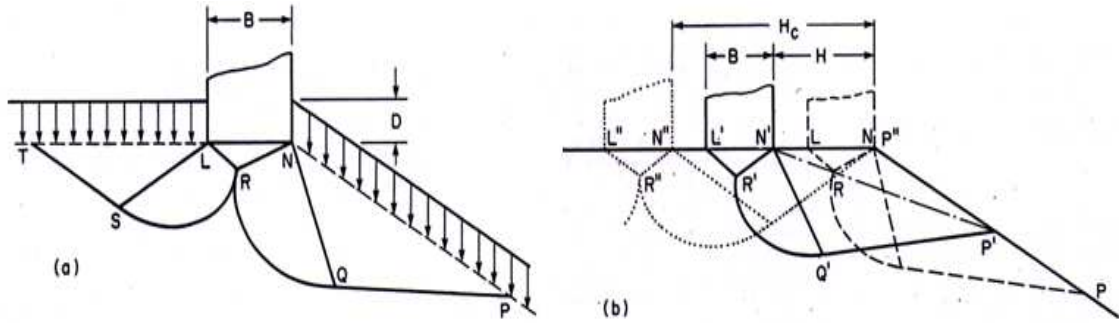


Figure 2-28 Schéma de rupture dans le cas $D/B > 0$ et $\lambda > 0$, d'après Graham et Hovan (1988).

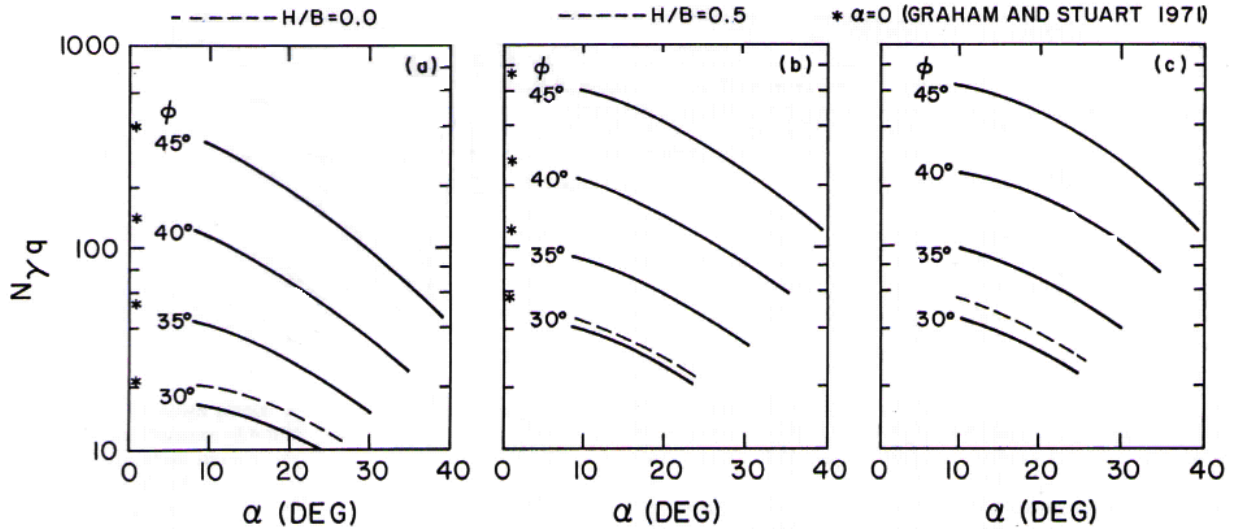


Figure 2-29 Valeurs de $N_{\gamma q}$: (a) $D/B=0$; (b) $D/B=0,5$; (c) $D/B=1$ et ($\lambda=0$ et $0,5$), d'après Graham et Hovan (1988).

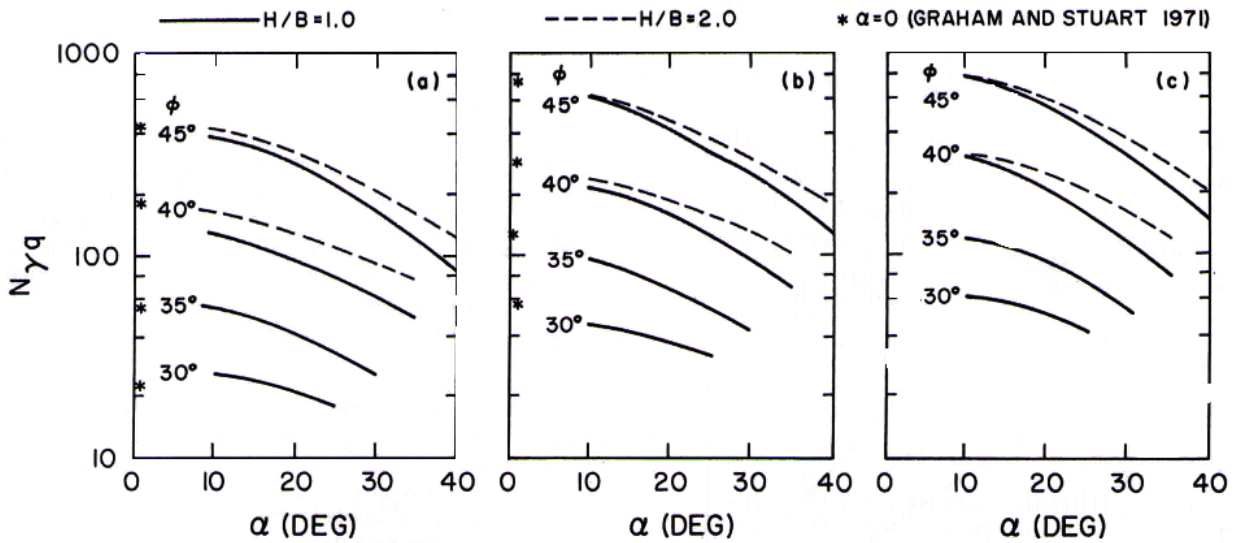


Figure 2-30 Valeurs de $N_{\gamma q}$; (a) $D/B=0$; (b) $D/B=0,5$; (c) $D/B=1$ et ($\lambda=1$ et 2), d'après Graham et Hovan (1988).

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. Ils 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 que la fondation est 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 que la rupture se produit 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 2.31, 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 :

$$\tau = m(c + \delta \tan \varphi) \tag{2.20}$$

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 :

$$N_c = \frac{P_{pc} + P_{pmc}}{cB} + \frac{(1+m) \sin \varphi \sin \varphi_m}{\sin(\varphi + \varphi_m)} \tag{2.21}$$

$$N_q = \frac{P_{pq} + P_{pmq}}{\gamma D_f B} \tag{2.22}$$

$$N_c = \frac{P_{pc} + P_{pmc}}{cB} + \frac{(1+m) \sin \varphi \sin \varphi_m}{\sin(\varphi + \varphi_m)} \tag{2.23}$$

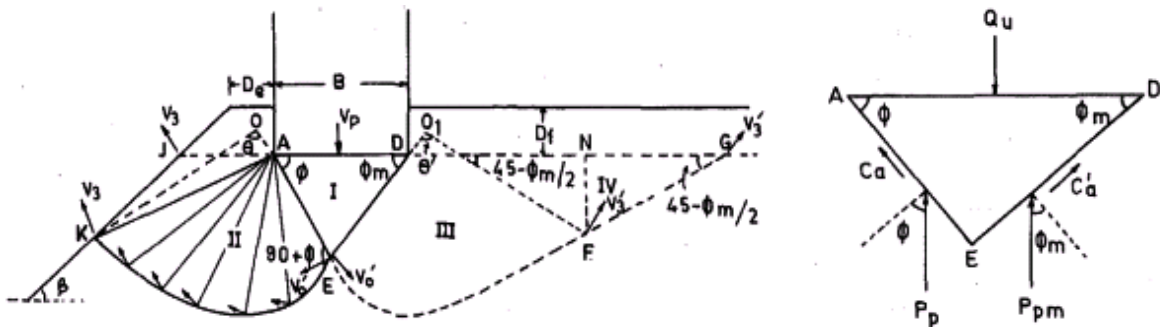


Figure 2-31 Surface de la rupture supposée par la méthode d'équilibre limite et l'analyse limite, d'après Saran et al. (1989).

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).

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

| Facteur | β° | Df/B | λ | φ (deg) | | | | | | |
|------------|---------------|-------|-----------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| | | | | 40 | 35 | 30 | 25 | 20 | 15 | 10 |
| N_γ | 30 | 0 | 0 | 25,37 | 12,41 | 6,14 | 3,20 | 1,26 | 0,70 | 0,10 |
| | 20 | | | 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 |
| | 0 | 0 | 1 | 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 | | | 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 | 1 | 0 | 165,39 | 66,59 | 28,89 | 13,12 | 6,05 | 2,74 | - |
| | 30 | | | 91,87 | 49,43 | 26,39 | - | - | - | - |
| | 25 | | | 115,65 | 59,12 | 28,80 | - | - | - | - |
| 20 | 143,77 | | | 66,00 | 28,80 | - | - | - | - | |
| ≤ 15 | 1 | 1 | 165,39 | 66,59 | 28,80 | - | - | - | - | |
| 30 | | | 131,34 | 64,37 | 28,80 | - | - | - | - | |
| 25 | | | 151,37 | 66,59 | 28,80 | - | - | - | - | |
| ≤ 20 | 1 | 1 | 166,39 | 66,59 | 28,80 | - | - | - | - | |
| 30 | | | 12,13 | 16,42 | 8,98 | 7,04 | 5,00 | 3,60 | - | |
| N_q | 20 | 1 | 0 | 12,67 | 19,48 | 16,80 | 12,70 | 7,40 | 4,40 | - |
| | <10 | | | 81,30 | 41,40 | 22,50 | 12,70 | 7,40 | 4,40 | - |
| | 30 | 1 | 1 | 28,31 | 24,14 | 22,50 | - | - | - | - |
| | 20 | | | 42,25 | 41,40 | 22,50 | - | - | - | - |
| | <10 | | | 81,30 | 41,40 | 22,50 | - | - | - | - |
| | N_c | 50 | 0 | 0 | 21,68 | 16,52 | 12,60 | 10,00 | 8,60 | 7,10 |
| 40 | | 31,80 | | | 22,44 | 16,64 | 12,80 | 10,04 | 8,00 | 6,25 |
| 30 | | 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 |
| <10 | | 88,96 | | | 55,36 | 36,50 | 24,72 | 17,36 | 12,61 | 9,44 |
| 50 | | 0 | 1 | 38,80 | 30,40 | 24,20 | 19,70 | 16,42 | - | - |
| 40 | | | | 48,00 | 35,40 | 27,42 | 21,52 | 17,28 | - | - |
| 30 | | | | 59,64 | 41,07 | 30,92 | 23,60 | 17,36 | - | - |
| 20 | | | | 75,12 | 50,00 | 35,16 | 27,72 | 17,36 | - | - |
| <10 | | 0 | 0 | 95,20 | 57,25 | 36,69 | 24,72 | 17,36 | - | - |
| 50 | | | | 35,97 | 28,11 | 22,38 | 18,38 | 15,66 | 10,00 | - |
| 40 | | | | 51,1 | 37,95 | 29,42 | 22,75 | 17,32 | 12,16 | - |
| 30 | | | | 70,59 | 50,37 | 36,20 | 24,72 | 17,36 | 12,16 | - |
| 20 | | | | 93,79 | 57,20 | 36,20 | 24,72 | 17,36 | 12,16 | - |
| <10 | | 1 | 1 | 95,20 | 57,20 | 36,20 | 24,72 | 17,36 | 12,16 | - |
| 50 | | | | 53,65 | 42,47 | 35,00 | 24,72 | - | - | - |
| 40 | | | | 67,98 | 51,61 | 36,69 | 24,72 | - | - | - |
| 30 | | | | 85,38 | 57,25 | 36,69 | 24,72 | - | - | - |
| <20 | 95,20 | | | 57,25 | 36,69 | 24,72 | - | - | - | |

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 2.32 présente le schéma de rupture adoptée par Kusakabe (1981) qui est en bon accord avec les surfaces de rupture réelle. La Figure 2.34 montre les surfaces de rupture des facteurs N_c et N_γ en fonction du rapport et la hauteur normalisée h de talus.

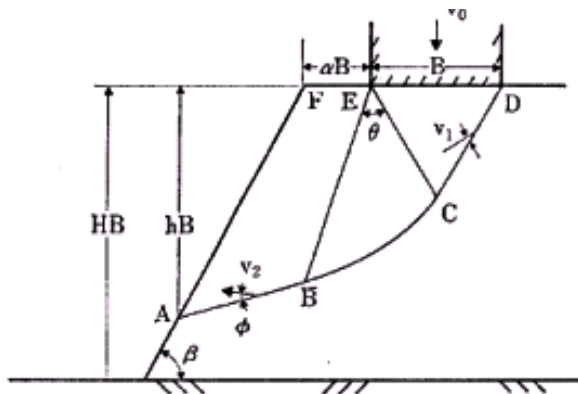


Figure 2-32 Mécanisme de rupture, d'après Kusakabe et al. (1981).

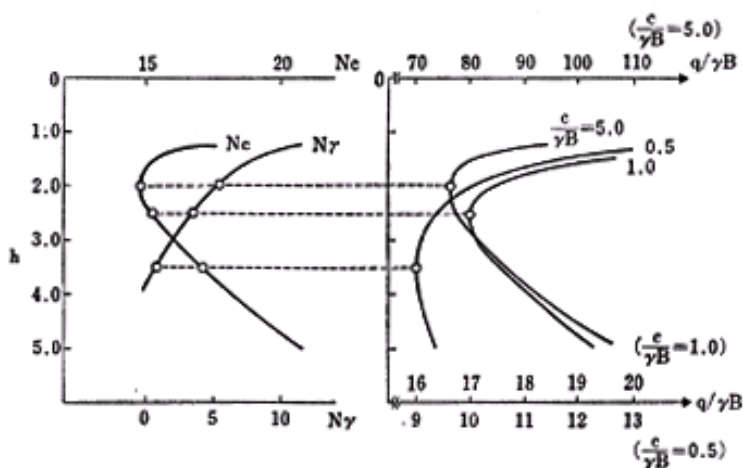


Figure 2-33 Valeurs critiques de N_c et N_γ en fonction $c/\gamma B$ et h pour ($\beta=45^\circ$ et $\alpha.B=1$), d'après Kusakabe et al. (1981).

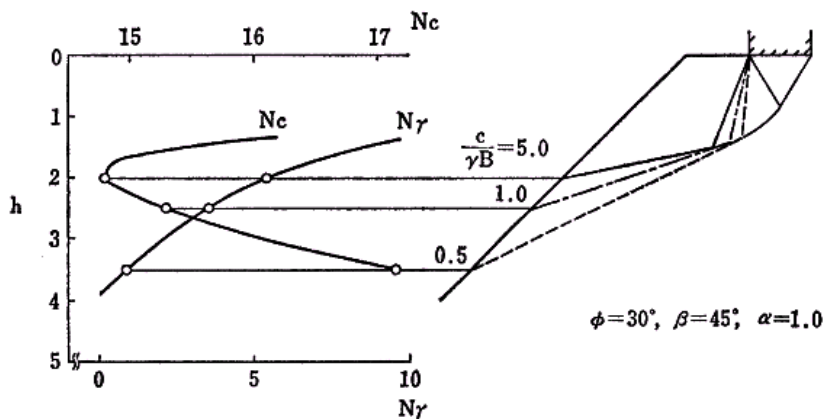


Figure 2-34 variation des surfaces de rupture et des valeurs de N_c et N_γ en fonction $c/\gamma B$ et h pour ($\beta=45^\circ$ et $\alpha.B=1$), d'après Kusakabe et al. (1981).

Salençon et al. (1983) ont appliqué au cas de fondations établies à proximité d'une pente la théorie de calcul à la rupture. La méthode proposée comporte donc une approche « statique » et une approche « cinématique ».

La Figure 2.35 montre les schémas de rupture et les principales hypothèses adoptées par Salençon, comme dans la méthode de Kusakabe les zones I et III sont supposées être des blocs rigides et la zone intermédiaire II un secteur déformable.

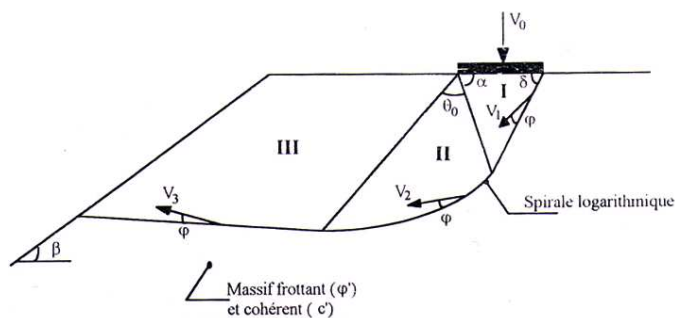


Figure 2-35 Schéma de rupture et hypothèse adoptés par Salençon et al. (1983)-approche cinématique.

Les Figures (2.36-2.37) présentent les principaux résultats obtenus avec cette méthode pour le cas d'un talus à 1/2 ($\text{tg}\beta=0,5$) dans un sol pulvérulent ($c=0$).

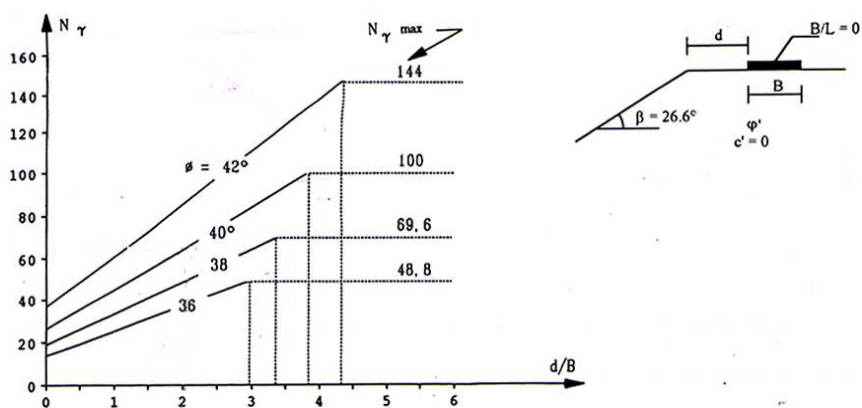


Figure 2-36 Evolution du facteur de portance N_γ en fonction λ , d'après Salençon et al (1983).

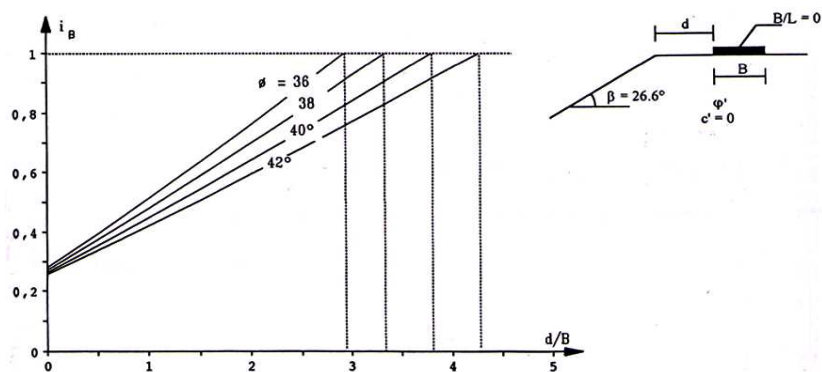


Figure 2-37 Evolution du coefficient de réduction de portance i_β en fonction λ , d'après Salençon et al (1983).

Tatsuoka, Huang et Morimoto (1989) ont étudié la capacité portante de fondations établies à proximité d'une pente à partir de la méthode des caractéristiques. Tatsuoka a prouvé que la solution théorique de Graham est correcte. Ils ont supposé que le sable étudié a un comportement complètement différent d'un matériau plastique. En outre, la charge maximale d'un sable a atteint le pic avant que la rupture soit complètement développée. Par conséquent, si l'on considère que la force maximale (pic) est mobilisée au long de la ligne de glissement, donc on trouve une surestimation dans la capacité portante.

Azzouz et al (1983) ont utilisé la méthode d'équilibre limite basée sur le principe des arcs circulaires, pour étudier la capacité portante d'une fondation carrée, filante et repose sur un sol caractérisé par un angle de frottement $\phi=0$ et une cohésion $c=s_u$ (Figure 2.38)

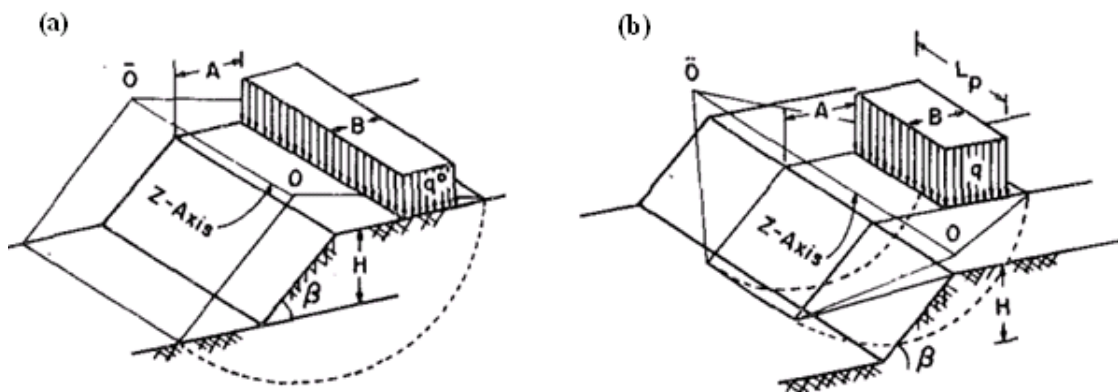


Figure 2-38 Description du problème, d'après Azzouz et al. (1983).

Les Figures 2.39-2.44 présentent la variation du coefficient de la capacité portante N_c en fonction de la distance normalisée d'une fondation superficielle filante et carrée respectivement.

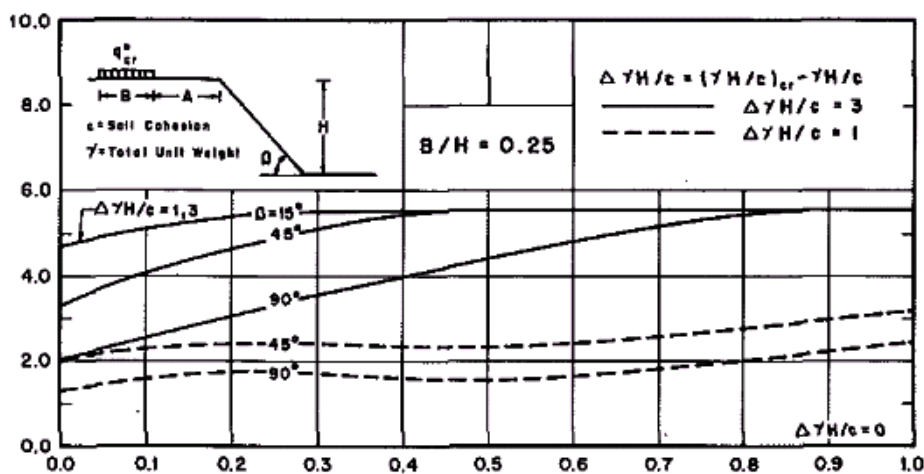


Figure 2-39 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d'une fondation filante pour $B/H=0,25$, d'après Azzouz et al. (1983).

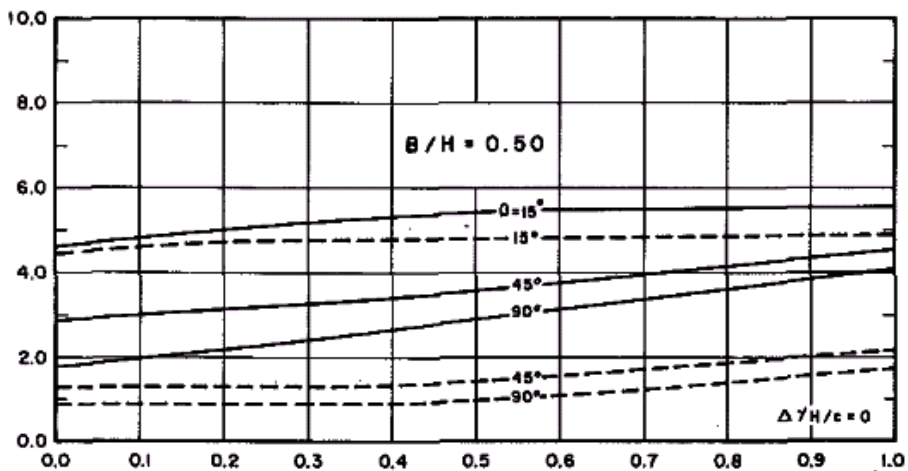


Figure 2-40 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d'une fondation filante pour $B/H=0,5$; d'après Azzouz et al. (1983).

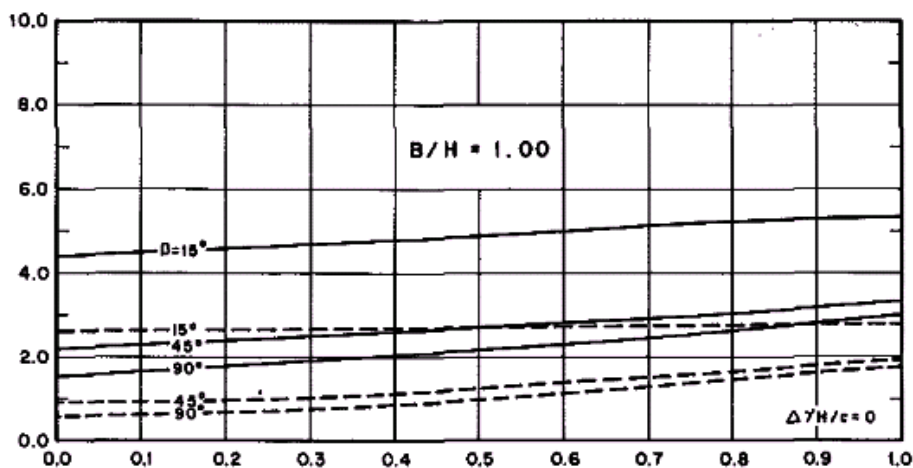


Figure 2-41 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d'une fondation filante pour $B/H=1$, d'après Azzouz et al. (1983).

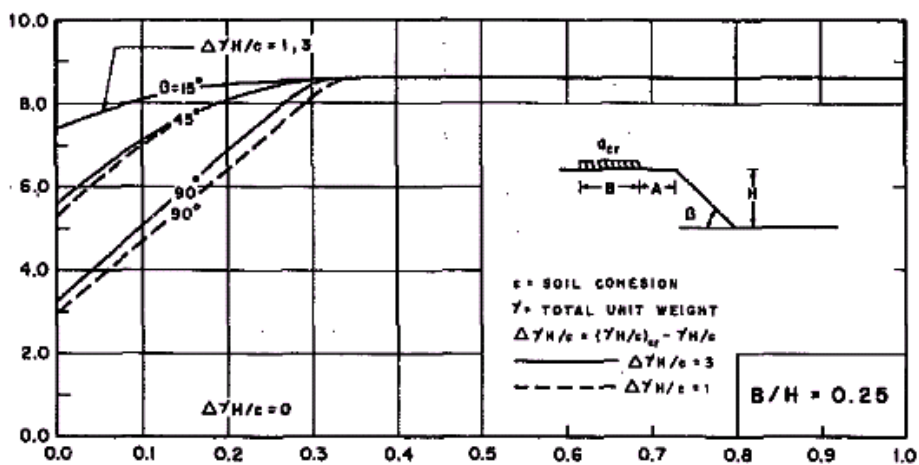


Figure 2-42 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d'une fondation carrée pour $B/H=0,25$; d'après Azzouz et al. (1983).

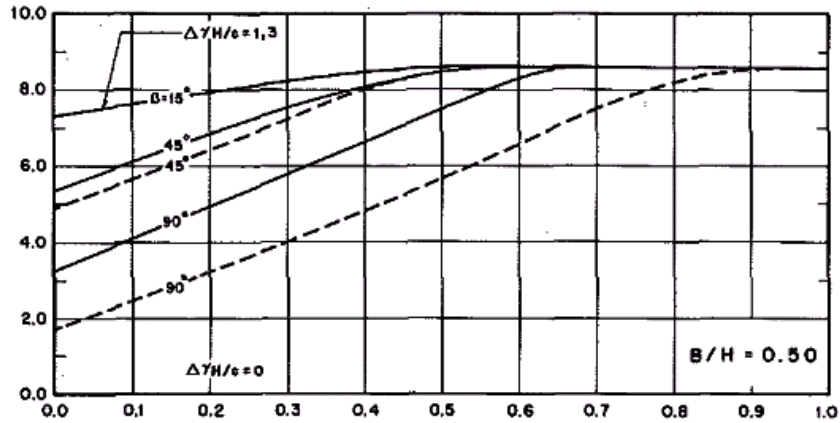


Figure 2-43 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d d'une fondation carrée pour $B/H=0,5$; d'après Azzouz et al. (1983).

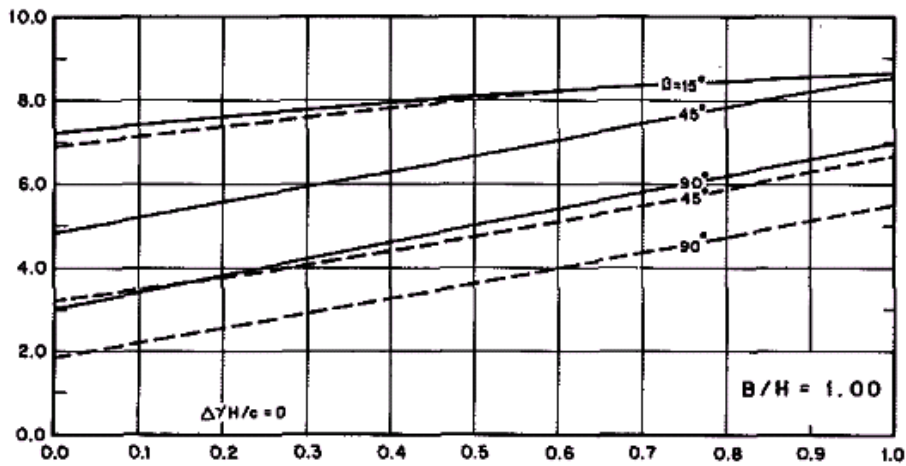


Figure 2-44 Variation de N_c en fonction de la distance normalisée d d'une fondation carrée pour $B/H=1$; d'après Azzouz et al. (1983).

Narita et Yamaguchi (1990) ont étudié la capacité portante de fondations établies à proximité d'une pente, à partir d'un concept d'équilibre limite et en supposant que la surface de rupture n'est composée que d'une seule spirale logarithmique passant par le bord amont de la semelle (Figure 2.45). La méthode consiste alors à rechercher la spirale conduisant à la charge limite la plus faible. Le sol a été considéré frottant et cohérent régi à la rupture par le critère de Mohr-Coulomb. D'après la méthode de logarithmique spirale, Narita et Yamaguchi (1990) ont proposé les facteurs de la capacité portante des fondations superficielles à proximité d'une pente, sous un chargement vertical centré comme suit :

$$N_q = \frac{Q_q}{2bp_0} = \frac{(\lambda + 1) \cos^2(\alpha + \omega)}{\cos^2 \alpha} \tag{2.24}$$

$$N_c = \frac{Q_c}{2bc} = \frac{\lambda}{\mu \cos^2 \alpha} = (N_q - 1) \cot \phi \tag{2.25}$$

$$N_\gamma = \frac{Q_\gamma}{2\gamma b^2} = -\frac{9f(\alpha)}{16 \cos^3 \alpha} \tag{2.26}$$

où : $f(\alpha) = g(\alpha) + \exp(3\mu\omega) \cos^2(\alpha + \omega) \times \sin(\alpha + \omega) - \cos^2 \alpha \sin \alpha$ (2.26a)

$$g(\alpha) = (2/1 + 9\mu^2) \left[\exp(3\mu\omega) \{3\mu \cos(\alpha + \omega) + \sin(\alpha + \omega)\} - 3\mu \cos \alpha - \sin \alpha \right] \tag{2.26b}$$

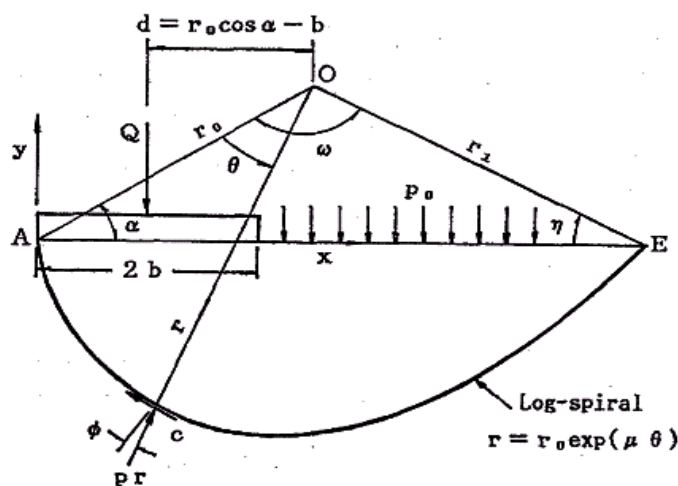


Figure 2-45 surface de glissement, d'après Narita et Yamaguchi (1990).

La Figure 2.46 indique les schémas d'équilibre de moment pour chaque facteur de la capacité portante N_c , N_q , N_γ respectivement.

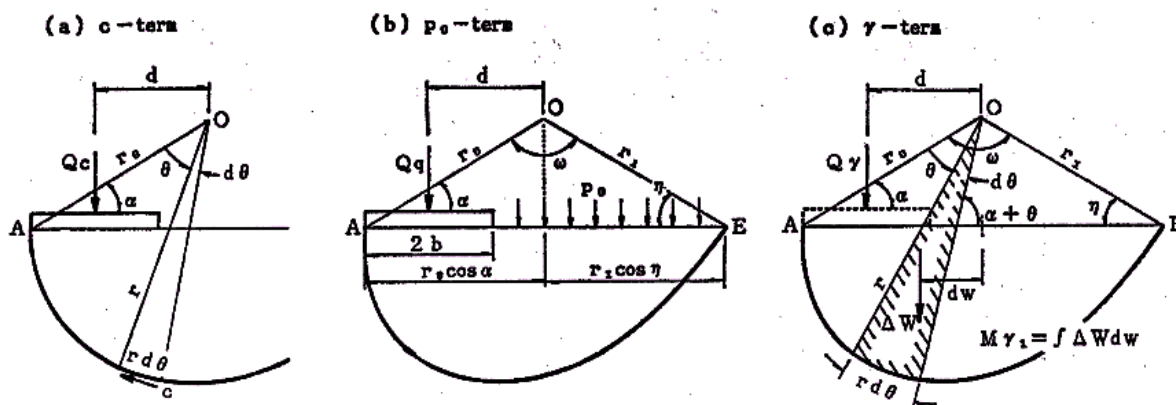


Figure 2-46 équilibre de moment, d'après Narita et Yamaguchi (1990).

Le tableau 2.5 présente les résultats des facteurs de la capacité portante obtenus d'après la méthode de spirale logarithmique 'SL' a Narita et Yamaguchi (1990), Terzaghi 'T' (1945) et Caquot-Kérisel 'CK' (1953).

Tableau 2-5 Facteur de la capacité portante, d'après Narita et Yamaguchi (1990).

| φ° | N_c | | | N_q | | | N_γ | | |
|-----------------|-------|------|-------|-------|------|-------|------------|------|-------|
| | SL | T | CK | SL | T | CK | SL | T | CK |
| 0 | 5,52 | 5,71 | 5,14 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| 5 | 7,09 | 7,32 | 6,49 | 1,62 | 1,64 | 1,57 | 0,38 | 0,0 | 0,45 |
| 10 | 9,31 | 9,64 | 8,35 | 2,64 | 2,70 | 2,47 | 1,27 | 1,2 | 1,22 |
| 15 | 12,53 | 12,8 | 10,98 | 4,36 | 4,44 | 3,94 | 3,19 | 2,4 | 2,65 |
| 20 | 17,39 | 17,7 | 14,83 | 7,33 | 7,48 | 6,40 | 7,32 | 4,5 | 5,39 |
| 25 | 25,02 | 25,0 | 20,72 | 12,67 | 12,7 | 10,66 | 16,52 | 9,2 | 10,88 |
| 30 | 37,60 | 37,2 | 30,14 | 22,71 | 22,5 | 18,40 | 38,07 | 20,0 | 22,40 |
| 35 | 59,65 | 57,8 | 46,12 | 42,77 | 41,4 | 33,30 | 92,48 | 44,0 | 48,03 |
| 40 | 101,3 | 95,6 | 75,31 | 86,01 | 81,2 | 64,20 | 243,9 | 114 | 109,4 |
| 45 | 187,9 | 172 | 133,9 | 188,9 | 173 | 134,9 | 724,4 | 320 | 271,8 |

Le tableau ci dessous (2.6) présente les résultats de la charge limite d'après Narita et Yamaguchi (1990) pour différents positions de la fondation λ .

Tableau 2-6 La charge limite, d'après Narita et Yamaguchi (1990).

| λ | φ° | q_{s1} | $q_{s2} (q_{s2}/q_{s1})$ | $q_{ck} (q_{ck}/q_{s2})$ |
|-----------|-----------------|----------|--------------------------|--------------------------|
| 0,0 | 0 | 271 | 271(100) | 252(93) |
| | 10 | 618 | 582(94) | 530(91) |
| | 20 | 1,685 | 1,570(95) | 1,256(80) |
| | 30 | 5,798 | 5,582(96) | 3,679(66) |
| | 40 | 29,510 | 28,900(98) | 14,430(50) |
| 0,5 | 0 | 369 | 369(100) | 350(95) |
| | 10 | 880 | 841(96) | 772(92) |
| | 20 | 2,413 | 2,269(95) | 1,884(82) |
| | 30 | 8,162 | 7,809(96) | 5,484(70) |
| | 40 | 38,620 | 37,340(97) | 20,730(56) |
| 1,0 | 0 | 467 | 467(100) | 448(96) |
| | 10 | 1,138 | 1,099(96) | 1,010(92) |
| | 20 | 3,149 | 3,012(96) | 2,511(83) |
| | 30 | 10,480 | 10,040(96) | 7,289(73) |
| | 40 | 47,600 | 45,770(96) | 27,030(59) |

Michalowski et al. (2010) ont utilisé la méthode d'analyse limite pour étudier le problème de la stabilisation des pentes en 3D constituant un sol purement cohérent sous un chargement surfacique vertical, supposant comme une fondation superficielle carrée. Michalowski et al. (2010) ont proposé un mécanisme de rupture pour le cas d'un sol purement cohérent, comme indiqué sur la Figure 2.43 (a ; b et c).

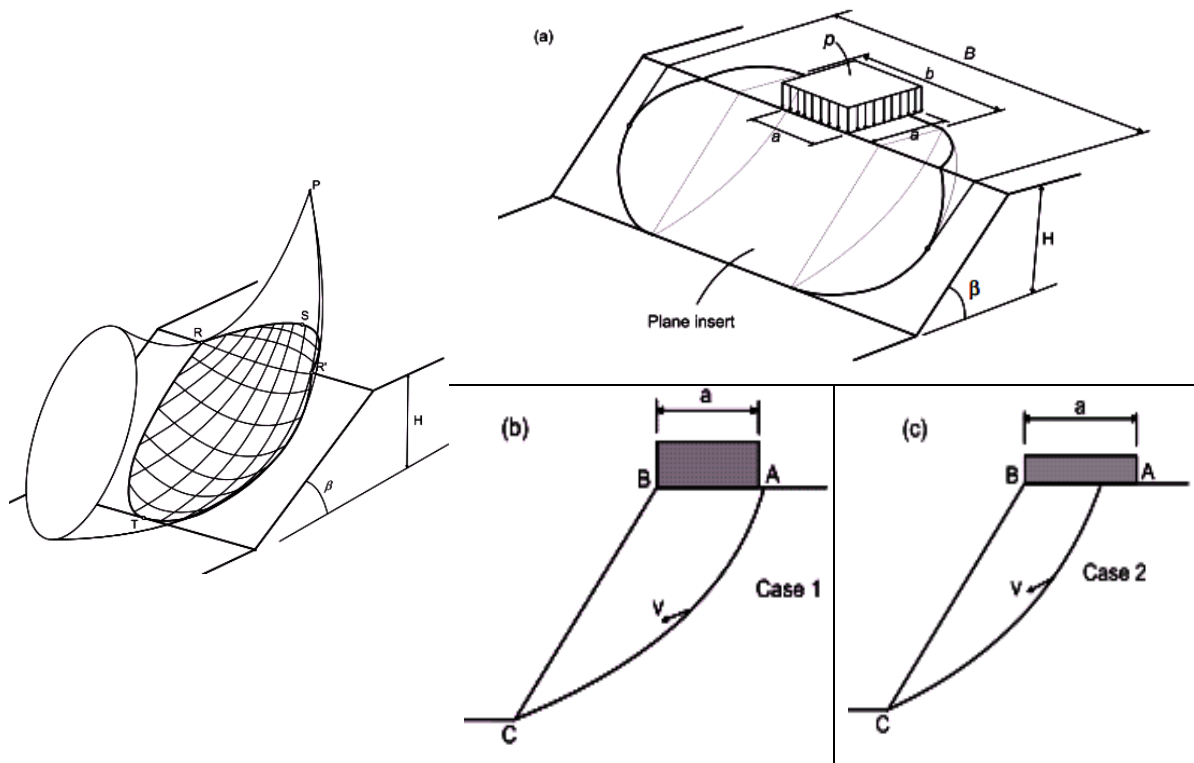


Figure 2-47 Définition du problème, d'après Michalowski et al. (2010).

Michalowski et al. (2010) ont proposé des diagrammes de calcul de la charge limite pour différents paramètres. Les Figures 2.48-2.49 présentent les résultats de rapport $F/\tan\phi$ en fonction $c/\gamma H \tan\phi$ pour différents angle d'inclinaison de la pente β et hauteur normalisée de la pente B/H .

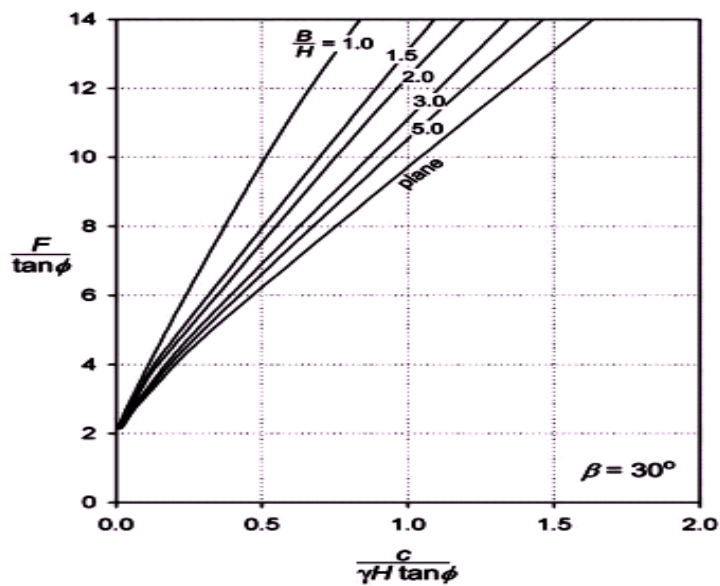


Figure 2-48 Variation de la charge limite $F/\tan\phi$ en fonction de $c/\gamma H \tan\phi$ pour $\beta=30^\circ$, d'après Michalowski et al. (2010).

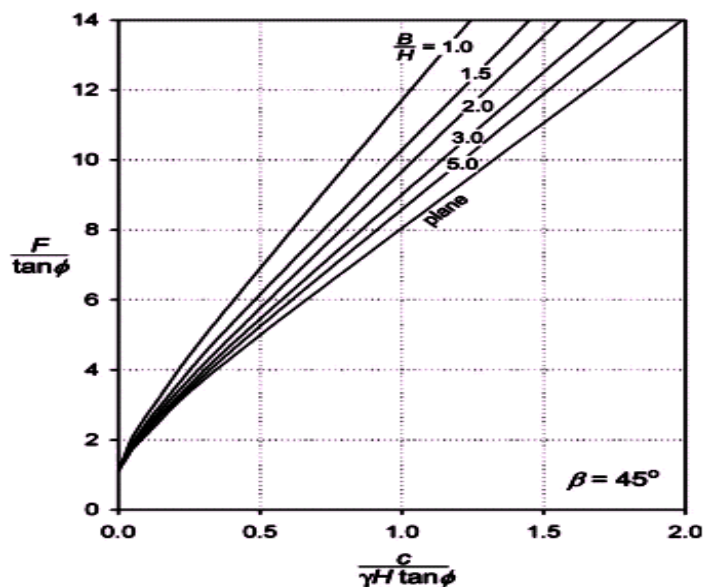


Figure 2-49 Variation de la charge limite $F/\tan\phi$ en fonction de $c/\gamma H \tan\phi$ pour $\beta=45^\circ$, d'après Michalowski et al. (2010).

La Figure 2.50 présente les résultats de rapport $\gamma H/c$ en fonction B/H pour différents rapport $P/\gamma H$ une fondation posée à proximité d'une pente d'un angle $\beta=45^\circ$ et caractérisé par un angle de frottement $\phi=15^\circ$.

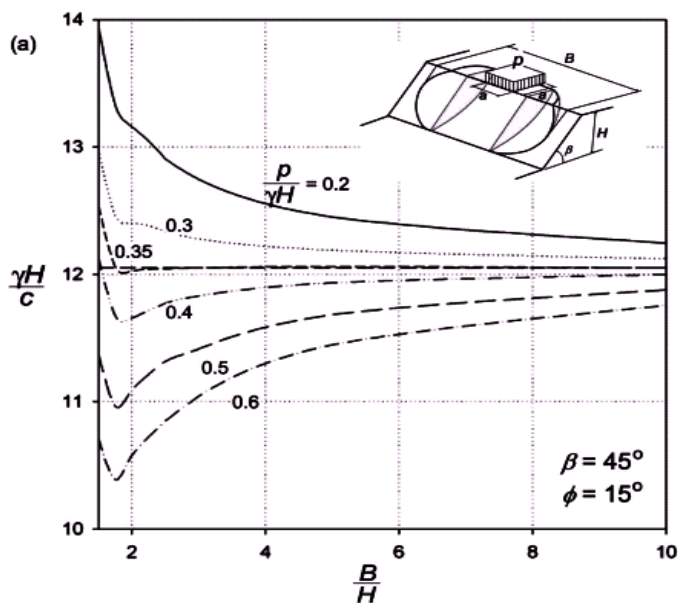


Figure 2-50 Variation de la $\gamma H/c$ en fonction B/H pour $\beta=45^\circ$ et $\phi=15^\circ$, d'après Michalowski et al. (2010).

La Figure 2.51 présente les résultats de rapport b/B en fonction B/H pour différents angle de frottement de sol $\phi=15^\circ$ et 30° d'une fondation posée à proximité d'une pente d'un angle $\beta=45^\circ$.

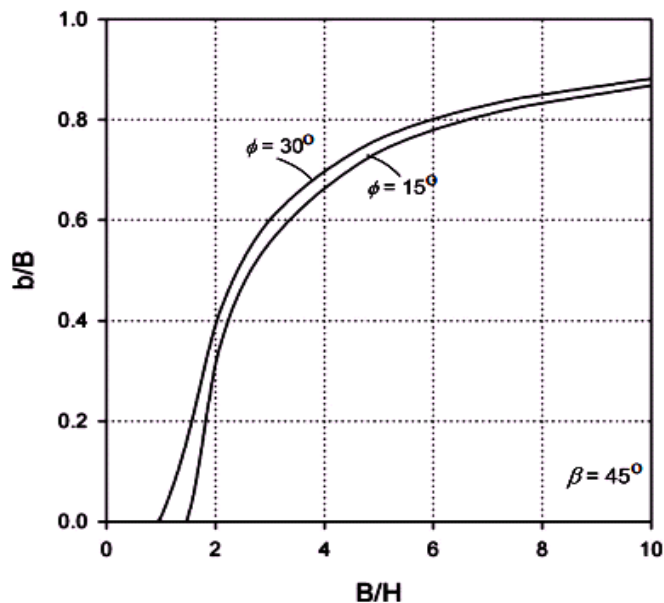


Figure 2-51 Variation de la b/H en fonction B/H pour $\beta=45^\circ$ et $\phi=15^\circ$ et 30° , d'après Michalowski et al. (2010).

La Figure 2.52 présente les résultats de rapport $c_u/\gamma HF$ en fonction de l'inclinaison de la pente β pour différents hauteur de la pente B/H .

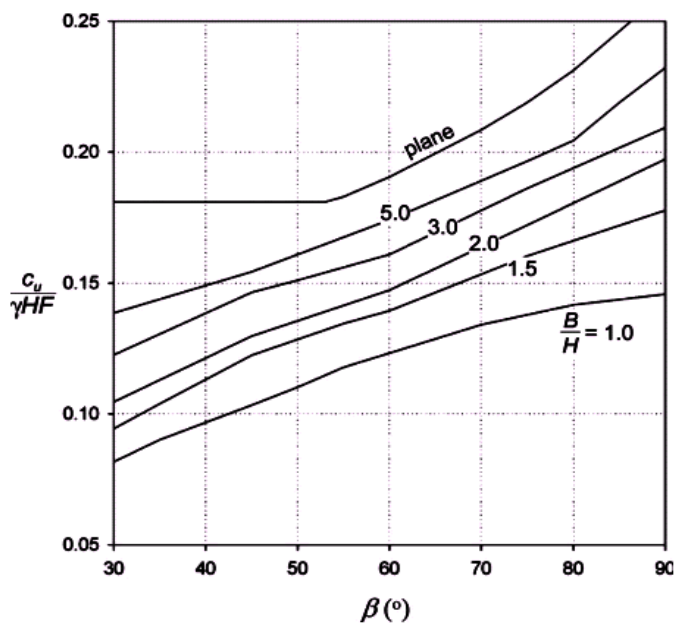


Figure 2-52 Variation de $c_u/\gamma HF$ en fonction pour $\beta=90^\circ$, d'après Michalowski et al. (2010).

Tableau 2-7 Les valeurs critiques de la $c/\gamma B \tan \varphi$ ($\times 102$) pour angle d'inclinaison de la pente $\beta=45^\circ$, d'après Michalowski (2010).

| φ (deg) | $\frac{1}{\tan \varphi}$ | 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 |

Georgiadis (2009) a étudié le problème de la capacité portante d'une fondation superficielle non encastrée, rigide et rugueuse de largeur B , repose sur un massif cohérent et située à une distance λ de la crête d'une pente qui fait l'angle β avec l'horizontale, soumise à une charge verticale centrée (Figure 2.56), déterminée par simulation numérique aux éléments finis grâce au code Plaxis.

La Figure (2.57) montre les schémas de rupture pour ce cas. Georgiadis (2009) a proposé trois types de mécanisme de rupture ; mécanisme de rupture de la capacité portante (a,b), mécanisme de rupture de talus général(c).

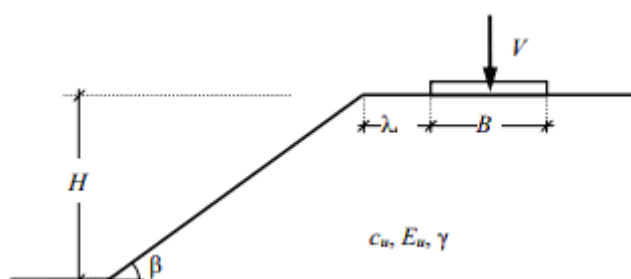


Figure 2-53 Définition du problème, d'après Georgiadis (2009).

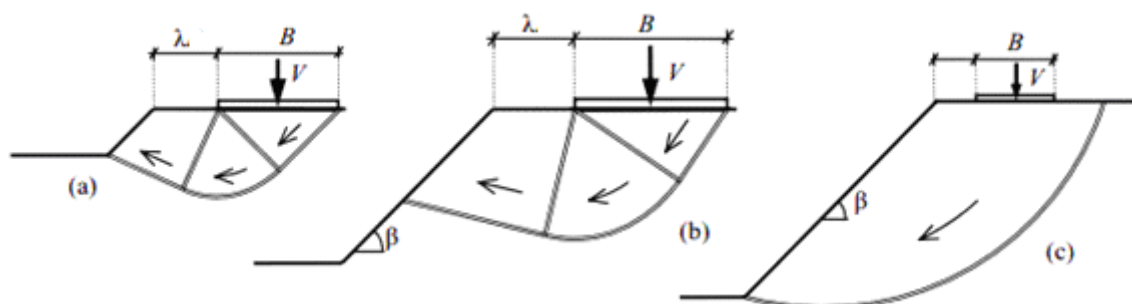


Figure 2-54 Modes de rupture, d'après Georgiadis (2009).

Ce problème a été effectué en déformation plane. Le sol a été modélisé par éléments triangulaires avec un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, tandis que la fondation a été modélisée comme rugueuse avec des éléments poutres et avec la même résistance au cisaillement et le module de cisaillement de l'interface et des éléments de sols adjacents. Les éléments d'interface ont été placés entre la fondation et le sol. La Figure 2.58 montre un exemple de maillage utilisé pour le cas d'une pente de 45° de 7,5 m de hauteur et la distance normalisée $\lambda = 2$ m.

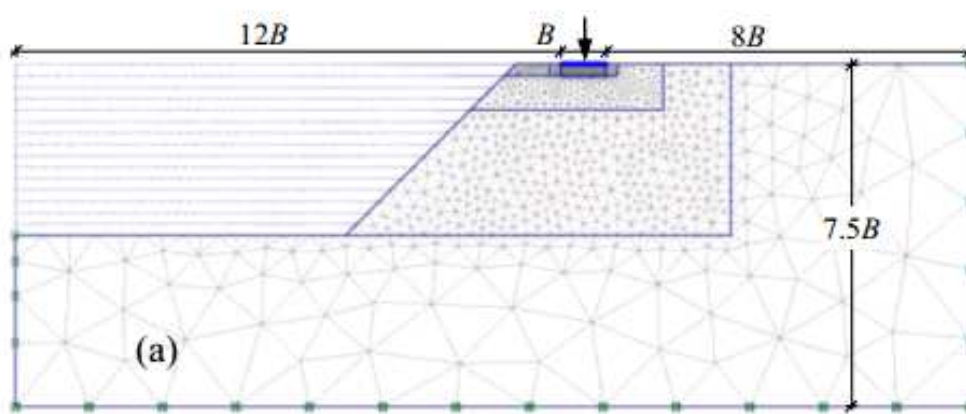


Figure 2-55 Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente, d'après Georgiadis (2009).

Georgiadis (2009) a proposé des abaques de calcul permettant d'obtenir le facteur de portance N_c pour n'importe quelle valeur de rapport $c_u/B\gamma$, d'angle de la pente β , de la distance normalisée λ et la hauteur de la pente normalisée H/B et a développé une équation pour déterminer le coefficient non drainé N_c en fonction de la cohésion, poids volumique de sol, la largeur de la semelle, la distance de la semelle par rapport à la pente, l'angle de la pente et la hauteur de la pente.

For $\lambda < \lambda_0$:

$$N_c = N_{co} + (5,14 - N_{co}) \frac{\lambda}{\lambda_0} \left[1 + \frac{\beta}{2} \left(1 - \frac{\lambda}{\lambda_0} \right) \right] \quad (2.27)$$

$$\text{Sachant que : } N_{co} (N_c \text{ pour } \lambda = 0) = 5,14 - \frac{2\beta}{1 - \frac{\gamma\beta}{5,14 \times c_u}} \quad (\beta \text{ en rads}) \quad (2.27a)$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{5,14}{2} \right)^\beta, \quad (\beta \text{ en rads}) \quad (2.27b)$$

$$\text{For } \lambda \geq \lambda_0: \quad N_c = 5,14 \quad (2.28)$$

Aussi, Georgiadis (2009) a proposé des procédures pour calculer le coefficient de la capacité portante N_c à partir de l'équation qui a proposé et les diagrammes de calcul qui sont présentés sur les Figures 2.59 à 2.61, comprenant les étapes suivantes :

- Le rapport $c_u/\gamma B$ est calculé ;
- Si le rapport $c_u/\gamma B \geq 2,5$; la détermination du coefficient de la capacité portante N_c est calculée à partir de l'équation 2.21- Si le rapport $1,5 \leq c_u/\gamma B < 2,5$ et $\beta = 30^\circ$ la détermination du coefficient de la capacité portante N_c est calculée à partir de l'équation 2.21 ;
- Pour les autres combinaisons du rapport $c_u/\gamma B$ et l'angle d'inclinaison de la pente β , ils sont déterminés à partir des abaques qui sont présentés sur les Figures 2.62 à 2.65 ;
- Pour des rapports H/B inférieur à la valeur limite de 0,25 ; 0,5 ; ou 0,75 pour les pentes des angles de 15° ; 30° et 45° , respectivement, la valeur de N_c peut être augmentée en utilisant l'interpolation linéaire entre cette valeur pour la valeur limite qui correspondent la valeur limite du rapport H/B et 5,14 pour $H/B=0$;
- Pour les rapports H/B supérieur à $0,8H_0/B$ la valeur du coefficient de N_c est probablement diminue à partir de l'interpolation linéaire entre cette valeur $H/B = 0,8H_0/B$ et 0 à $H/B=H_0/B$. la hauteur de la pente H_0 correspondant à la valeur de la stabilisation de la pente 5,33 et égale à $H_0=5,33c_u/\gamma$.

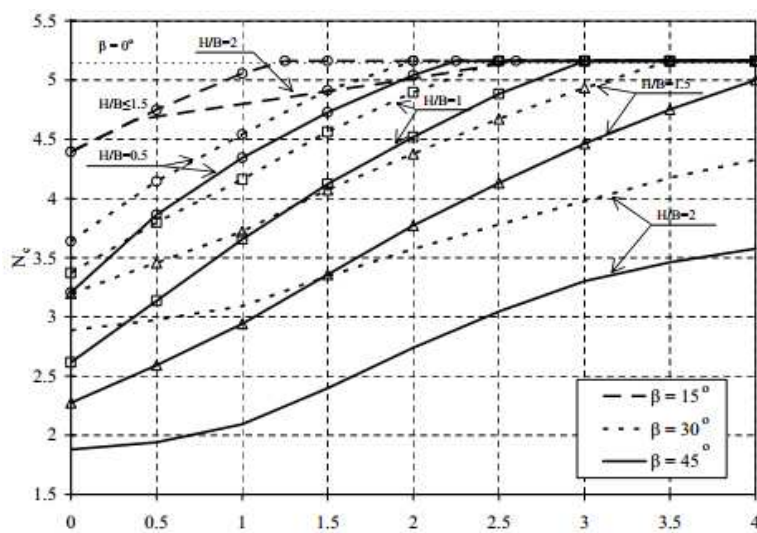


Figure 2-56 Variation de N_c avec λ pour $c/\gamma B=0,5$; d'après Georgiadis (2009).

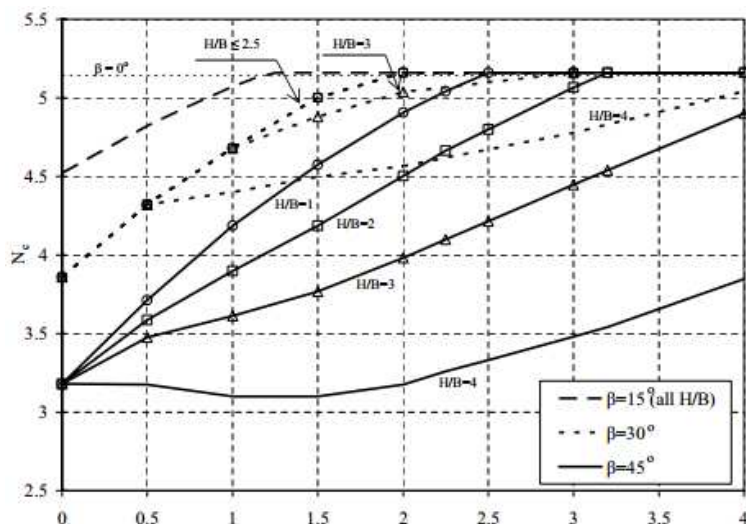


Figure 2-57 Variation de N_c avec λ pour $c/\gamma B=1$, d'après Georgiadis (2009).

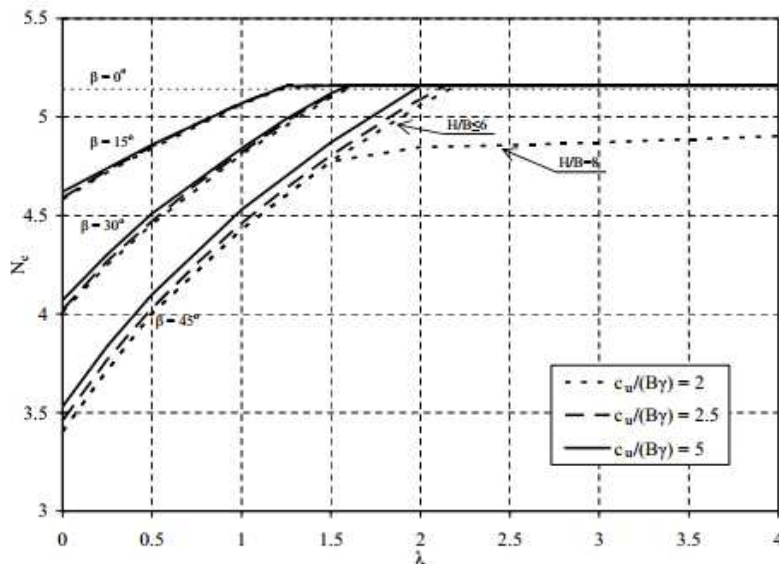


Figure 2-58 Variation de N_c avec λ pour $c/\gamma B=2 ; 2,5 ; 5$, d'après Georgiadis (2009).

Shiau et al (2011) ont déterminé la capacité portante d'une semelle filante non encastree, rigide et rugueuse de largeur B , repose sur un massif de sol cohérent et située à une distance λ de la crête d'une pente qui fait l'angle β avec l'horizontale. Shiau et al (2011) ont utilisé la méthode numérique basé sur les bornes supérieures et inférieures, comme présenté sur la Figure 2.62.

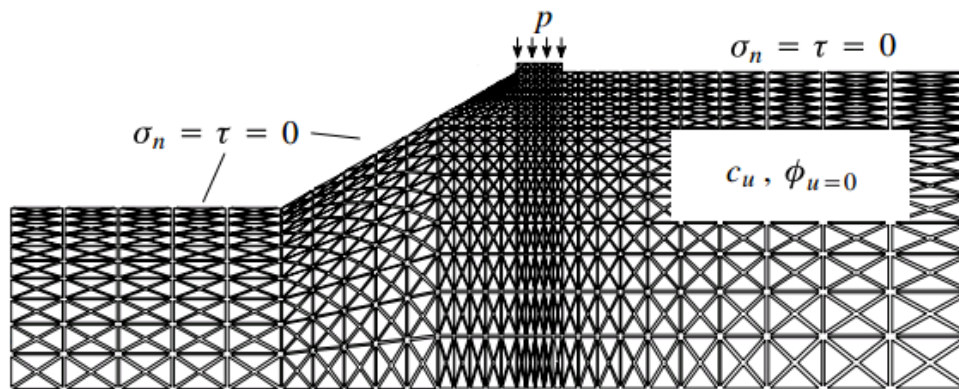


Figure 2-59 Maillage pour une semelle filante au bord d'une pente, d'après Shiau et al (2011).

Shiau et al (2011) ont proposé des procédures pour l'estimation de la capacité portante dans ce cas comme suivant :

1-Déterminer les valeurs représentatives des matériaux c_u , γ , $c_u/\gamma B$ et L/B .

2- déterminer la valeur de $(c_u/\gamma B)$ critique, qui entraîne un effondrement de la pente.

où : $N_f = c_u/\gamma H F_s$ peuvent être obtenus à partir des diagrammes de Taylor (1937) en posant que $F_s=1,0$

3-vérification la valeur de $(c_u/\gamma B) > (c_u/\gamma B)$ critique, si $(c_u/\gamma B) \leq (c_u/\gamma B)$ critique, entraîne un effondrement de talus, ou $(c_u/\gamma B) \geq (c_u/\gamma B)$, la pente est stable. Progrès à étape 4.

4-Calculer $P/\gamma B$ en utilisant les diagrammes de la conception qui ont présenté sur les Figures 2.63 et 2.64 :

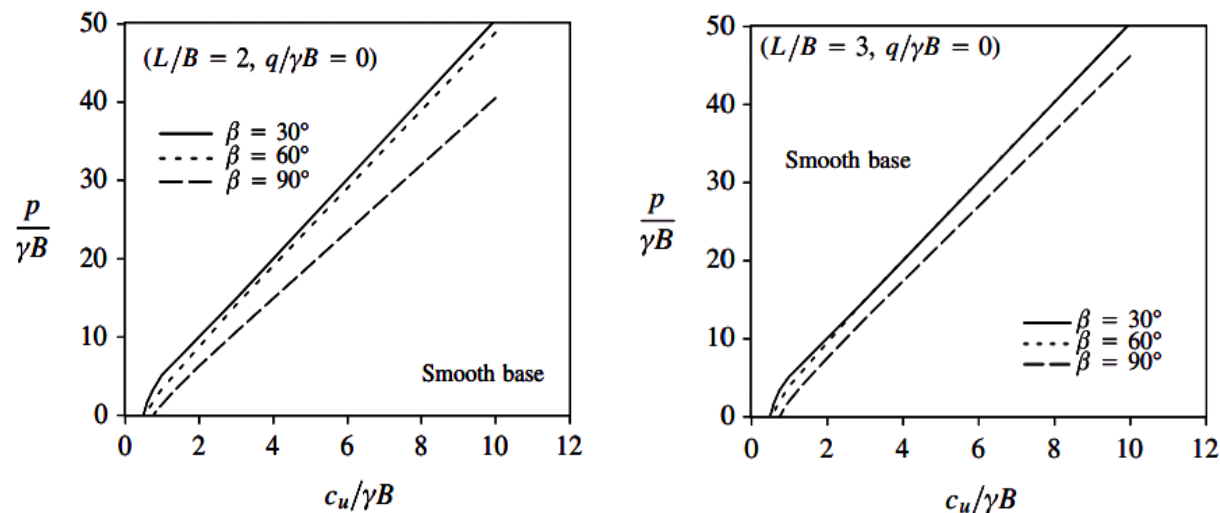


Figure 2-60 Les bornes supérieures et inférieures moyennes pour différents angles des pentes pour $L/B=2$ et 3 respectivement. D'après Shiau et al. (2011).

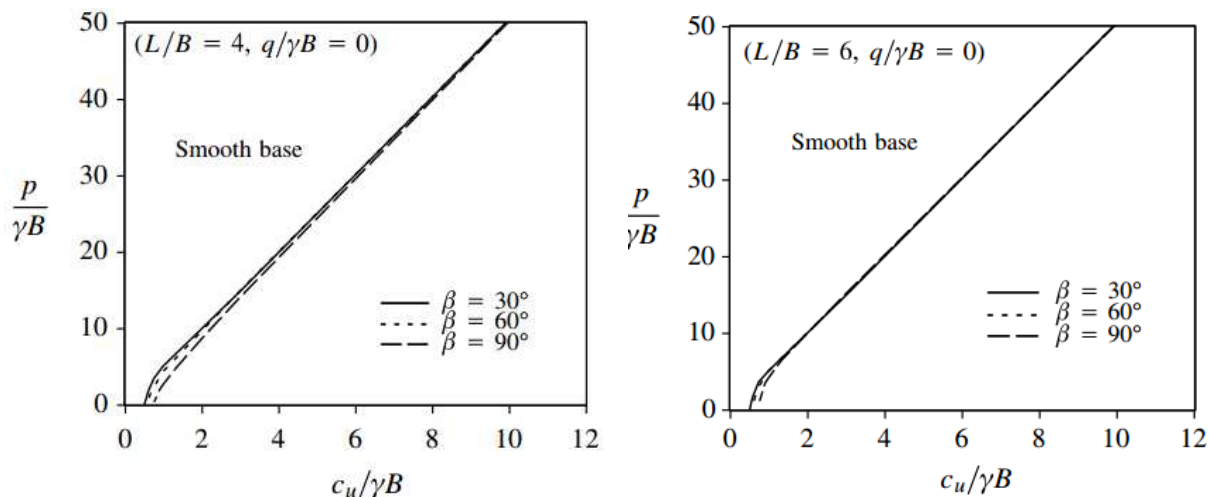


Figure 2-61 Les bornes supérieures et inférieures moyennes pour différents angles des pentes pour $L/B=4$ et 6 respectivement. D'après Shiau et al. (2011).

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

Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1973) et Maréchale (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 inclinée 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 2.65.

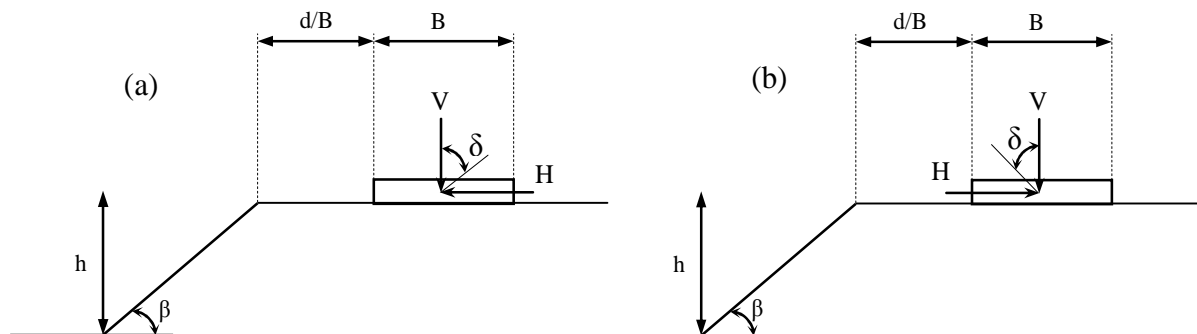


Figure 2-62 Convention de signes des inclinaisons des charges (a) positif, (b) négatif.

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 $\delta > 0$:

$$i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{\delta + \beta'}{45}\right)^2 \quad (2.29)$$

$$\text{Sachant que : } \beta' = 45(1 - \sqrt{i\beta}) \quad (2.29a)$$

Par ailleurs, Maréchal (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 .

$$i_{\delta\beta} = |i_\delta| \cdot i_\beta \quad (2.30)$$

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 minorateur $i_{\delta\beta}$ pris égal à la plus petite des valeurs suivantes :

$$i_\beta = \left(1 - \frac{\delta}{45}\right)^2 \quad (2.31)$$

$$i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{|\beta' - \delta|}{45}\right)^2 \quad (2.32)$$

Récemment, la charge ultime peut être décrite, non pas comme une charge verticale diminué en fonction des coefficients correctifs, mais par la définition des surfaces ultimes dans le plan (V, H) de paramètres de chargement de la fondation. Georgiadis (2010) 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 (2010) a proposé les expressions suivantes :

$$v = 1 - \frac{1 - \sqrt{1 - (\zeta \cdot h)}}{2 \left(1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}\right)} \quad (2.33)$$

$$\text{où : } h = \cos\left(\frac{\pi}{2} + \beta\right) \quad (2.34)$$

$$\zeta = 1 - \beta(1 - e^{-\lambda}) \quad (2.35)$$

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 reposant 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. 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 λ , et aussi les caractéristiques mécaniques du sol.

Chapitre III

Lois de comportement et modélisation numérique

3.1 Introduction

L'évolution du milieu urbain avec des ouvrages imbriqués, génère de nouvelles exigences de déformabilité des sols supports. Les études géotechniques exigent de ce fait une compréhension complète du comportement des sols en interaction avec les ouvrages. Le développement d'une telle loi de comportement pour le squelette solide repose à la fois sur les schémas théoriques de la mécanique des milieux continus (élasticité, plasticité, viscosité et leurs combinaisons) et en même temps sur l'expérimentation en laboratoire et en place. D'après les rhéologues, plusieurs types de lois de comportement sont à distinguer selon les caractères des comportements des matériaux tels que : tantôt comme un corps élastique, tantôt comme un matériau élasto-plastique ou plastique parfait. Plusieurs critères sont proposés pour évaluer le comportement des sols définis à partir du type de charge, du domaine de déformation. La nécessité de calculer les déformations des sols sous différentes sollicitations est un problème complexe, ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type d'ouvrage.

Ce chapitre est consacré à la présentation des modèles de comportement concernant les calculs numériques élastoplastiques bidimensionnels et aussi la présentation de l'outil numérique FLAC qui a été utilisé dans cette thèse pour étudier la capacité portante des fondations superficielles.

3.2 Lois de comportement

Le choix de la loi de comportement est en fonction du matériau que l'on étudie, mais également des phénomènes à traiter. Dans ce travail concernant la portance des fondations superficielles, dans cette case le comportement du sol peut se comporter de façon très différente : parfois comme un corps élastique, parfois comme un matériau élasto-plastique ou plastique parfait. En général, la loi de comportement permet de relier les contraintes σ aux déformations ε subies par le matériau. C'est elle qui prendra en compte la nature du matériau.

Il est observable que sur de nombreux matériaux la courbe (σ, ε) présente deux parties distinctes : une partie linéaire correspondant à un comportement réversible du matériau

(élasticité) et une partie non linéaire correspondant à un comportement irréversible à partir de la limite élastique (Figure 3.1).

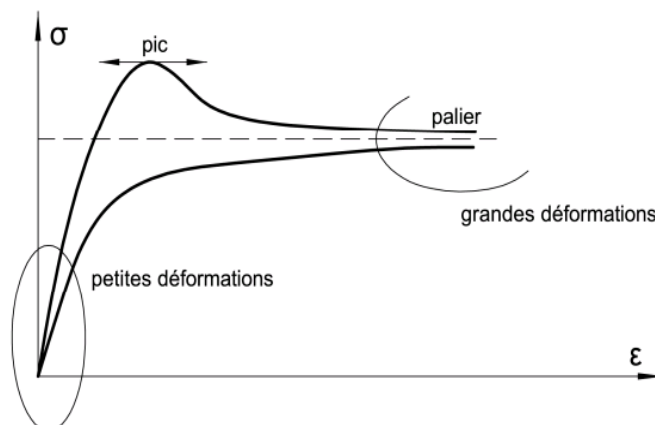


Figure 3-1 Courbe contrainte – déformation, d’après Mestat (1993).

Les relations entre les contraintes et les déformations sont souvent linéaires et isotropes pour les calculs de déformations et affirmer qu'un matériau est isotrope, ils sont caractérisés par deux grandeurs caractéristiques, soit le module de Young E et le coefficient de Poisson ν ou le module de cisaillement G et le module volumique K . Une loi de comportement est significative si elle peut représenter le mieux possible l'ensemble des aspects de la réponse du sol aux sollicitations qui lui sont imposées. Diverses formulations de modèles de comportement ont pu être établies pour caractériser le comportement des sols. En pratique, un bon modèle de comportement doit admettre une forme suffisamment simple pour être utilisable et adaptée à son introduction dans un code de calcul numérique en déformation. Il doit comporter un nombre limité de paramètres mécaniques faciles à identifier à partir des données expérimentales courantes. Les lois rhéologiques pour les sols étant très nombreuses. Nous choisissons seulement un représentant de certaines classes des lois de comportement qui ont été utilisées dans cette thèse pour modéliser des fondations superficielles une 2D à comportement linéaire élastique.

3.2.1 Comportement élastique linéaire (loi de Hooke)

Le comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformation est proportionnel au tenseur de contrainte au cours du chargement. D'après Hooke, la relation contrainte-déformation est linéaire, caractérisée par deux paramètres : un module d'élasticité axial de Young E dans le cas d'un essai de compression ou traction simple, ou par le module de cisaillement G pour un essai de cisaillement simple (Figure 3.2) et le coefficient de Poisson ν .

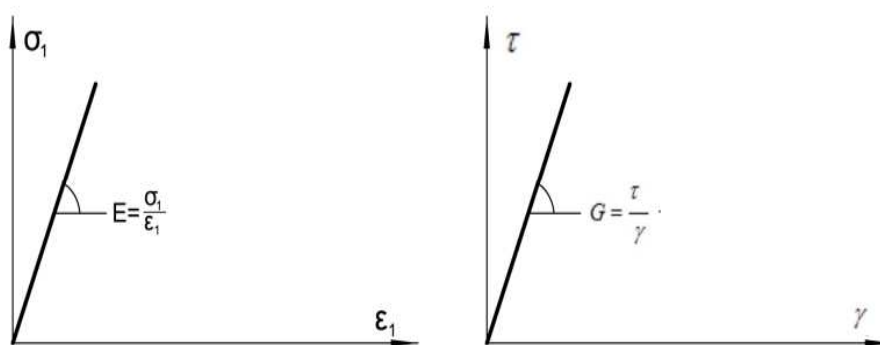


Figure 3-2 Loi de comportement élastique linéaire.

Un matériau est dit isotrope si toutes ses propriétés ne varient pas avec la direction des sollicitations. Par conséquent, les matériaux isotropes sont caractérisés par deux grandeurs caractéristiques, soit le module de Young E et le coefficient de Poisson ν ou le module de cisaillement G et le module volumique K .

Dans le cas de l'élasticité linéaire, l'expression la plus courante est donnée par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans les équations 3.1 et 3.2.

$$\epsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \tag{3.1}$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \epsilon_{ij} - \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \epsilon_{kk} \delta_{ij} \tag{3.2}$$

(Dias, 1999) a proposé des relations entre ces divers paramètres résumées dans le tableau 3.1.

Tableau 3-1 Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (Dias, 1999)

| Couple de paramètres utilisés | Expression des paramètres | | | |
|-------------------------------|-----------------------------------|----------------------|-----------------------------------|------------------------------|
| | Module de cisaillement G | Module d'Young E | Module volumique K | Coefficient de Poisson ν |
| G, E | G | E | $\frac{G.E}{9G - 3E}$ | $\frac{E - 2G}{2G}$ |
| G, K | G | $\frac{9GK}{3K + G}$ | K | $\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$ |
| G, ν | G | $2G(1 + \nu)$ | $\frac{3G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$ | ν |
| E, K | $\frac{3KE}{9K - E}$ | E | K | $\frac{3K - E}{6K}$ |
| E, ν | $\frac{E}{2(1 + \nu)}$ | E | $\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$ | ν |
| K, ν | $\frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$ | $3K(1 - 2\nu)$ | K | ν |

Le module d'Young et le coefficient de Poisson d'un matériau sont déterminés en estimant les tangentes initiales aux courbes de $(\sigma-\varepsilon)$ obtenues à l'essai triaxial axisymétrique (Figure 3.3). Si O_z représente l'axe de compression et O_x et O_y les deux axes dans le plan de l'échantillon cylindrique, les déformations ε_{xx} et ε_{yy} sont égales et principales, on obtient les relations suivantes :

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_{zz}} \quad (3.3)$$

$$\nu = \frac{\Delta \varepsilon_{xx}}{\Delta \varepsilon_{zz}} \quad (3.4)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{zz} \quad (3.5)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_{xx} = \varepsilon_{yy} \quad (3.6)$$

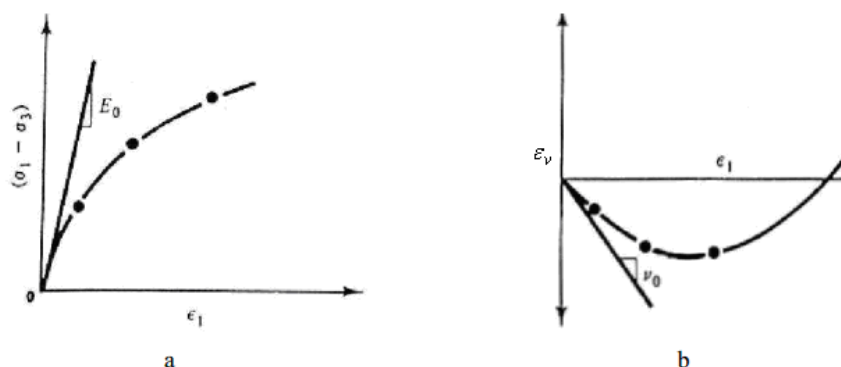


Figure 3-3 Détermination des caractéristiques élastiques, (a) Module de Young, b-Coefficient de Poisson.

La détermination du module de Young E et du coefficient de Poisson ν d'un matériau est réalisée en évaluant les tangentes initiales aux courbes de comportement obtenues à l'essai triaxial axisymétrique. Des valeurs typiques du module de Young E et du coefficient de Poisson ν pour divers matériaux sont données dans le tableau 3.2 (Mestat, 1993).

Tableau 3-2 Valeurs du module d'Young et du coefficient de Poisson pour quelques matériaux de génie civil, d'après Mestat (1993).

| Matériau | Module de Young E (MPa) | Coefficient de Poisson ν |
|------------------------|---------------------------|------------------------------|
| Argile très molle | 0,35 – 3 | 0,30 – 0,50 |
| Argile molle | 2 – 5 | 0,30 – 0,50 |
| Argile moyenne | 4 – 8 | 0,30 – 0,40 |
| Argile raide | 7 – 18 | 0,30 – 0,40 |
| Argile sableuse | 30 – 40 | 0,30 – 0,42 |
| Sable limoneux | 7 – 20 | 0,15 – 0,25 |
| Sable lâche | 10 – 25 | 0,30 – 0,35 |
| Sable dense | 50 – 80 | 0,30 – 0,35 |
| Sable dense et gravier | 100 – 200 | 0,30 |
| Acier | 180 000 – 210 000 | 0,30 |
| Béton | 10 000 – 40 000 | 0,15 – 0,20 |

3.2.2 Comportement élasto-plastique

Les équations de comportement peuvent prendre des formes très diverses, mais le comportement élastoplastique est plus simple. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et de déformations irréversibles a suggéré d'appliquer ce schéma de comportement aux sols. Cette application s'est révélée très fructueuse ; elle a permis une description relativement satisfaisante des principaux aspects du comportement mécanique des sols saturés soumis à des sollicitations monotones. Par ailleurs, ce schéma se prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul par différences finies.

On distingue trois catégories de modèles élastoplastiques :

- les modèles sans écrouissage (critère de plasticité, potentiel plastique associé ou non) et une élasticité linéaire ou non ;
- les modèles à un mécanisme plastique et une élasticité isotrope (linéaire ou non linéaire) ou une élasticité linéaire orthotrope ;
- les modèles à plusieurs mécanismes plastiques et une élasticité non linéaire.

Les modèles élastoplastiques sont basés sur quatre notions fondamentales :

- la partition des déformations ; qui décompose le tenseur des déformations totales (ε_{ij}) en la somme du tenseur des déformations élastiques (σ_{ij}^e) et de celui des déformations plastiques (ε_{ij}^p) ;
- la surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement d'un matériau est irréversible (plastique) ;
- le domaine d'élasticité, qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversible ;
- la règle d'écrouissage ;
- la règle d'écoulement plastique, qui décrit la manière dont évoluent les déformations plastiques ;
- l'écrouissage, qui permet de faire estimer la surface de charge dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations.
- le critère de rupture ou de rupture, qui caractérise la rupture du matériau (les déformations tendant vers l'infini). Lorsque le seuil de contrainte n'évolue pas.

3.2.2.1 Surface de charge

Le domaine d'élasticité est défini par une fonction scalaire F du tenseur de contrainte (σ_{ij}), appelée fonction d charge du matériau et telle que :

$F(\sigma_{ij}) < 0$ correspondant à l'intérieur du domaine

$F(\sigma_{ij}) = 0$ correspondant à la frontière du domaine

$F(\sigma_{ij}) > 0$ correspondant à l'extérieur du domaine

On appelle *critère d'élasticité* la condition $F(\sigma_{ij}) < 0$ et *critère de plasticité* la condition $F(\sigma_{ij}) = 0$.

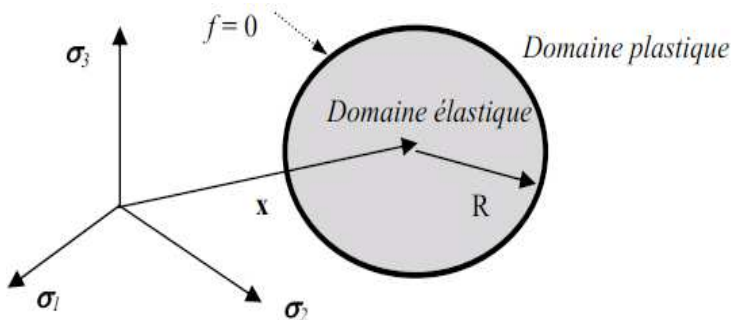


Figure 3-4 Surface de charge en plasticité.

3.2.2.2 Notion d'érouissage et domaine d'élasticité

Pour les matériaux érouissables, le domaine d'élasticité actuel dépend de l'état d'érouissage, que l'on représente par une variable K introduite dans l'expression de la surface de charge, notée désormais $F(\sigma_{ij}, K)$. L'état d'érouissage K n'évolue que lorsqu'il y a évolution de la déformation plastique. L'équation $F(\sigma_{ij}, K) = 0$ définit la *surface de charge*. Afin de mieux comprendre la notion d'érouissage, nous allons nous placer dans le cas d'un essai de traction ou de compression uniaxiale (Figure 3.5)

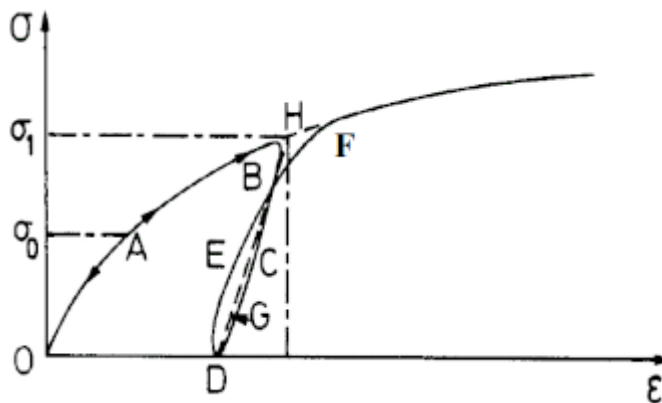


Figure 3-5 Essai de compression uniaxiale.

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est-à-dire que quand on décharge, on revient en O . Le point A , représentant le point limite au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite "seuil" de plasticité initiale ou "limite élastique". L'éprouvette ayant été chargée au-delà du point A jusqu'en B , on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD . La déformation qui reste

$OD = \varepsilon^p$ est une déformation irréversible (Le comportement n'est pas réversible), dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF , F étant le prolongement du chemin OAB . Il rejoint alors le chemin du premier chargement. On peut assimiler en général la courbe $BCDEF$ à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le précédent (A). Cette élévation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage. Le domaine élastique d'un matériau dépend donc de l'état d'écrouissage du matériau (équivalent à l'état de chargement).

Diverses théories ont été construites pour représenter l'écrouissage. Les deux principales sont :

- la théorie de l'écrouissage isotrope de Taylor et Quincey, qui fait dépendre l'écrouissage d'un paramètre scalaire unique (k). Le domaine d'élasticité se transforme par homothétie de centre O (origine de l'espace) ;

- la théorie de l'écrouissage cinématique de Prager, pour laquelle les frontières d'élasticité successives se déduisent de la frontière initiale par translation dans l'espace des contraintes. L'écrouissage dépend alors d'un paramètre tensoriel (k devient (k_{ij})). Soit (σ_{ij}, k) un état de contraintes et d'écrouissage correspondant à une étape de chargement donnée. si cet état est tel que $F(\sigma_{ij}, k) < 0$, le tenseur (σ_{ij}) est inférieur au domaine d'élasticité actuelle, la variation de déformation est donc élastique :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e \quad (3.7)$$

Si cet état tel que $F(\sigma_{ij}, k) = 0$, le tenseur (σ_{ij}) se trouve sur la frontière du domaine. Pour décrire le comportement, il convient de distinguer selon que le point matériel est en chargement (tendance à sortir du domaine d'élasticité) ou en déchargement (retour dans le domaine d'élasticité).

Il y a un chargement si et seulement si :

$$F(\sigma_{ij}, k) = dF(\sigma_{ij}, k) = 0 \quad (3.8)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0, \quad d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (3.9)$$

Il y a un déchargement si et seulement si :

$$F(\sigma_{ij}, k) = 0 \quad (3.10)$$

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0, \quad d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e \quad (3.11)$$

(ε_{ij}^e , nulles ou constantes) avec la convention de sommation des composantes sur les indices doublés.

3.2.2.3 Règle d'écoulement plastique

La règle d'écoulement plastique exprime l'accroissement de déformation plastique ($d\varepsilon_{ij}^e$) en fonction des états de contraintes (σ_{ij}) et ($d\sigma_{ij}$), et d'écrouissage (k) par l'intermédiaire d'un potentiel plastique G , qui peut être différent de la fonction de charge F , tel que :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.12)$$

$d\lambda$ est un scalaire strictement positif, appelé multiplicateur de plasticité. Lorsque les fonctions F et G diffèrent, la règle d'écoulement est dite *non associée*.

On introduit également, lorsqu'il y a écrouissage, la variable $H(\sigma_{ij}, k)$, appelée module d'écrouissage et définie par la relation :

$$H d\lambda = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (3.13)$$

3.2.3 Exemples des modèle élastoplastique

Dans le modèle élastique parfaitement plastique la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. À l'intérieur de la surface de rupture ($F < 0$), le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de charge ($F = 0$), le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Il existe plusieurs critères de rupture, qui ont été proposés, initialement développés pour les métaux et ont été utilisés pour les sols. À partir de ces critères il est possible de construire une loi de comportement élastique parfaitement plastique. De manière générale, le modèle élastique parfaitement plastique constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, stabilité de pentes, de tunnels, de soutènements.

3.2.3.1 Modèle Mohr-coulomb et tresca

3.2.3.1.1 Description du modèle

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable) et des sols cohérents à court et long terme (argiles et limons). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (3.14)$$

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).

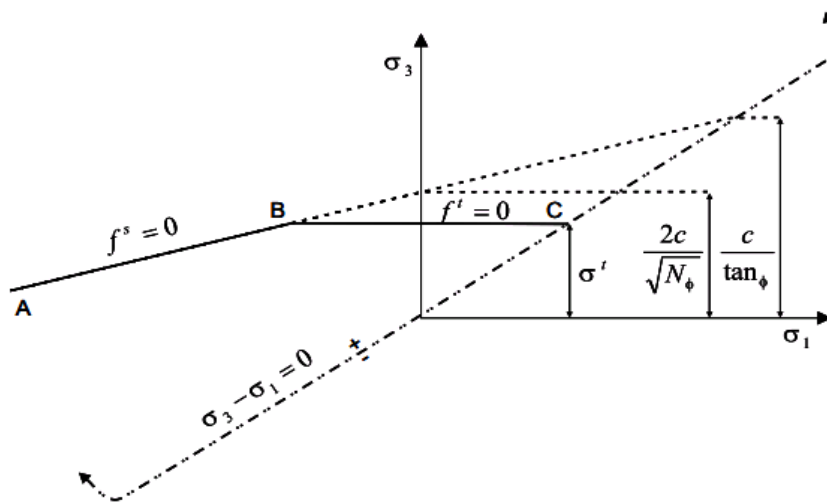


Figure 3-6 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr (Flac, 2005).

Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \tag{3.15}$$

où σ_1, σ_3 représente les contraintes principales extrême ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$, avec la convention de signe suivant e : les compressions sont comptées positivement). Lorsque $\varphi = 0^\circ$ et $\psi = 0^\circ$, la loi s'appelle loi de Tresca et elle est utilisée pour l'étude des sils cohérents à court terme ; la pyramide dégénère alors en hexagonale. Le potentiel plastique s'écrit : Lorsque les angles φ et ψ sont égaux, la règle d'écoulement est associée.

Tableau 3-3 Condition de rupture de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales.

| Loi de comportement. | Fonction de charge et potentiel plastique | Présentation dans l'espace | Remarque |
|--|---|----------------------------|---|
| Mohr coulomb (5 paramètre mécanique : E, ν, c, ψ, φ) | $F(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - 2k(\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \leq 0$ où σ_1 et σ_3 sont des contraintes principales extrêmes Avec $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ φ est l'angle de frottement interne c la cohésion du matériau $G(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi + e^{te}$ (cohésion dans le cas de sol). | | le critère de Mohr-coulomb ne fait pas intervenir la contrainte intermédiaire principale σ_2 , L'angle de frottement est le même en compression ($\sigma_2 = \sigma_3$) et en extension triaxial ($\sigma_1 = \sigma_2$) |
| Tresca (4 paramètre mécanique : E, ν, c) | $F(\sigma_{ij}) = \sigma_1 = \sigma_3 - 2k$ Avec $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ K une constante (cohésion dans le cas de sol). | | La contrainte principale intermédiaire ne joue aucun rôle comme dans le critère de coulomb. |

La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, la loi de Mohr-Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques : E' (module d'Young), ν' (coefficient de Poisson), c' (cohésion), φ' (angle de frottement) et ψ (angle de dilatance). Lorsque $\varphi' = 0^\circ$ et $\psi = 0^\circ$, la loi est appelée loi de Tresca.

Les paramètres de la loi de Mohr-Coulomb sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire. La cohésion c et l'angle de frottement φ sont traditionnellement calculés dans le plan de Mohr (σ , τ) à partir des états de contraintes à la rupture, estimés pour chaque essai triaxial.

Les essais en sollicitations monotones réalisés sur des sols cohérents est des sols pulvérulents naturels à l'appareil triaxial. La déformation du sol augmente au-delà d'un certain niveau de sollicitation. Les argiles surconsolidées augmentent de volume au cours du cisaillement et les argiles normalement consolidées diminuent de volume (Figure 3.7).

- Les sables lâches ont un comportement asymptotique et diminuent de volume comme les argiles normalement consolidées. En revanche, le comportement des sables denses présente un pic de résistance comme les argiles surconsolidées avant un radoucissement progressif, et le cisaillement accompagné d'une diminution de volume (effet de serrage des grains) suivie d'une augmentation de volume (effet de désenchevêtrement des grains). Un calcul simple montre que les déformations plastiques vérifient la relation suivante. :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (3.16)$$

La quantité $\frac{2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$ caractérise la variation de volume au cours de la phase plastique ; pour cette raison, l'angle ψ est appelé angle de dilatance.

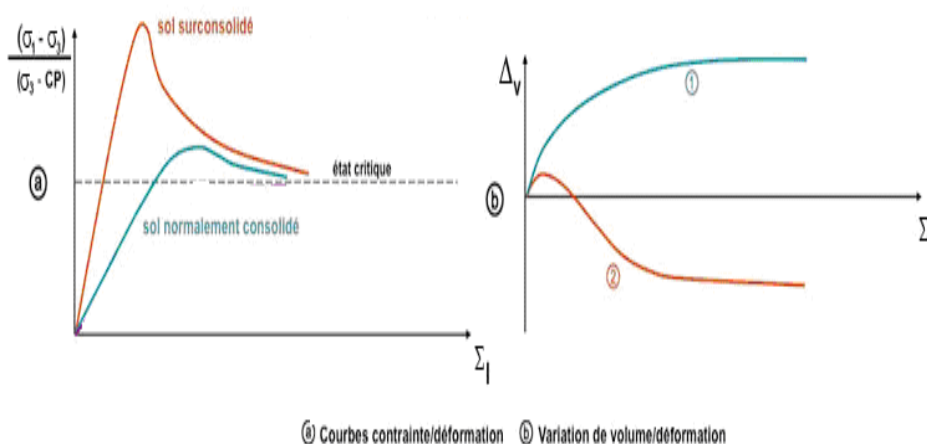


Figure 3-7 Courbes caractéristiques d'effort-déformation et de variation de volume en fonction de la déformation axiale.

Le module de Young E est calculé comme la pente de la courbe contrainte de cisaillement-déformation horizontale dans la partie élastique (Figure 3.8). Le coefficient de poisson peut être déterminé de deux manières différentes. La première méthode consiste à mesurer de manier à partir de la déformation verticale en fonction de la déformation horizontale, pour un essai triaxial classique. La seconde méthode, indirecte, nécessite de faire l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire isotrope. Le coefficient de Poisson ν est alors calculé à partir des modules d'Young est de cisaillement.

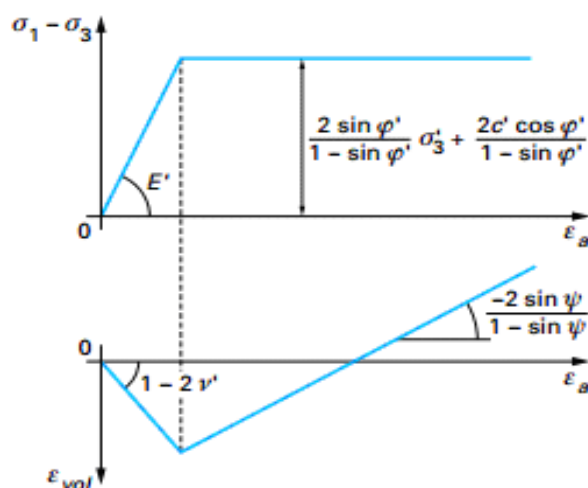


Figure 3-8 Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb.

3.3 Modélisation numérique des ouvrages géotechniques

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à de nombreuses méthodes numériques. Ce sont des outils généraux de résolution des problèmes complexes qui ne fournissent cependant qu'une solution approximative au problème. L'intérêt réside dans leur capacité à prendre en compte des paramètres très variés (Dimensionnement des fondations superficielles et profondes, géométrie complexe avec des discontinuités, loi de comportement évoluée, etc.). Elles sont donc beaucoup moins restrictives qu'elles ne peuvent être des méthodes empiriques et analytiques. En contrepartie, elles sont généralement coûteuses, longues à utiliser et demandent une certaine expérience de la part de l'opérateur. Il existe plusieurs méthodes numériques qui sont fréquemment employées dans le domaine de la géotechnique. La méthode des différences finies (FLAC, 2005) peut être considérée comme un outil efficace et pratique pour simuler le comportement des sols de fondation.

Dans la présente étude, on a choisi d'utiliser le logiciel FLAC pour effectuer les analyses numériques ; reposent sur les raisons suivantes, soit : FLAC est conçu principalement pour des travaux de géotechnique. Ce logiciel offre la possibilité d'utiliser différents modèles (modèles linéaires ou non-linéaires) et qui répondent à divers comportements mécaniques. Et

finalement, FLAC offre la possibilité de construire une panoplie de fonctions ou procédures (fonctions fish) que l'on peut inclure dans le modèle. L'inconvénient majeur relié à l'utilisation de la loi complète du mouvement dans FLAC est que l'utilisateur doit avoir une idée du comportement physique de ce qu'il modélise.

3.3.1 Présentation des codes de modélisation numérique FLAC (2005)

3.3.1.1 Domaine d'application

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est l'un des logiciels les plus utilisés actuellement pour modéliser et résoudre les problèmes en géotechnique. C'est un logiciel en deux ou trois dimensions basé sur la méthode des différences finies.

Ce logiciel simule le comportement des structures constituées de sol, de roche ou d'autres matériaux qui peuvent subir l'écoulement plastique quand leurs limites d'élasticité sont atteintes. Les matériaux sont indiqués par des éléments, ou des zones, qui forment un maillage ajusté par l'utilisateur pour bien correspondre à la forme de l'objet à modéliser. Chaque élément se comporte selon la loi linéaire ou non linéaire prescrite en réponse aux contraintes appliquées aux bords du modèle. Le matériau peut se plastifier et s'écouler et le maillage peut subir des grandes déformations.

3.3.1.2 Différences finies

L'approche en différences finies est utilisée dans Flac est basée sur la méthode de Wilkins (1964), elle permet de formuler les équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Dans la méthode des différences finies, toute dérivée présente dans le système d'équations est directement remplacée par une expression algébrique écrite en termes de variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace, contrairement aux éléments finis pour lesquels des fonctions de forme décrivent les variations (contraintes et déplacements) dans tout le massif. Le programme en différences finies Flac ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas.

3.3.1.3 Schéma de résolution explicite

Le but premier de FLAC est de trouver une solution statique à un problème donné. Cependant, les équations du mouvement dynamique (incluant les termes inertiels) sont incluses dans la formulation du logiciel. La raison principale est de s'assurer que la procédure numérique est stable quand le système physique modélisé est instable. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique

qui se propage de la source et qui par la suite se dissipe. FLAC modélise ce processus directement puisque les termes d'inertie sont directement inclus dans le logiciel. Donc l'énergie cinétique est générée et dissipée tout comme dans la réalité. Le logiciel FLAC utilise avantageusement une procédure numérique pour traiter l'instabilité physique. Le comportement du système numérique doit être interprété. Pour ce faire, il existe dans FLAC plusieurs indicateurs pour vérifier le statut du modèle numérique (stable, instable, état de déformation plastique).

FLAC propose les 4 indicateurs suivants :

- L'état des forces non balancées
- Vitesse des nœuds du maillage
- Indicateurs de plasticité
- Historique de certaines variables

Le cycle général de calculs formulés est illustré sur la Figure 3.9, il comporte deux étapes principales :

- La résolution des équations de mouvement (lois fondamentales de la dynamique) permet de calculer les champs de vitesses et de déplacements aux nœuds à partir des forces ;
- Le calcul de l'incrément du tenseur de déformations à partir des vitesses nodales et celui du tenseur de contraintes à partir de la loi de comportement du milieu.

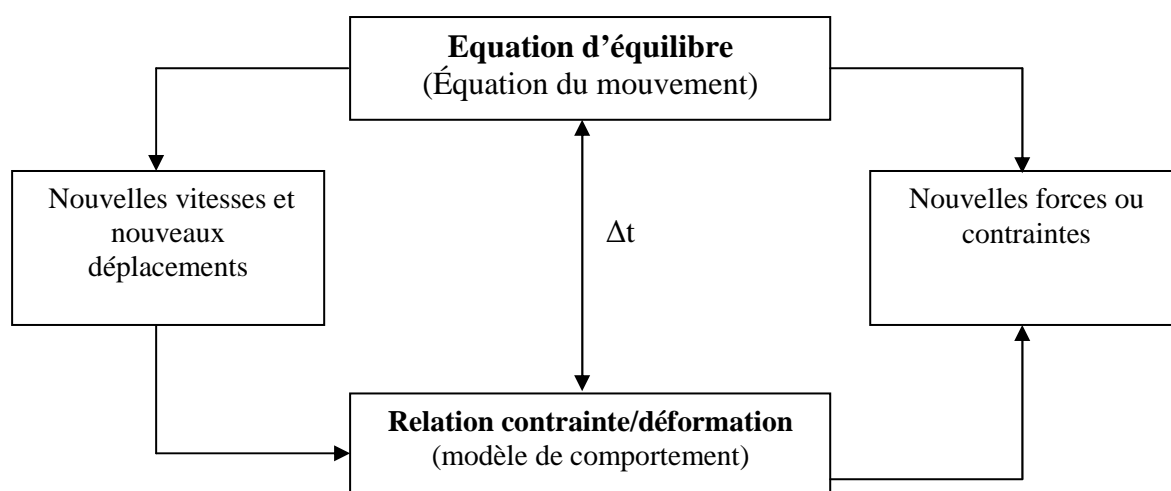


Figure 3-9 Séquence de calcul explicite par différences finies, pour un pas de temps Δt , d'après Billaux et Cundall (1993).

3.3.2 Méthodologie de modélisation par FLAC.

La Figure 3.10 montre l'organigramme présenté dans le manuel de FLAC pour expliquer les grandes lignes de la stratégie utilisée pour la modélisation. La simulation se fait par phases et

la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

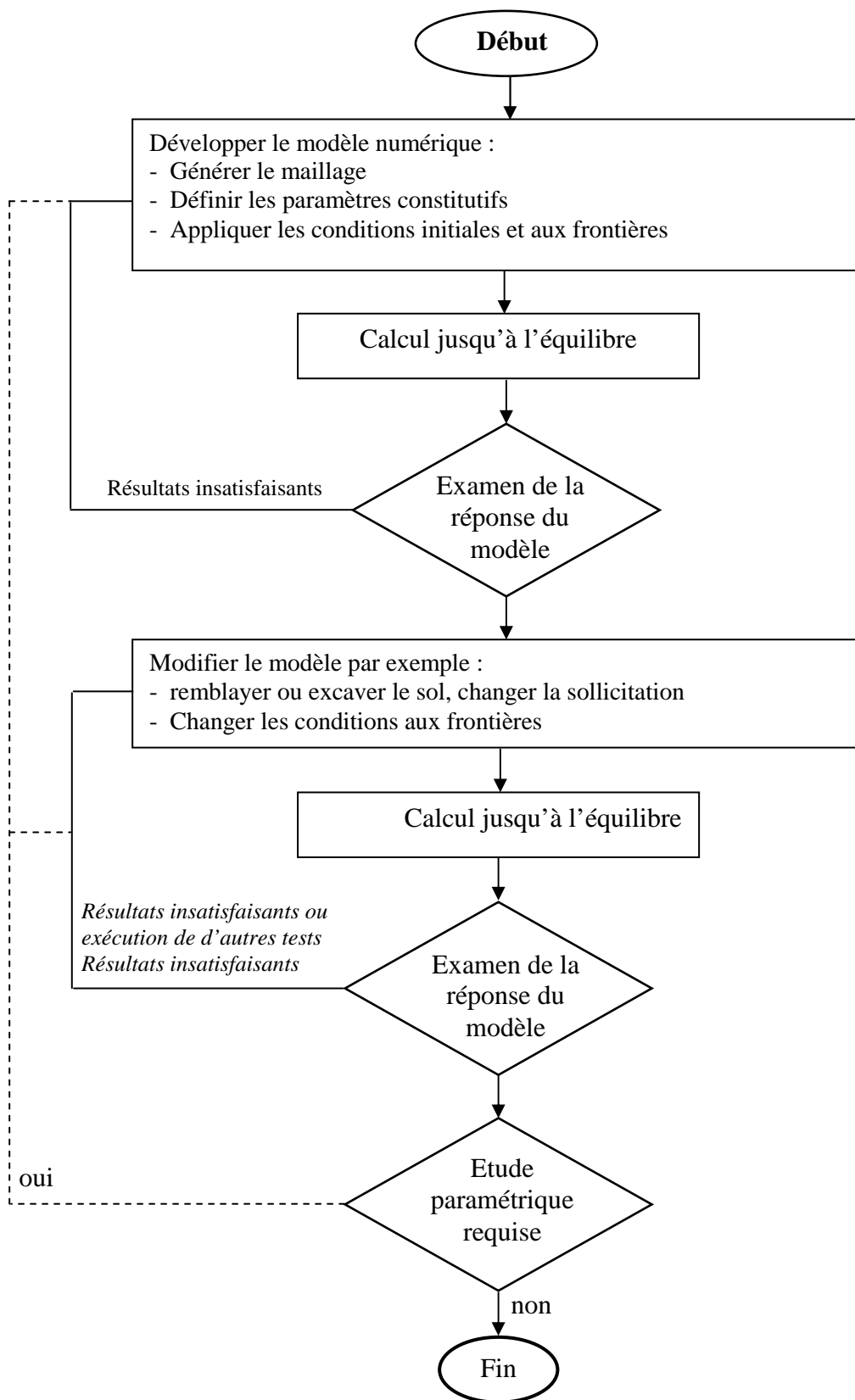


Figure 3-10 Méthodologie de modélisation numérique d'après le manuel de FLAC (2005).

3.4 Conclusion

Le modèle de comportement élasto-plastique avec critère de Mohr-Coulomb, présenté dans ce chapitre, permet une description satisfaisante du comportement des massifs de sol. Ce modèle présente aussi l'avantage d'une simplicité dans les concepts est bien adapté à l'introduction dans un code de calcul numérique.

La modélisation numérique permet aux ingénieurs de prévoir le comportement de ce qui est trop complexe pour être appréhendé complètement.

La formulation des codes FLAC, donne la possibilité de tester différentes idées, de développer de nouveaux modèles de comportement et de modéliser les séquences de construction.

La modélisation numérique, permet de déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle, ainsi que son comportement global, quelque soit le chemin de chargement, à condition de représenter correctement le comportement des différents matériaux.

Chapitre IV

Capacité portante d'une fondation filante au bord d'une pente sous chargement vertical

4.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'étudier l'influence des paramètres géométriques et mécaniques sur la capacité portante d'une semelle filante à proximité d'une pente sous charge verticale, en utilisant le code FLAC^{2D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua).

Les calculs numériques sont effectués en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques, tels que la position de la fondation λ , l'inclinaison de la pente β , la hauteur relative de la pente H/B , l'angle de frottement interne du sol φ et la cohésion c_u , afin d'évaluer l'effet du talus sur la capacité portante des semelles filantes rugueuse ou lisse. Les résultats numériques obtenus par cette étude sont comparés aux valeurs issues des formulations disponibles dans la littérature.

4.2 Présentation des cas étudiés

Dans cette étude on considère une fondation filante non encastrée, rigide et rugueuse, de largeur $B=2\text{m}$, reposant sur un massif de sol purement cohérent et située à une distance de la crête d'une pente qui fait l'angle β avec l'horizontale. Cette fondation est soumise à une charge verticale centrée. Le massif étudié ne présente aucune symétrie géométrique, il est donc modélisé dans son intégralité (Figure 4.1).

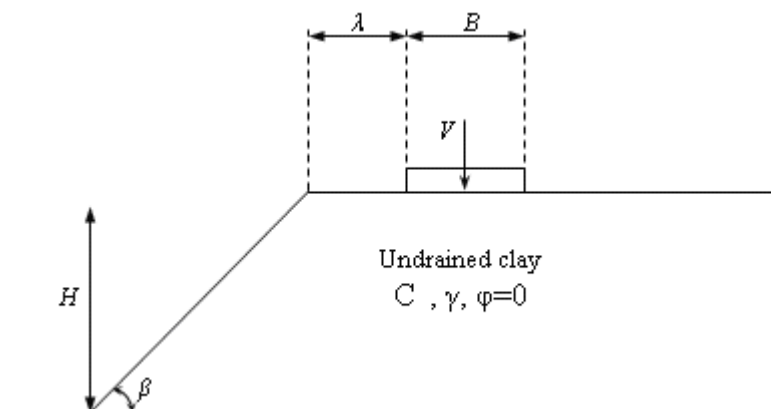


Figure 4-1 Géométrie du problème.

La Figure 4.2 présente les types de mécanismes de rupture du sol de fondation à proximité d'une pente. Le mécanisme de rupture présenté sur la Figure 4.2(a) s'étend jusqu'au pied du talus, ce mécanisme est similaire à celui d'un glissement circulaire passant par le pied du talus. Le deuxième type de mécanisme présenté sur la Figure 4.2(b) est le cas où la ligne de glissement intercepte la surface inclinée du massif de sol. Le dernier type de mécanisme de rupture est celui présenté sur la Figure 4.2(c), c'est le cas d'un glissement général de la pente.

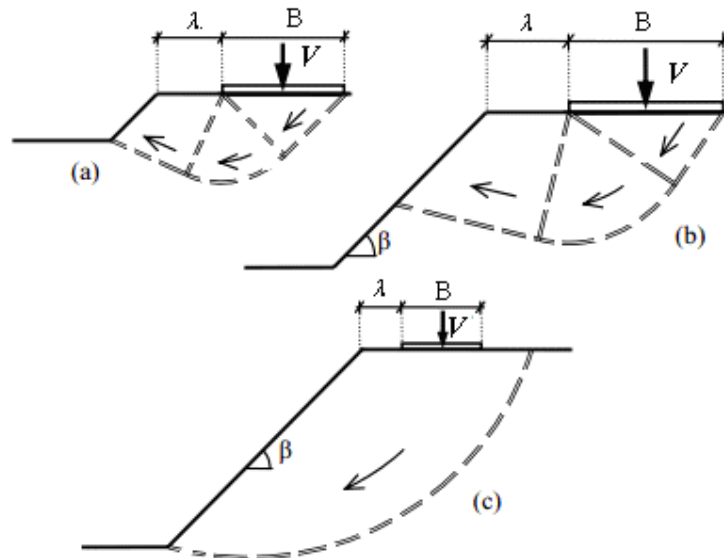


Figure 4-2 types de mécanisme de rupture.

4.3 Procédure de modélisation numérique

Pour calculer la capacité portante d'une semelle filante au bord d'une pente, le code FLAC 2D en différences finies explicites a été choisi. Ce code intègre de nombreuses lois de comportement, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Le code FLAC se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, autorisant ainsi un gain substantiel de place mémoire. En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité comme pour la méthode des éléments finis.

Dans cette étude le comportement du sol est régi par une loi élastique parfaitement plastique et le critère de Tresca a été adopté ; ce modèle est caractérisé par une cohésion non drainée $c_u=100$ kPa, un poids volumique du sol $\gamma=20$ kN/m³, un module d'élasticité non drainée $E_u=30$ MPa et un coefficient de Poisson $\nu=0,49$. La capacité portante n'est pas influencée par les valeurs du module d'élasticité E et du coefficient de Poisson ν ; par ailleurs, les valeurs des paramètres élastiques (E , ν) influencent le tassement de la fondation (Lee et Salgado 2005, Mabrouki et al 2010).

La fondation est modélisée comme un matériau élastique ($E=25\text{GPa}$, $\nu=0,21$), et connectée au sol via des éléments d'interface ; le comportement de l'interface sol fondation est régi par le critère de Coulomb qui limite la force de cisaillement agissant à un nœud d'interface. Dans cette étude, les paramètres d'interface sont : la cohésion $c=c_u$, la rigidité normale $K_n=10^9$ Pa/m, et la rigidité de cisaillement $K_s=10^9$ Pa/m.

Le massif étudié ne présente aucune symétrie géométrique, il est donc modélisé dans son intégralité. La Figure 4.3 montre le maillage adopté pour le cas de $\beta=30^\circ$, $H/B=3$ et $\lambda=0$. Afin de réduire considérablement le temps de calcul un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones de forts gradients de contraintes, c'est-à-dire au voisinage de la fondation, sous sa base, ainsi que près de la crête du talus. Les dimensions du maillage ont été définies d'après plusieurs tests préliminaires, de façon à éviter toute influence sur la formation des mécanismes de rupture dans le sol. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour les limites latérales, la base du modèle est bloquée dans les directions x et y .

Pour évaluer la capacité portante q_u , une vitesse de déplacement très faible a été appliquée sur les nœuds des éléments qui discrétisent la fondation ; l'accroissement progressif du déplacement vertical de la fondation est accompagné par l'augmentation de la contrainte verticale au-dessous de la fondation ; cette contrainte se stabilise pour une valeur qui indique un palier ; ce palier correspond à la capacité portante q_u .

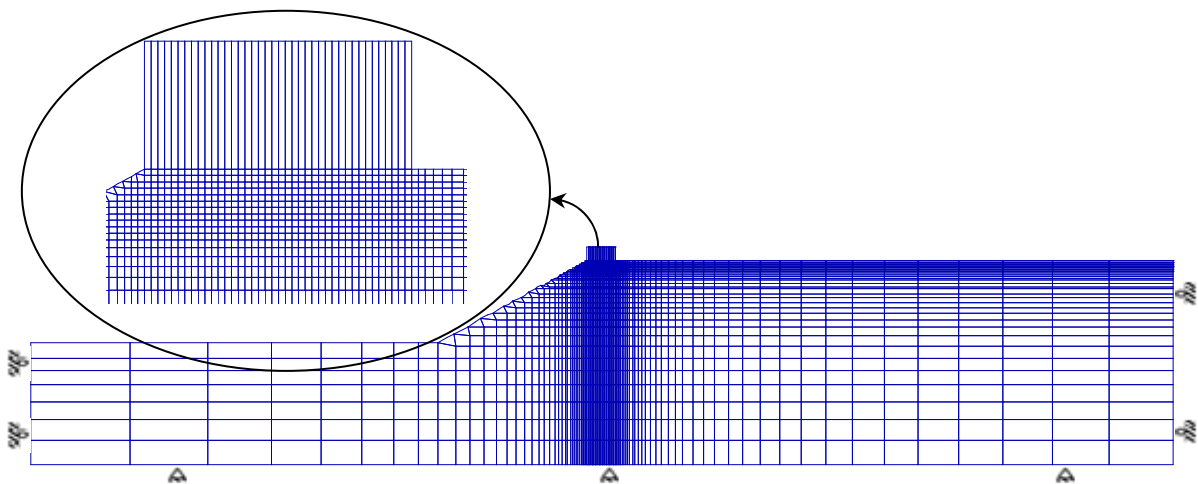


Figure 4-3 Maillage et conditions aux limites, cas de $\beta=30^\circ$, $H/B=3$ et $\lambda=0$.

4.4 Résultats et discussion

On présente dans cette partie, les résultats d'une étude numérique portant sur l'influence des caractéristiques géométriques et mécaniques du massif de sol sur la capacité portante d'une

fondation au bord d'un talus et soumise à une charge verticale. Quatre paramètres ont été étudiés, sont les suivants : le rapport $c_u/\gamma B$, la hauteur de la pente H/B , l'angle de la pente β et la distance normalisée λ , plus précisément ces paramètres varient de la manière suivantes: $c_u/\gamma B = 1, 2,5$ et 5 , $H/B = 0,5, 1, 2, 3$ et 4 , $\beta = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ$ et 45° et $\lambda=0, 0,5, 1, 1.5, 2$ et $2,5$. Les courbes de la charge verticale ultime en fonction des déplacements, obtenus par des analyses en différences finies sont illustrés sur la Figure 4.4, pour $c_u=100$ kPa, $\beta= 15^\circ, 30^\circ$ et 45° , et $\lambda= 1$. D'après cette figure on constate que la charge verticale diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la pente, on remarque aussi que dans les trois cas présentés, les charges verticales atteignent leurs valeurs limites pour la même valeur de déplacement.

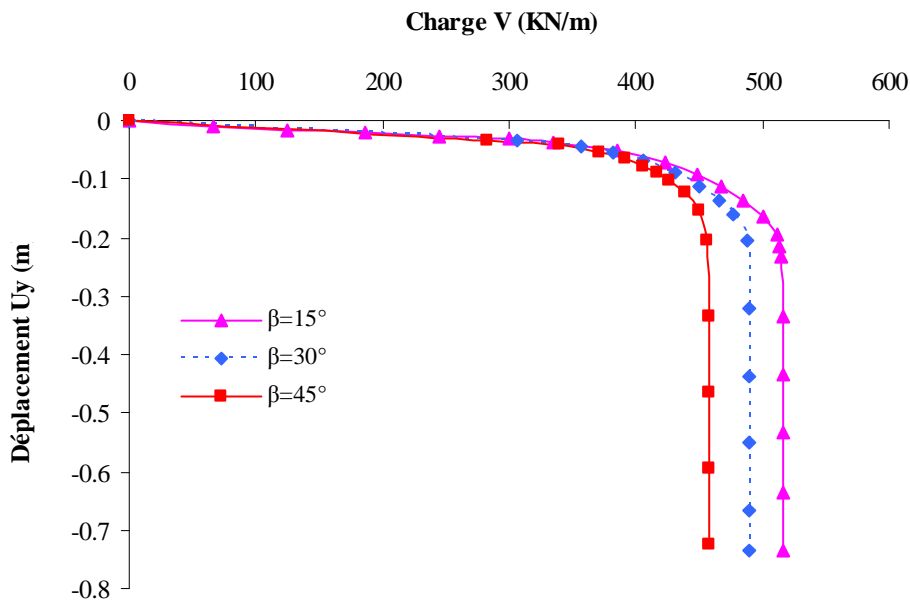


Figure 4-4 Courbe charge-déplacement pour $H/B=3$ et $\lambda=1$.

4.4.1 Influence du rapport $c_u/\gamma B$

Les Figures 4.5 (a,..., e) présentent l'évolution de la capacité portante d'une semelle lisse établi à proximité d'un talus, en fonction du rapport $c_u/\gamma B$. Ces figures comparent également les valeurs de la capacité portante, obtenues par la présente étude avec celles données par Shiau et al (2011) pour des angles d'inclinaison $\beta=30^\circ, 60^\circ$ et 90° et la distance adimensionnelle λ qui varie de 1 à 4.

On remarque que dans tous les cas présentés sur les Figures 4.5, la capacité portante normalisée $p/\gamma B$ est proportionnelle avec le rapport $c_u/\gamma B$; par contre, elle est inversement proportionnelle avec l'inclinaison de la pente β° . La Figure 4.5(e) a montré aussi que l'augmentation de la distance entre la semelle et la crête du talus diminue sensiblement l'effet

de l'inclinaison β° sur la capacité portante. Il est intéressant de noter que la variation de la capacité portante n'est pas linéaire pour de faibles valeurs de $c_u/\gamma B$, ce phénomène indique la rupture globale du talus. Par contre, pour des valeurs de $c_u/\gamma B > 1$ la variation de la capacité portante en fonction de $c_u/\gamma B$ est quasiment linéaire comme le montre les Figures 4.5 et les Figures 4.6. La comparaison des résultats présentés sur les Figure 4.5 (a) et Figures 4.6 (d, e) montrent un bon accord entre les valeurs de la capacité portante obtenues par la présente étude et celles publiées par Shiau (2011). Par ailleurs, les Figure 4.5 (b) et Figure 4.6(c) relève une légère différence (<15%) entre les valeurs de la capacité portante obtenues par la présente étude et celles de Shiau (2011) pour les distances normalisées $\lambda=1$ et 2.

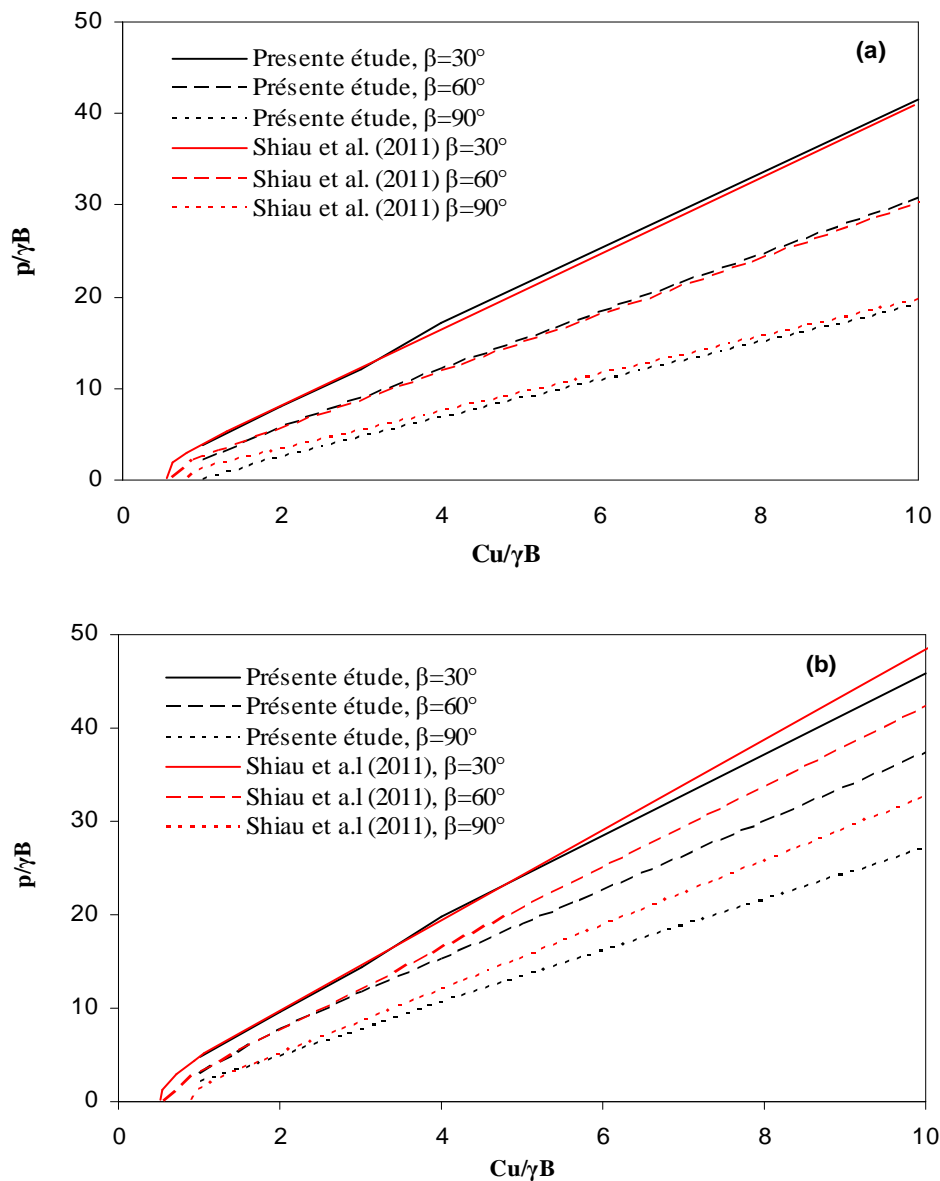


Figure 4-5 Variation de la capacité portante normalisée $q/\gamma B$ en fonction du $c_u/\gamma B$ pour
(a) $\lambda=0$ (b) $\lambda=1$

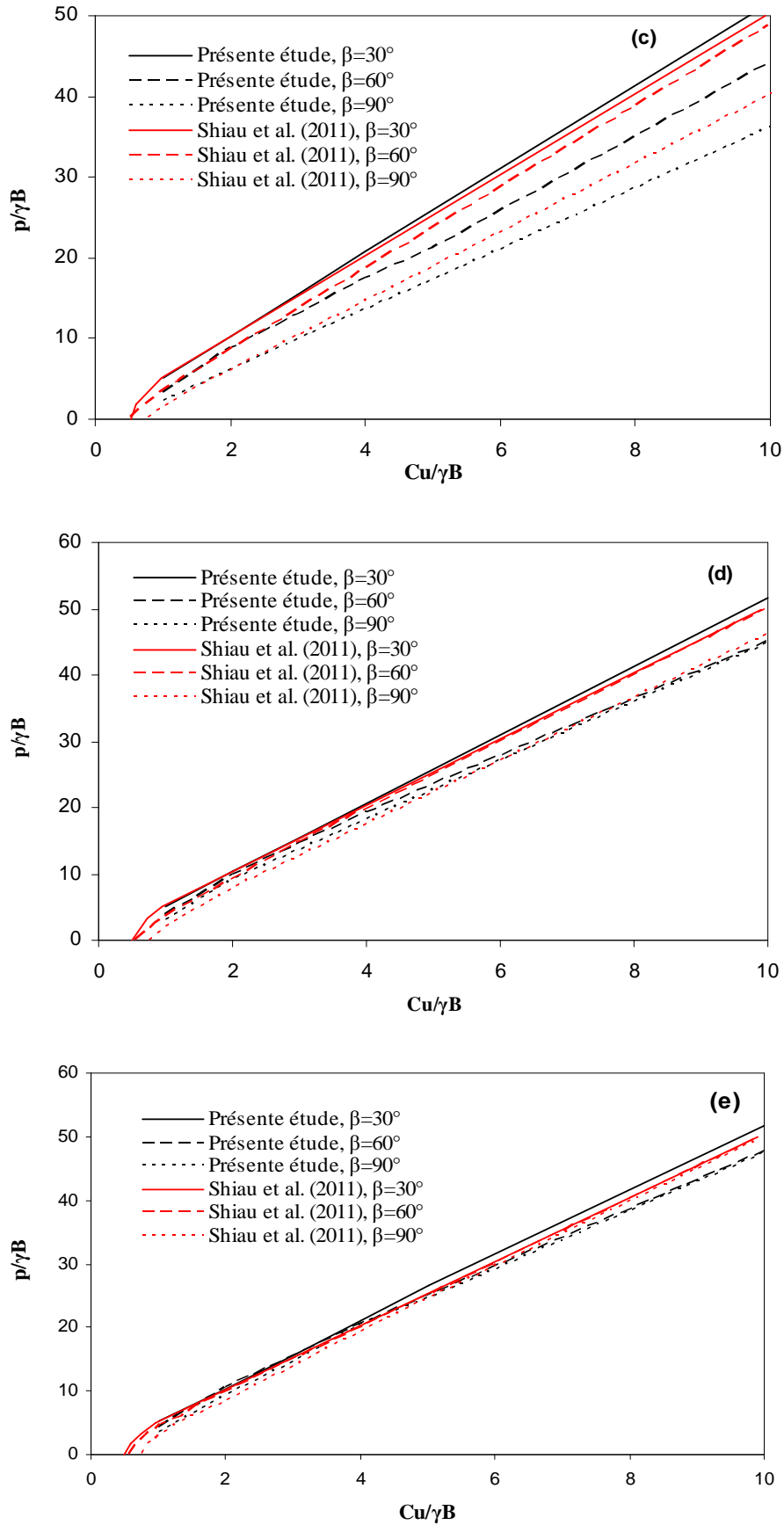


Figure 4-6 Variation de la capacité portante normalisée $q/\gamma B$ en fonction du $c_u/\gamma B$ pour (c) $\lambda=2$, (d) $\lambda=3$, (e) $\lambda=4$.

4.4.2 Effet de l'angle d'inclinaison de la pente β

L'effet de l'angle d'inclinaison de la pente β sur le facteur de portance N_c a été étudié, pour le cas d'une semelle reposant sur un massif purement cohérent. Ainsi, les résultats obtenus sont comparés avec les résultats de Hansen (1961), Vesic (1975), Kusakabe (1981), Bowles (1996) et Georgiadis (2009). La Figure 4.7 montre la variation du facteur de cohésion N_c en fonction de l'angle d'inclinaison β qui varie de 0° à 60° par pas de 15° , et le rapport $c_u/\gamma B=1$, pour une fondation établie au bord d'une pente ($\lambda=0$).

Dans le cas d'une fondation posée sur la surface d'un massif purement cohérent en présence du talus, le poids propre du sol a une influence considérable sur le facteur de la portance N_c .

Les solutions des différents auteurs présentées sur cette Figure confirment la diminution du terme de cohésion N_c avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la pente et aussi avec la diminution du rapport $c_u/\gamma B$.

Pour un rapport $c_u/\gamma B=1$, la présente étude est d'une part en bon accord avec les solutions de la limite supérieure présentées par Kusakabe (1981) et Georgiadis (2009) et, d'autre part, elle surestime le facteur N_c d'environ 13% par rapport aux résultats de Vesic (1975).

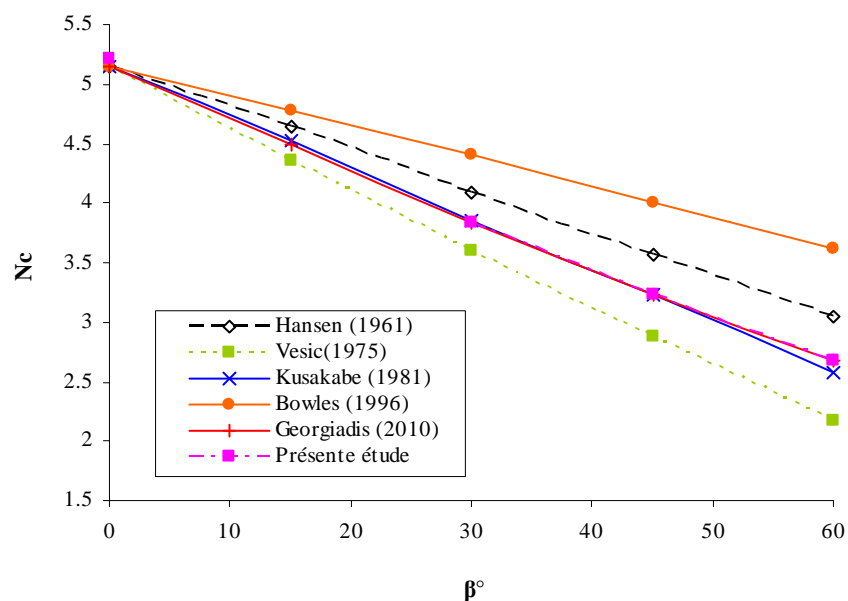


Figure 4-7 Variation de N_c en fonction de l'angle d'inclinaison β pour $\lambda=0$.

4.4.3 Effet de la hauteur du talus

(Meyerhof, 1957) a proposé des abaques pour définir les facteurs de capacité portante N_c pour une fondation établie au bord d'un talus.

Il a indiqué que le facteur de cohésion N_c dépend de la distance normalisée λ , l'angle d'inclinaison β , et le rapport de stabilité du talus N_s , qui est défini comme $N_s = \gamma H_c / c_u$, où H_c est la hauteur critique de la pente. Pour une conception de stabilité, on doit inclure un facteur de sécurité F_s ($N_s = F_s \gamma H_c / c_u$), donc la hauteur critique H_c est égale à 11,025m. Le rapport de stabilité N_s aura la valeur de 5,51, qui est proche de la solution de Taylor (1948) où $N_s = 5,52$. La Figure 4.8 montre la variation du facteur de cohésion N_c en fonction de la hauteur normalisée H/B , pour une distance normalisée $\lambda=0$, $\beta=45^\circ$ et $c_u/\gamma B=1 ; 2,5$ et 5.

On remarque que les premiers modes de rupture diminuent linéairement pour atteindre des valeurs constantes, ses valeurs indiquent le changement total des mécanismes de rupture de la capacité portante sur la surface horizontale vers la pente. Ces modes restent constants jusqu'à des valeurs critiques de la hauteur relative H/B , qui présentent le mode de rupture de la capacité portante sur la pente, ensuite une diminution brusque, cette diminution présente le mode de glissement total de la pente. Les résultats de la présente étude sont en bon accord avec les résultats Georgiadis (2009).

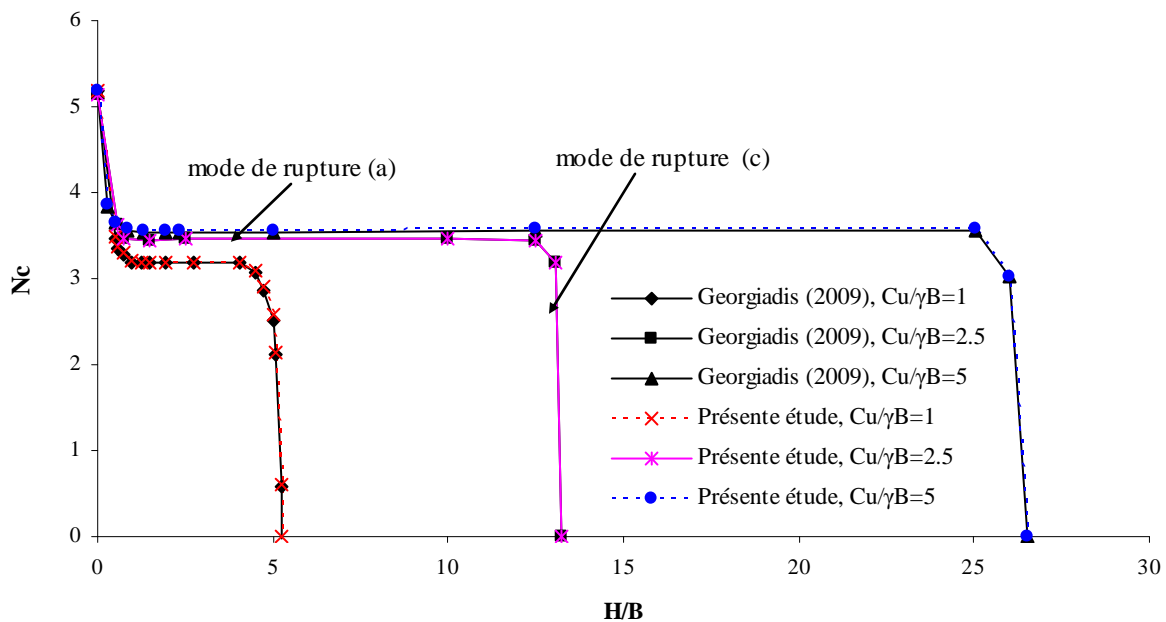


Figure 4-8 Variation de N_c en fonction de la hauteur du talus H/B

4.4.4 Effet de la distance normalisée λ

La Figure 4.9 présente d'abord l'influence de la distance normalisée λ , sur le facteur de portance N_c , pour les deux pentes $\beta=30^\circ$ et 45° , la distance normalisée varie de 0 à 2,5 par pas

de 0,5 et le rapport $c_u/\gamma B=2,5$; ensuite, elle compare les valeurs de N_c obtenues par la présente étude avec celles données par Meyerhof (1957), Kusakabe (1981) et Georgiadis (2009).

D'après cette Figure 4.9 on constate une augmentation progressive du facteur de portance N_c avec la croissance de λ , jusqu'à ce qu'il atteigne sa valeur maximale qui correspond au cas d'une surface horizontale.

La comparaison des résultats montre que pour $\lambda \leq 0,7$, la présente étude est en bon accord avec celle obtenue par Kusakabe (1981) pour $\lambda < 0,7$; par contre, pour $\lambda > 0,7$ le facteur N_c est sous-estimé. Par contre, les valeurs du facteur N_c obtenus par présente étude sont dans tous les cas en bon accord de ceux publiés par Georgiadis (2009).

La Figure 4.9 montre que pour un angle d'inclinaison $\beta=30^\circ$ le facteur de portance N_c obtenue par Meyerhof (1957) et Kusakabe (1981) atteint sa valeur maximale qui correspond à celle obtenue pour une surface horizontale pour les distances $\lambda \geq 1$. Cependant, la valeur de ce facteur obtenue par la présente étude et Georgiadis (2009) atteint sa valeur maximale pour les distances $\lambda \geq 1,5$. Pour $\beta=45^\circ$, le facteur N_c devient constant à partir de la distance $\lambda \geq 1,3$ pour les résultats de Kusakabe (1981) et $\lambda \geq 2$ pour les résultats Georgiadis (2009) et les résultats de la présente étude.

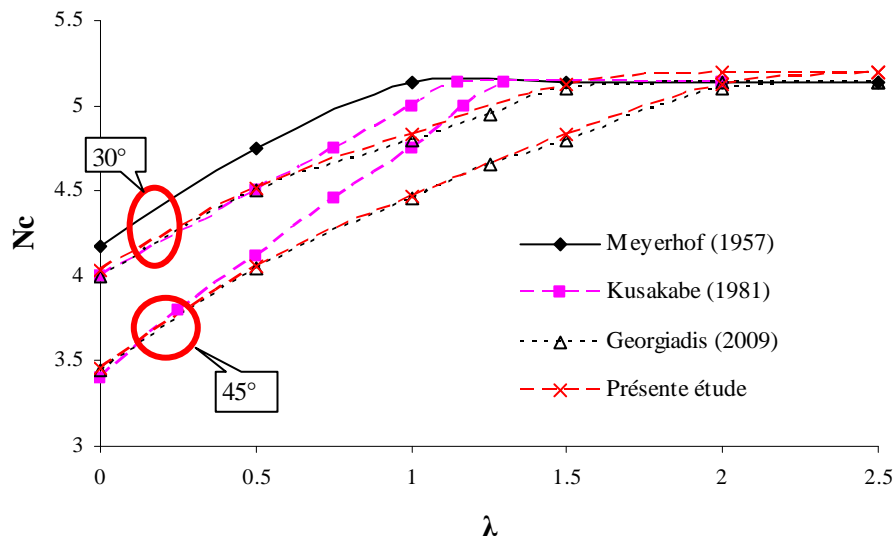


Figure 4-9 Variation de N_c en fonction de la distance λ pour $C_u/\gamma B=2,5$

4.5 Mécanismes de rupture

La Figure 4.10 montre les contours de contraintes de cisaillement pour différentes positions de la fondation pour les angles d'inclinaison de la pente $\beta=30^\circ$ et 45° .

D'après les figures on remarque trois types de mécanisme de rupture, glissement général de la pente. Les contours de déformations s'étendent jusqu'au pied du talus, ce mécanisme est similaire à celui d'un glissement circulaire passant par le pied du talus. Ce type de mécanisme est illustré sur la Figure 4.10(a) où l'angle d'inclinaison $\beta=45^\circ$ et $\lambda=1$.

Le deuxième type de rupture est représenté sur la Figure 4.10 (b), c'est le cas où les lignes de glissement interceptent la surface inclinée du massif de sol, ce type de glissement est appelé glissement de pente. Ce cas est enregistré pour a angle d'inclinaison de la pente $\beta=30^\circ$ et la distance entre la fondation et la crête $\lambda=1$. Le dernier type de mécanisme de rupture est symétrique, il est obtenu pour des fondations posées loin de la crête (surface horizontale), ce mécanisme est similaire à celui proposé par Terzaghi (1943).

D'après les Figures 4.10 (a) et (b), il est important de noter que les contours des contraintes de cisaillement sont similaires au mécanisme de rupture de Terzaghi (1943) (cas de surface horizontale), ils sont développés pour les distances adimensionnelles λ supérieures à 2 et 3 qui correspondent à $\beta=30^\circ$ et 45° respectivement.

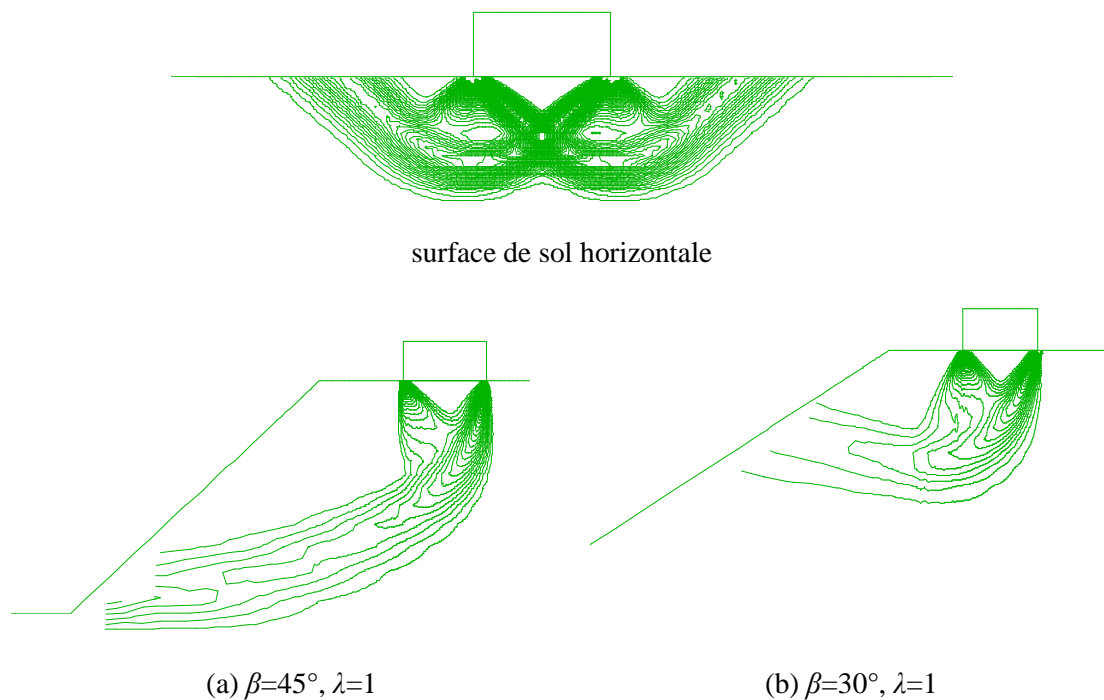


Figure 4-10 contours des contraintes de cisaillement pour différent position de la fondation pour $\lambda=1$, (a) $\beta=45^\circ$, (b) $\beta=30^\circ$.

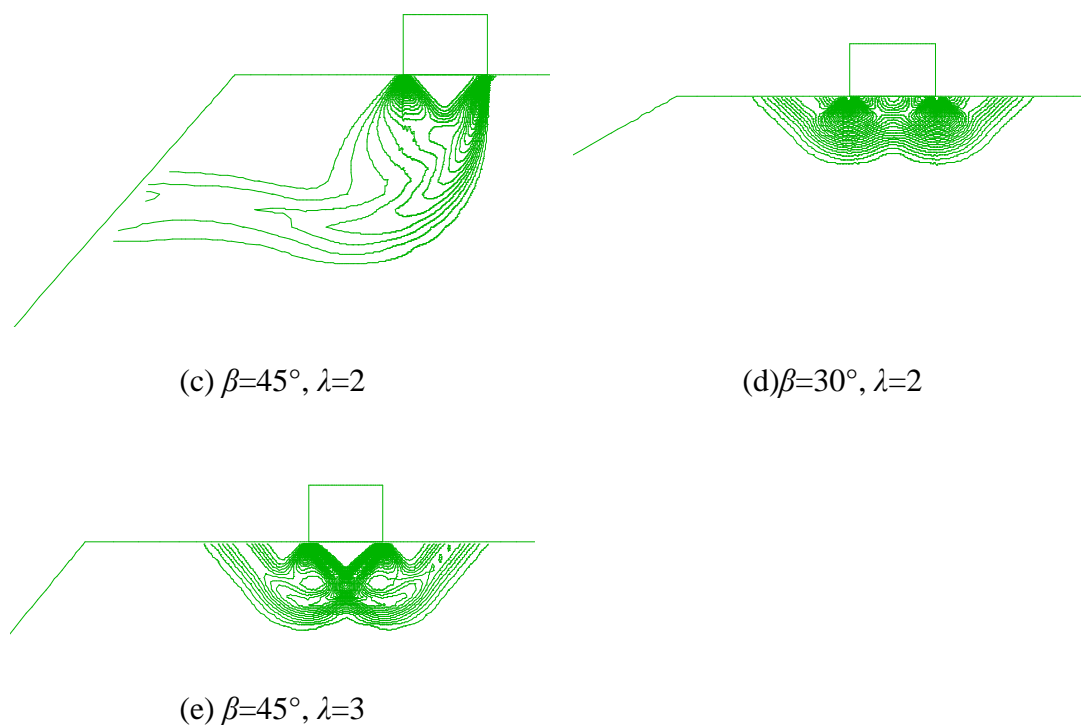


Figure 4-11 contours des contraintes de cisaillement pour différent position de la fondation pour $\lambda=2$, (c) $\beta=45^\circ$, (d) $\beta=30^\circ$ et (e) $\lambda=3, \beta=45^\circ$.

4.6 Conclusion

Les résultats présentés dans ce chapitre démontrent l'influence des caractéristiques géométriques et mécaniques du massif de sol sur la capacité portante d'une fondation au bord d'un talus et soumise à une charge verticale, ces résultats ont été comparés avec les résultats obtenus par les méthodes analytiques, numériques et expérimentales disponible dans la littérature. D'après ces résultats on a constaté que la nature de l'interface sol-fondation influe considérablement sur le facteur de portance N_c . Les résultats de Shiau (2011) dans le cas d'une semelle filante et lisse fournissent des valeurs très proches de celles déterminées par la présente étude pour les distances normalisées $\lambda=0 ; 3$ et 4 .

La variation de la capacité portante en fonction du rapport $c_u/\gamma B$ est quasiment linéaire pour des rapports $c_u/\gamma B > 1$. Par contre, pour les valeurs du rapport $c_u/\gamma B < 1$, la variation de la capacité portante n'est pas linéaire, ce phénomène indique la rupture globale du talus. Egalement, une influence importante de l'angle d'inclinaison de la pente β , de la distance entre la fondation et la crête de talus λ et de la hauteur relative de la pente H/B sur le facteur de portance N_c a été remarquée.

Chapitre V

Effet de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante des fondations

5.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'étudier l'influence des paramètres géométriques et mécaniques sur la capacité portante d'une semelle filante à proximité d'une pente sous chargement incliné centré, en utilisant le code FLAC2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua).

Les calculs numériques sont effectués en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques, tels que la position de la fondation λ , l'inclinaison de la pente β , la cohésion $c_u/\gamma B$ et l'angle de frottement de sol φ afin d'évaluer l'effet du talus sur la capacité portante d'une semelle filante rugueuse. Les résultats numériques obtenus par cette étude sont comparés aux valeurs issues des formulations disponibles dans la littérature.

5.2 Cas d'une fondation établie sur un sol purement cohérent

5.2.1 Procédure de modélisation numérique

Pour calculer la capacité portante d'une semelle filante au bord d'une pente, le code FLAC (2005) en différences finies explicites a été choisi. Ce code intègre de nombreuses lois de comportement, adaptables à un grand nombre de matériaux, géologiques ou non. Le code FLAC (2005) se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, autorisant ainsi un gain substantiel de place mémoire. En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode aux éléments finis. Dans cette étude le comportement du sol est régi par une loi élastique parfaitement plastique et le critère de Tresca a été adopté ; ce modèle est caractérisé par une cohésion non drainée $c_u=100$ kPa, un poids volumique du sol $\gamma=20$ kN/m³, un module d'élasticité non drainée $E_u=30$ MPa et un coefficient de Poisson $\nu=0,49$. Mabrouki et al (2010) a indiqué que la capacité portante n'est pas influencée par les valeurs du module d'élasticité E et du coefficient de Poisson ν ; par ailleurs, les valeurs des paramètres élastiques (E, ν) influencent le tassement de la fondation.

La fondation est modélisée comme un matériau élastique ($E= 25$ GPa, $\nu= 0,21$), et connectée au sol via des éléments d'interface ; le comportement de l'interface sol-fondation est régi par le critère de Coulomb qui limite la force de cisaillement agissant à un nœud d'interface. Dans cette étude, les paramètres de l'interface sont : la cohésion $c=c_u$, la rigidité normale $K_n=10^9$ Pa/m, et la rigidité de cisaillement $K_s= 10^9$ Pa/m.

5.2.2 Résultats et discussions

Dans la présente étude la technique de chargement « probe » est utilisée afin de tracer les surfaces ultimes dans le plan des paramètres de chargement. Cette technique permet de déterminer les points de l'enveloppe de rupture $V-H$. Tout d'abord, une contrainte verticale inférieure à q_{ult} est appliquée sur la fondation jusqu'à l'équilibre du modèle ; ensuite une vitesse horizontale très faible est appliquée sur les nœuds des éléments qui discrétisent la fondation; l'accroissement progressif du déplacement horizontal de la fondation est accompagné par l'augmentation de la contrainte horizontale au-dessous de la fondation; cette contrainte se stabilise pour une valeur qui indique un palier; ce palier correspond à un point sur l'enveloppe de rupture. La figure 5.1 montre les courbes charge-déplacement, pour le cas de $\beta=30^\circ$ et $\lambda=1$.

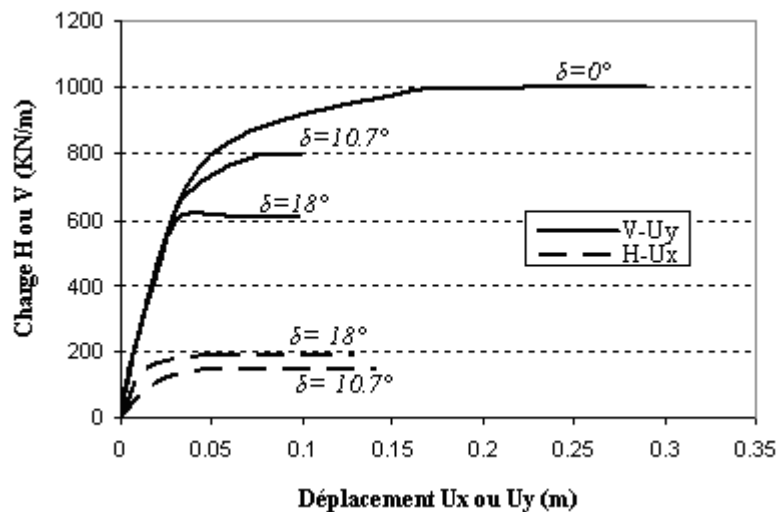


Figure 5-1 Courbe chargement-déplacement pour le cas de $\beta=30^\circ$ et $\lambda=1$.

5.2.2.1 Fondation posé sur une surface horizontale

La Figure 5.2 montre les surfaces ultimes pour une fondation établie sur un sol à surface horizontale, dans le plan $(H/H_0, V/V_0)$ où les paramètres de chargement H, V sont normalisés par rapport à leur valeurs maximales. Les résultats de la présente étude sont comparés à ceux obtenus par Hansen (1961), Meyerhof (1963) et Vesic (1975). On note que le calcul élasto-

plastique de la présente étude donne un facteur de portance $N_c=5,21$, ce qui est en bon accord avec la solution exacte obtenue par Prandtl (1920). Egalement, on peut voir que le glissement peut se produire le long de l'interface sol-fondation pour une charge horizontale critique $H_{ult}=B.c_u$ qui correspond à la charge verticale V inférieure à une charge critique d'environ $V=0,55V_o$.

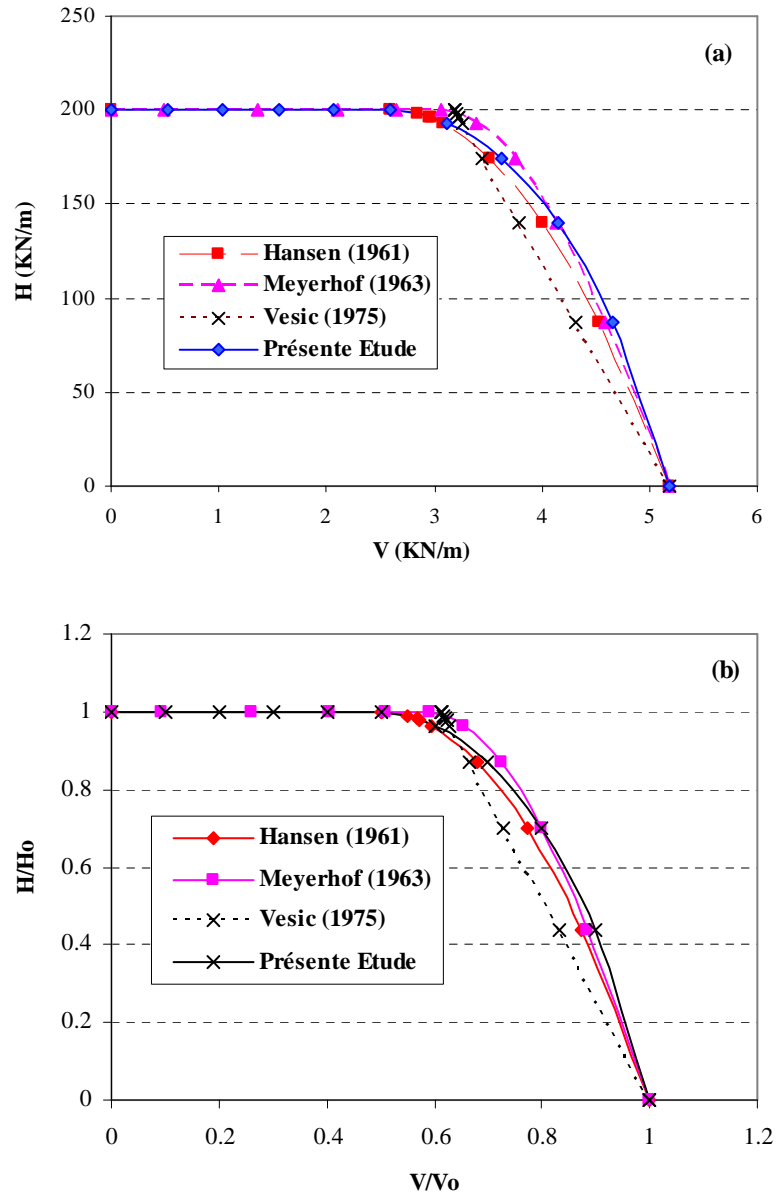


Figure 5-2 Comparaison des surfaces ultimes d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale.

5.2.2.2 Mécanismes de rupture

La Figure 5.3 montre les mécanismes de rupture pour différents angles d'inclinaison (δ) de la charge. Dans le cas de chargement vertical ($\delta=0^\circ$), le mécanisme de rupture est symétrique et similaire au mécanisme de rupture proposé par Terzaghi (1943). Cependant, pour les charges

inclinés d'un angle (δ), on remarque que le mécanisme est asymétrique, et se forme dans la direction de la charge, et aussi la taille de mécanisme diminue en fonction de l'inclinaison de la charge jusqu'à une rupture par glissement sous une charge horizontale.

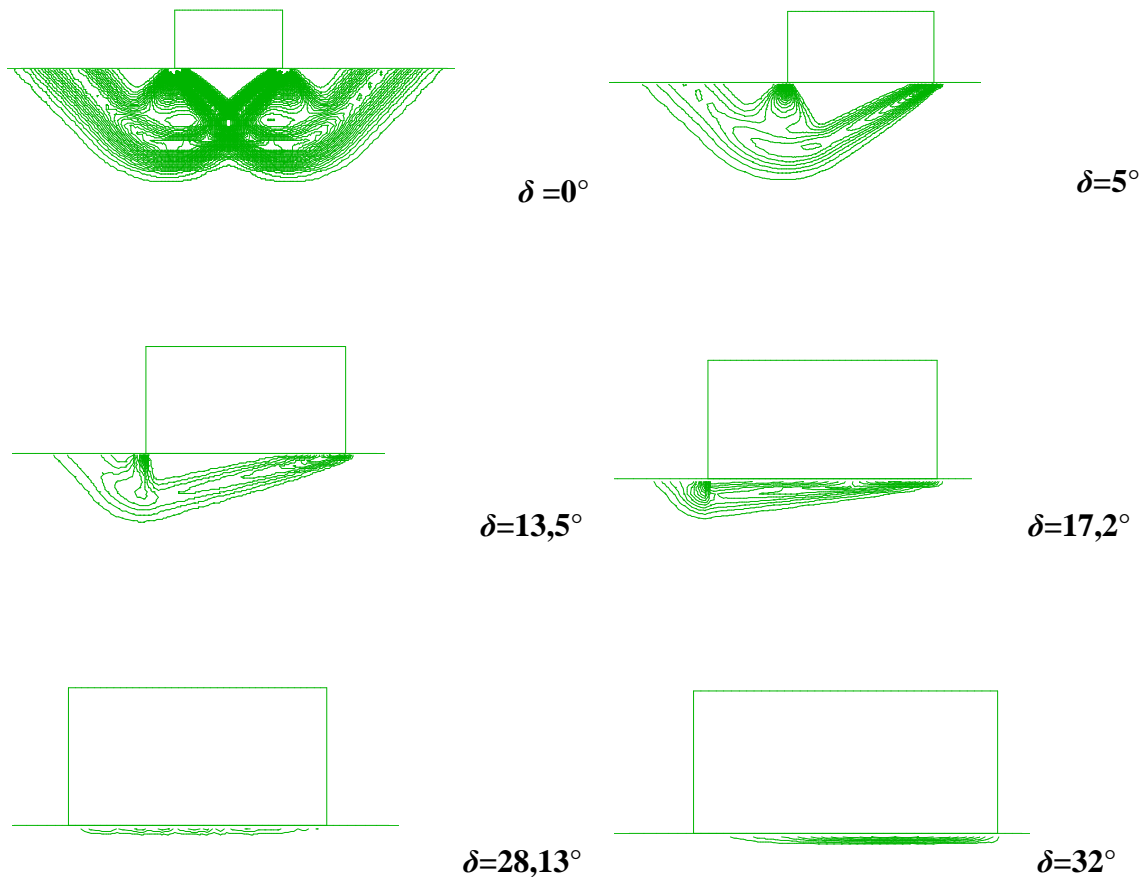


Figure 5-3 Contours des contraintes de cisaillement d'une fondation établie sur un sol cohérent à surface horizontale.

Les Figures 5.4 (a, b) présentent la distribution des contraintes normales et tangentielles pour différents angles d'inclinaison de la charge (δ). Pour $\delta=0^\circ$, le diagramme des contraintes est symétrique par rapport à l'axe vertical passant par le centre de la fondation,

La contrainte verticale sous la semelle est inversement proportionnelle avec l'angle d'inclinaison de la charge δ . Par ailleurs, les contraintes tangentielles développées sont proportionnel avec l'angle d'inclinaison (δ). La Figure 5.4 (b) montre que pour $\delta=0^\circ$ la contrainte de cisaillement est nulle. Pour $\delta=5^\circ$ les containers sont partiellement mobilisés suivant la direction de la charge appliquée. Pour les chargements inclinées $\delta \geq 13,5^\circ$, la contrainte de cisaillement τ est mobilisé sur toute la surface de la fondation, sa valeur égale a la cohésion $c_u=40\text{KPa}$.

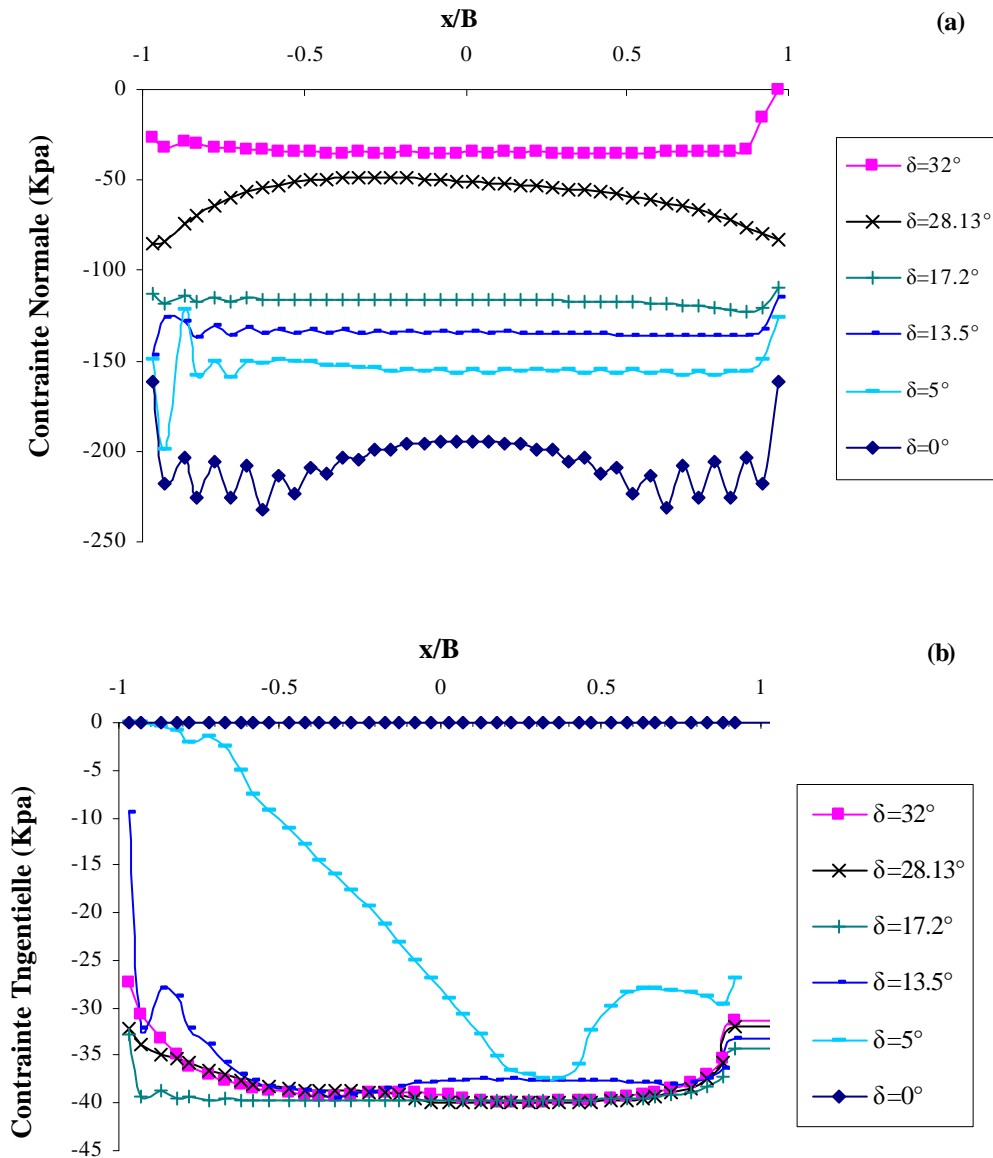


Figure 5-4 Diagrammes des contraintes (a) normales et (b) tangentielles d'une fondation établie sur une surface horizontale.

5.2.3 Influence de la pente

Les Figures 5.5 (a, b) montrent les enveloppes de rupture dans le plan (H/H_0 , V/V_0), pour une fondation établie à proximité d'une pente. Les résultats de la présente étude sont en bon accord avec la solution de Hansen (1961). Les surfaces de rupture de Vesic (1975) sont situées d'une part au dessus des surfaces de rupture de la présente étude pour $V/V_0 \leq 0,6$, d'autre part, ils sont au dessous des surfaces de rupture de la présente étude pour $V/V_0 \geq 0,6$.

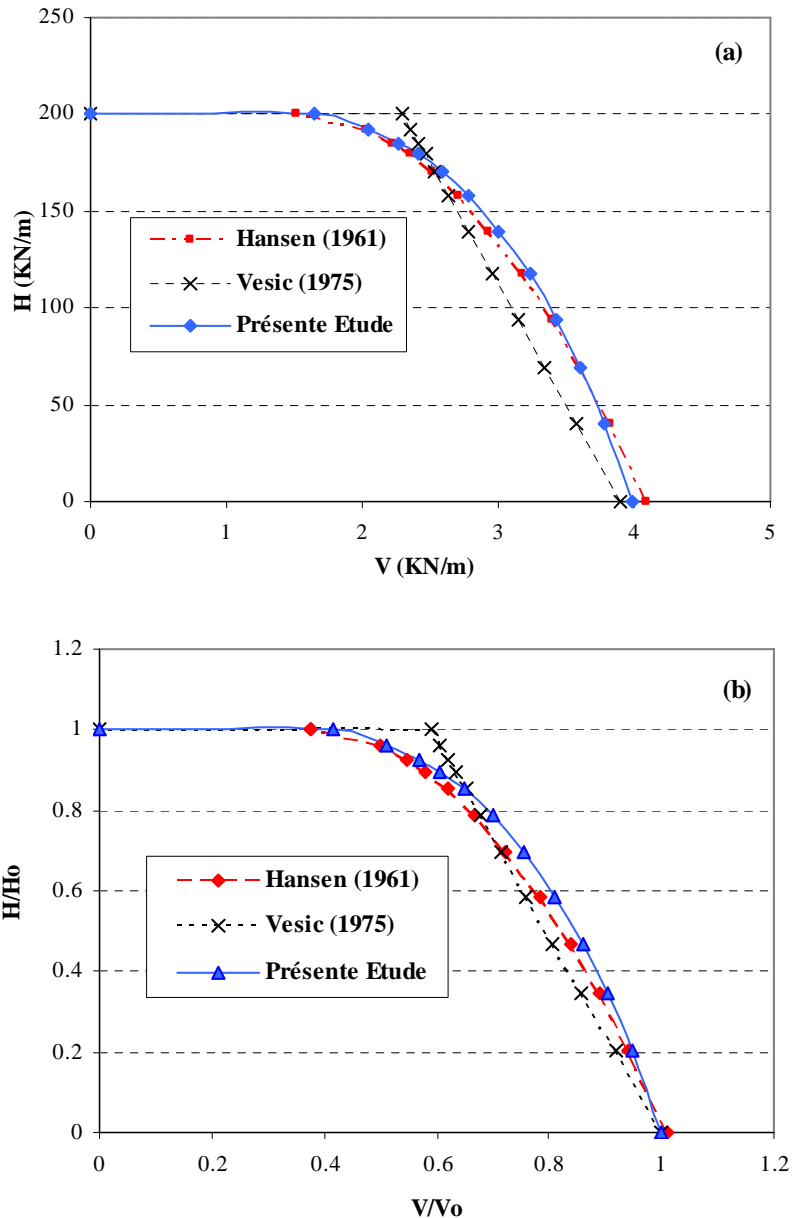


Figure 5-5 Comparaison des surfaces de rupture d'une fondation repose à proximité d'une pente : (a) surface de la rupture et (b) diagramme d'interaction.

5.2.3.1 Influence du rapport $c_u/\gamma B$

Le rapport $c_u/\gamma B$ joue un rôle très important dans la détermination de type de mécanisme de rupture que ce soit glissement globale de la pente ou cisaillement provoqué par le chargement de la fondation. Pour bien étudier l'effet de ce rapport, on a procédé à une étude paramétrique en faisant varier les paramètres $c_u/\gamma B$, λ , et β .

Trois valeurs du rapport ont été testé ($c_u/\gamma B = 1 ; 2,5$ et 5) pour une fondation placé au sommet de la crête du talus, telle que la distance normalisée $\lambda=0$ et 1 , l'inclinaison de la pente $\beta=0^\circ$,

15°, 30° et 45°, aussi il est nécessaire de tester les cas des inclinaisons positives et négatives de chargements.

Les Figures 5.6 (a-c) présentent les surfaces de ruptures $V-H$ obtenus à partir des déférences finies (FLAC) pour $\lambda = 0$ et $\beta = 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ$, respectivement. Toute fois, On remarque que les courbes ne sont pas symétriques par rapport à celle obtenue pour la surface horizontale. Pour le chargement négatif (inverse du sens de la pente) on constate une augmentation proportionnelle des charges de rupture verticales et horizontales ($V-H$); ainsi les courbes de surface de rupture sont superposées pour toutes les valeurs de l'angle d'inclinaison δ . On remarque aussi que l'angle d'inclinaison de la pente n'affecte pas les surfaces de rupture, qui sont identiques à celle obtenue dans le cas de la surface horizontale.

Pour le chargement positif (charge horizontale dirigée vers la pente), la charge de rupture verticale diminue et la charge horizontale augmente avec l'augmentation de l'inclinaison de charge δ jusqu'à ce que la charge horizontale atteint sa valeur limite $H_0 = B \cdot c_u$. On constate que les courbes de la charge de rupture se trouvent au dessous de la courbe de la charge de rupture de la surface horizontale, et leur forme varie en fonction du rapport $c_u/\gamma B$ et l'inclinaison de la pente β .

Les Figures 5.6 (a-c) montrent que la variation de $c_u/\gamma B$ n'influe pas sur la forme des surfaces de rupture. On constate que les courbes de surface de rupture tracé pour $c_u/\gamma B = 2,5$ et 5 sont très proche. Par ailleurs, les surfaces de rupture obtenue pour $c_u/\gamma B = 1$ sont nettement situées au dessous des autres surfaces de rupture.

Pour $\beta = 15^\circ$, le rapport $c_u/\gamma B$ n'a pas d'influence sur la forme de surface de rupture, c'est à dire toutes les courbes sont presque superposés. Les surfaces de rupture de la présente étude sont située au dessous des surface de rupture de Georgiadis (2010). Par ailleurs, pour $\beta = 30^\circ$ et 45° une influence remarquable du rapport $c_u/\gamma B$ sur les surface de rupture et leurs formes sont nettement déviées par apport au cas de surface de rupture d'une fondation posé sur une surface horizontale.

La comparaison des surface de rupture obtenue par la présente étude avec celle de Georgiadis (2010) montre un bonne accord pour les rapports $c_u/\gamma B = 2,5$ et 5 . Par contre, pour $c_u/\gamma B = 1$, les surface de rupture de la présente étude se trouve au dessous de la surface de rupture tracé par Georgiadis (2010). Figure 5.7 ne présente aucune influence du rapport $c_u/\gamma B$ sur les courbes d'interaction, toutes les surfaces de rupture sont superposées.

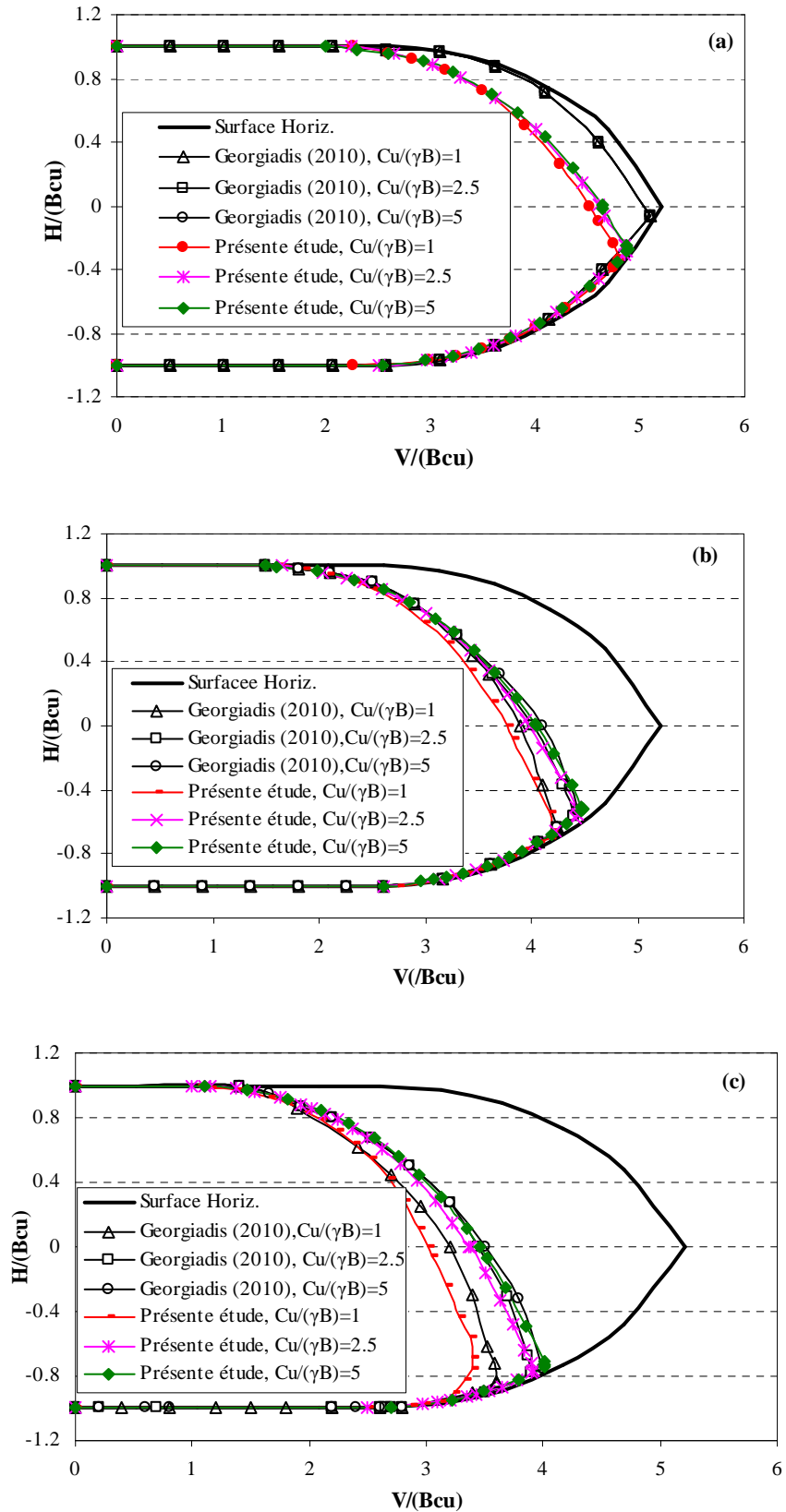


Figure 5-6 surface de la rupture normalisée pour $\lambda=0$; (a) $\beta=15^\circ$, (b) $\beta=30^\circ$ et (c) $\beta=45^\circ$

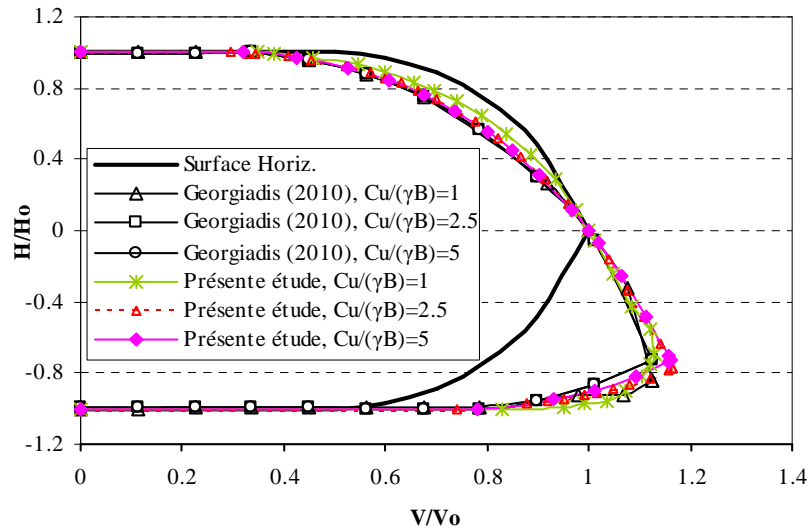


Figure 5-7 diagrammes d'interaction pour $\lambda=0$ et $\beta=45^\circ$.

Les Figures 5.8 et 5.9 (b-c) illustrent les surfaces de rupture pour $\lambda=1$ et $\beta=15^\circ$, 30° et 45° respectivement. On remarque dans ce cas une influence très importante du rapport $c_u/\gamma B$ sur les surfaces de rupture par rapport à fondation posé sur la crête de talus ($\lambda=0$). On constate que pour le rapport $c_u/\gamma B=1$, les courbes enveloppes dépendent de la hauteur normalisé de la pente H/B . Pour $\beta=15^\circ$, l'effet du rapport $c_u/\gamma B$ est négligeable et les résultats de la présente étude sont en accord avec ceux obtenue par Georgiadis (2010) (Figures 5.8). Pour $\beta=30^\circ$ et 45° , la présente étude sous-estime les charges de rupture par rapport aux résultats de Georgiadis (2010) obtenues pour les charges appliquées dans la direction positive (direction du talus). Par contre, pour les charges appliquées dans la direction inverse (négative), les courbes enveloppes tracées par la présente étude et celles de Georgiadis (2010) sont superposées (Figure 5.9 b-c).

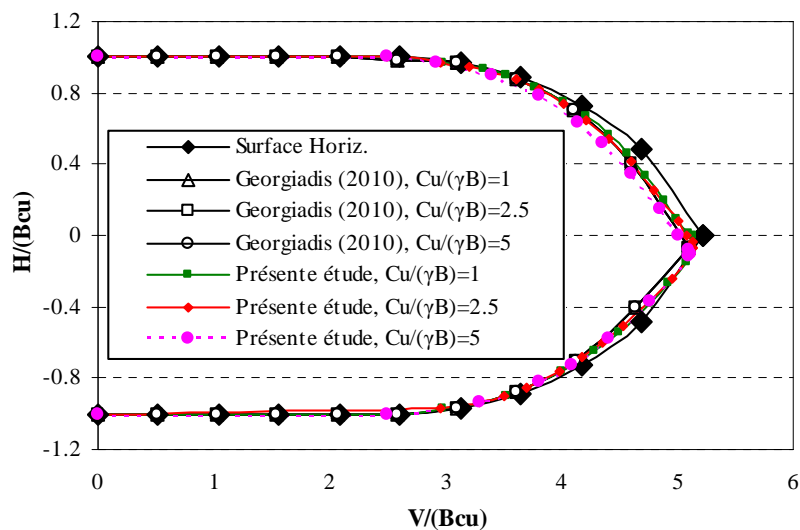


Figure 5-8 surface de la rupture normalisée pour $\lambda=1$ et $\beta=15^\circ$

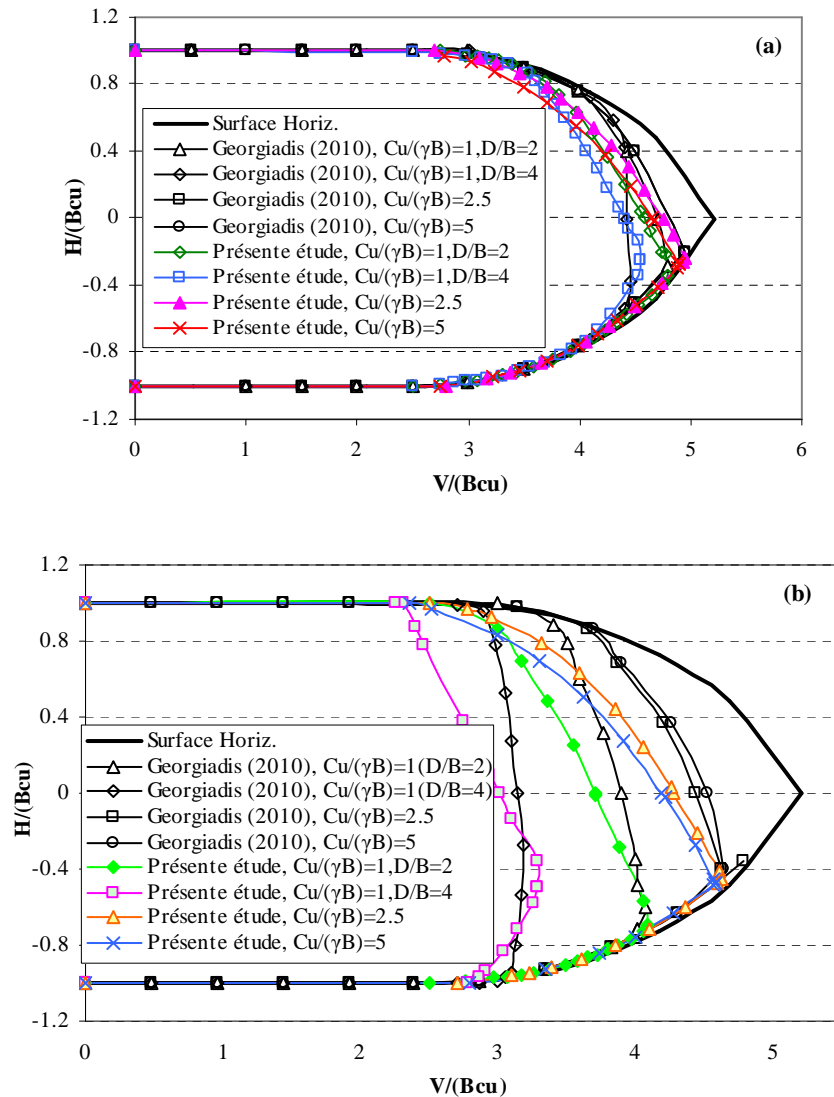


Figure 5-9 surface de la rupture normalisée pour $\lambda=1$; (a) $\beta=30^\circ$ et (b) $\beta=45^\circ$.

Les Figures 5.10 (a-b), illustrent les courbes d'interactions de charge pour $\beta=30^\circ$ et 45° respectivement. On observe que le rapport $c_u/\gamma B$ a un effet sur les formes des diagrammes d'interaction. Pour le rapport $c_u/\gamma B=2,5$ et 5, la Figure 5-10(a) montre que les parties des diagrammes d'interactions (obtenus par le chargement négatif) de la présente étude et ceux de Georgiadis (2010) sont très proche. Pour le chargement positif, les diagrammes de Georgiadis (2010) sont situés légèrement au dessus des diagrammes de la présente étude. Il est très intéressant de noter que pour l'angle d'inclinaison de la pente $\beta=45^\circ$, les courbes d'interactions obtenus par la présente étude sont situées au dessous des courbes de Georgiadis (2010) pour le deux chargement positif et négatif. Les courbes de la présente étude sont en accord avec les courbes de Georgiadis (2010) pour le rapport $c_u/\gamma B=2,5$ et 5. Cependant, pour

$c_u/\gamma B=1$ les courbes de la présente étude sont situées au dessous des courbes d'interaction de Georgiadis (2010).

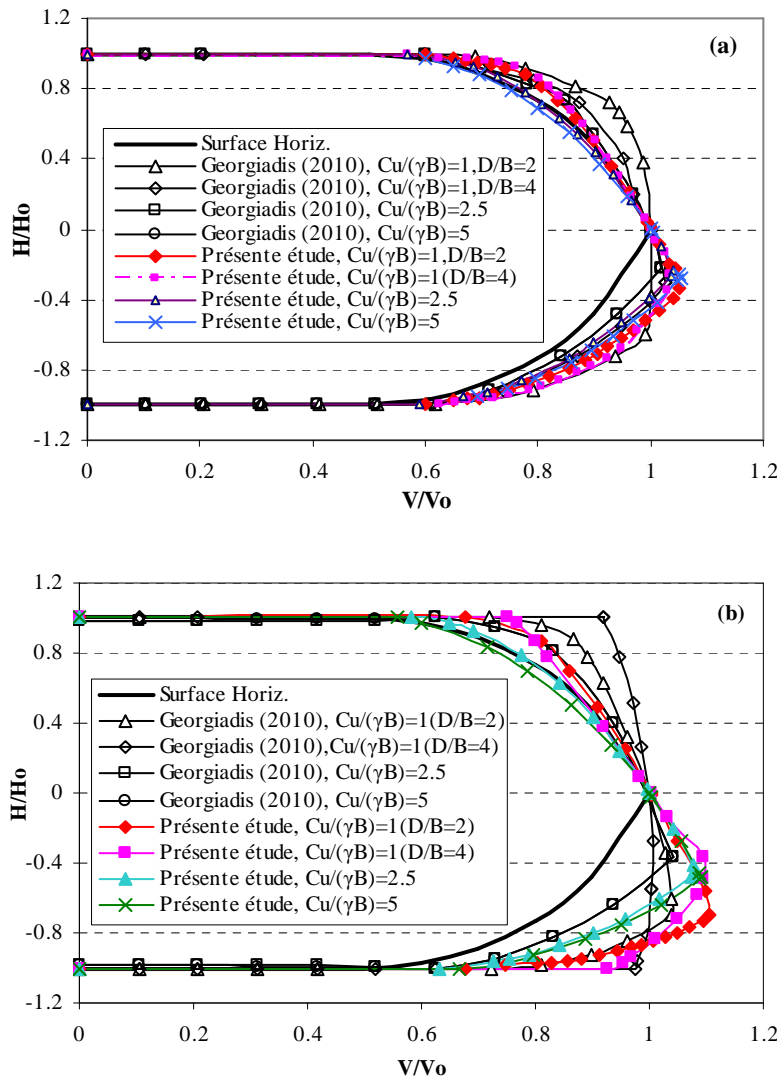


Figure 5-10 diagrammes d'interaction pour $\lambda=1$ et (a) $\beta=30^\circ$ et (b) $\beta=45^\circ$.

5.2.3.2 Influence de la hauteur du talus H/B

Meyerhof (1957) a montré que le facteur de capacité portante N_c des fondations superficielles sous chargement vertical établies sur une surface de sol purement cohérent à proximité d'un talus de grande hauteur, dépend de λ , β et le nombre de stabilité de la pente N_s , qui est défini comme suit $N_s = \gamma H_c / c_u$. La hauteur critique de la pente H_c correspond au glissement de la pente sous son poids propre et sans application de la charge sur la semelle $H_c = N_s c_u / \gamma$. La valeur du nombre de stabilité N_s déterminée dans cette étude pour la hauteur critique $H_c = 11,025\text{m}$ est égale à 5,51, cette valeur est très proche de celle obtenue par Taylor (1937) qui est égale 5,52, pour les angles d'inclinaison de la pente inférieure à 54° . Les surfaces de

ruptures normalisées sont présentés sur les Figures 5.11 (a-b) pour $c_u/\gamma B=1$, $\beta=30^\circ$, 45° et pour différents hauteur normalisées de la pente $H/B=0,5$; 1 ; 2 ; 3 et 4.

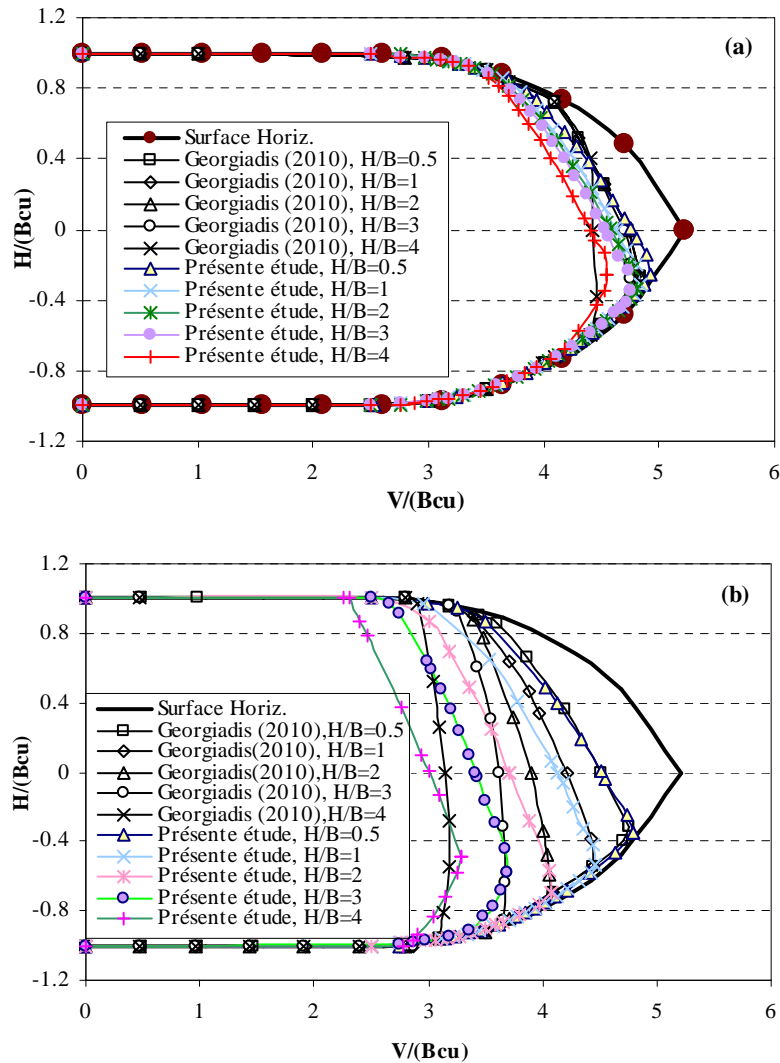


Figure 5-11 surface de la rupture normalisée pour : $c_u/\gamma B=1$, $\lambda=1$, (a) $\beta=30^\circ$ et (b) $\beta=45^\circ$.

Pour $\beta=30^\circ$, Les résultats de la présente étude sont en accord avec ceux obtenus par Georgiadis (2009) pour les hauteurs normalisées $H/B=0,5$ à 3 . Par contre, les résultats de la présente étude sont sous-estimés par rapport aux résultats de Georgiadis (2009) pour la hauteur normalisée de talus $H/B=4$.

La Figure 5.11 (b) montre que dans le cas de chargement positif, l'influence de la hauteur relative de la pente H/B sur les enveloppes de rupture est très significative, l'espacement entre les courbes de la présente étude et celles de Georgiadis (2009) augmente avec l'augmentation de H/B ; à l'exception du cas correspondant au rapport $H/B=0,5$, où les courbes sont nettement superposées.

Les Figures 5.12 (a-b) illustrent les diagrammes d'interactions pour les deux inclinaisons de la pente $\beta=30^\circ$ et 45° respectivement. On remarque que la hauteur relative de la pente H/B n'a pas d'influence sur la forme des diagrammes d'interaction pour $\beta=30^\circ$; par contre, cette hauteur relative influe considérablement sur la forme des diagrammes d'interactions pour $\beta=45^\circ$, cela apparaît clairement sur la Figure 5.12(b).

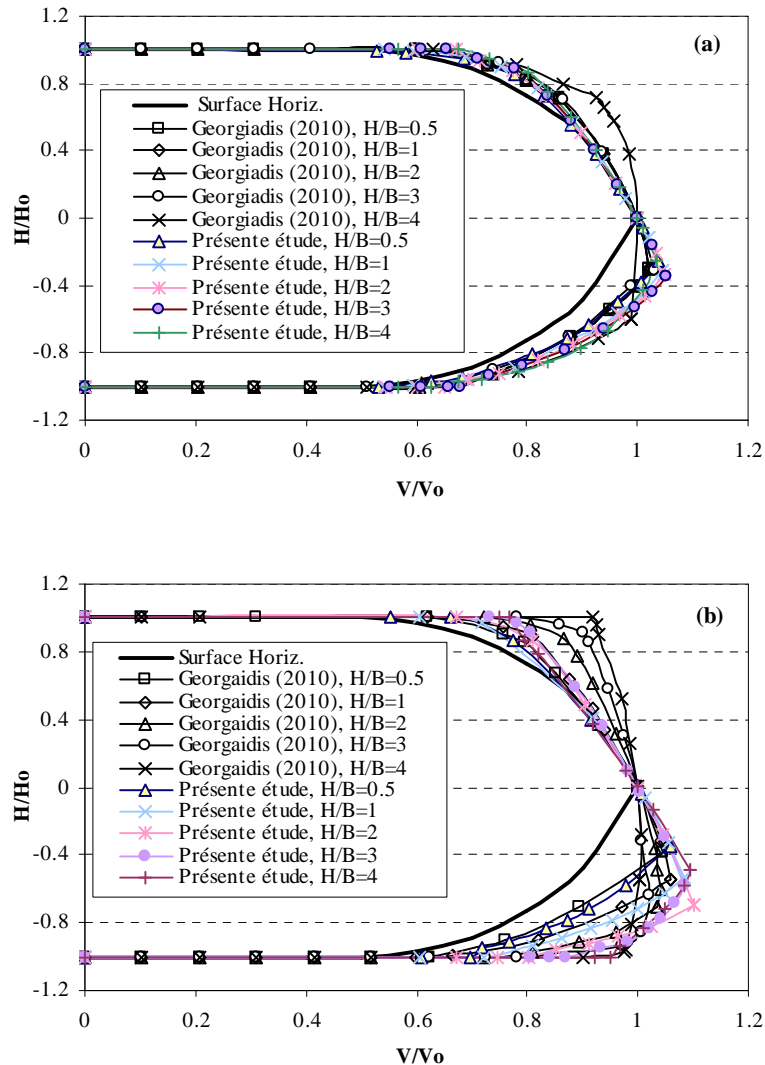


Figure 5-12 diagrammes d'interaction pour : $c_u/\gamma B=1$, $\lambda=1$, (a) $\beta=30$ et (b) $\beta=45^\circ$.

5.2.3.3 Influences de l'inclinaison de la pente β

Il a été clairement mis en évidence que les faibles rapports $c_u/\gamma B \leq 1$ et les grandes hauteurs de la pente H/B sont la cause des problèmes d'instabilité d'une fondation à proximité d'une pente. Les Figures 5.13 (a-b) illustrent les surfaces de rupture pour les deux distances normalisées $\lambda=0$ et 1 et un rapport $c_u/\gamma B = 2,5$ et pour différents angles d'inclinaisons de la pente $\beta=15^\circ$, 30° et 45° . Les résultats de la présente étude montrent que la forme des surfaces des ruptures

diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la pente β° , comme le montre les Figures 5.13 (a-b). Les surfaces des ruptures obtenue pour la distance normalisées $\lambda=0$ sont illustrées sur la Figure 5.13 (a). Les courbes de la présente étude et ceux de Georgiadis (2010) sont pratiquement superposés pour les deux inclinaisons $\beta=15^\circ$ et 30° (obtenus par le chargement positif). Par ailleurs, pour $\beta=45^\circ$ et les faibles inclinaisons de la charge δ , les courbes sont légèrement espacé. Les surfaces des ruptures illustrées sur la Figure 5.13 (b) pour $\lambda=1$ montrent bien que pour $\beta=15^\circ$, les deux courbes sont parfaitement superposées. Par contre pour $\beta=30^\circ$ et 45° les courbes sont écartées les une des autres ; il est intéressant de noter que les courbes obtenues par la présente étude sont situés au-dessous de celles de Georgiadis (2010).

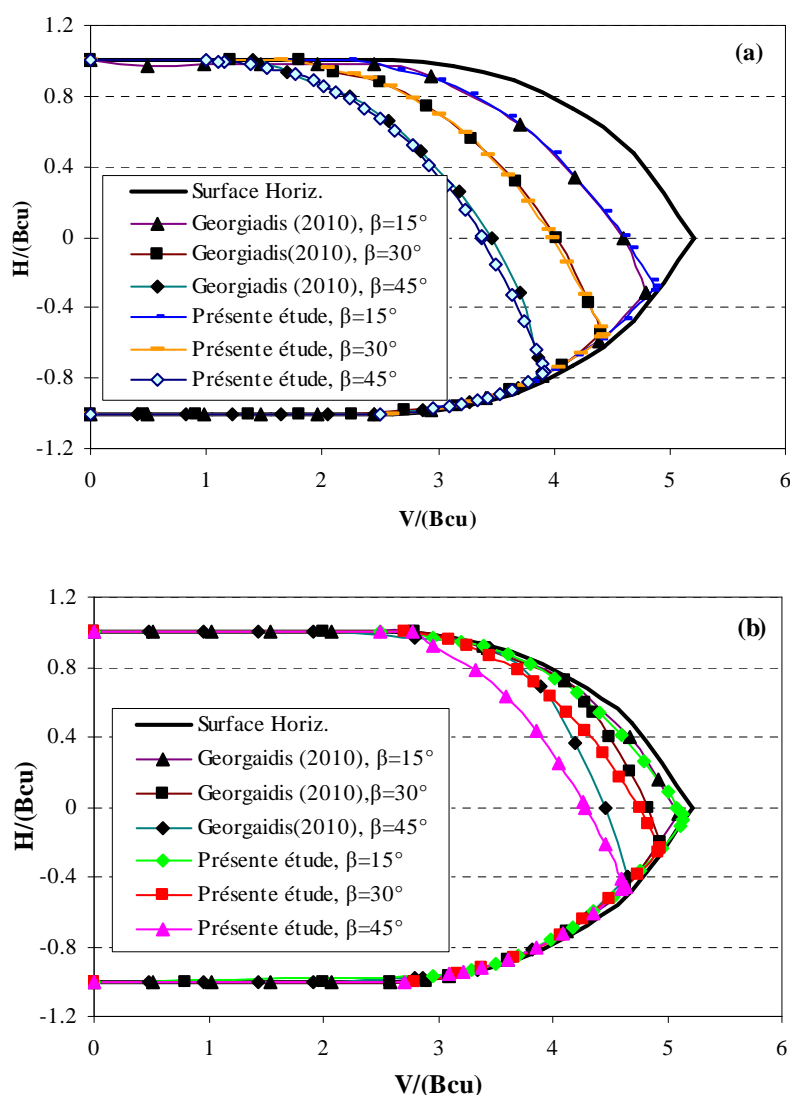


Figure 5-13 surface de la rupture normalisée pour : $c_u/\gamma B=2,5$, (a) $\lambda=0$ et (b) $\lambda=1$.

Figures 5.14 (a-b) montrent les diagrammes d'interactions pour les deux inclinaisons de la pente $\beta=30^\circ$ et 45° . Il est intéressant de noter que les diagrammes d'interactions dépendent de

l'angle d'inclinaison de la pente β . Les diagrammes d'interaction obtenue par Georgiadis (2010) sont en bon accord avec les diagrammes d'interaction de la présente étude pour la distance normalisée de la fondation $\lambda=0$. Par ailleurs, les résultats de Georgiadis (2010) les deux inclinaisons de la pente $\beta=30^\circ$ et 45° sont situées au dessus des diagrammes d'interactions de la présente étude pour les deux cas d'inclinaison de la charge δ (positif et négatif).

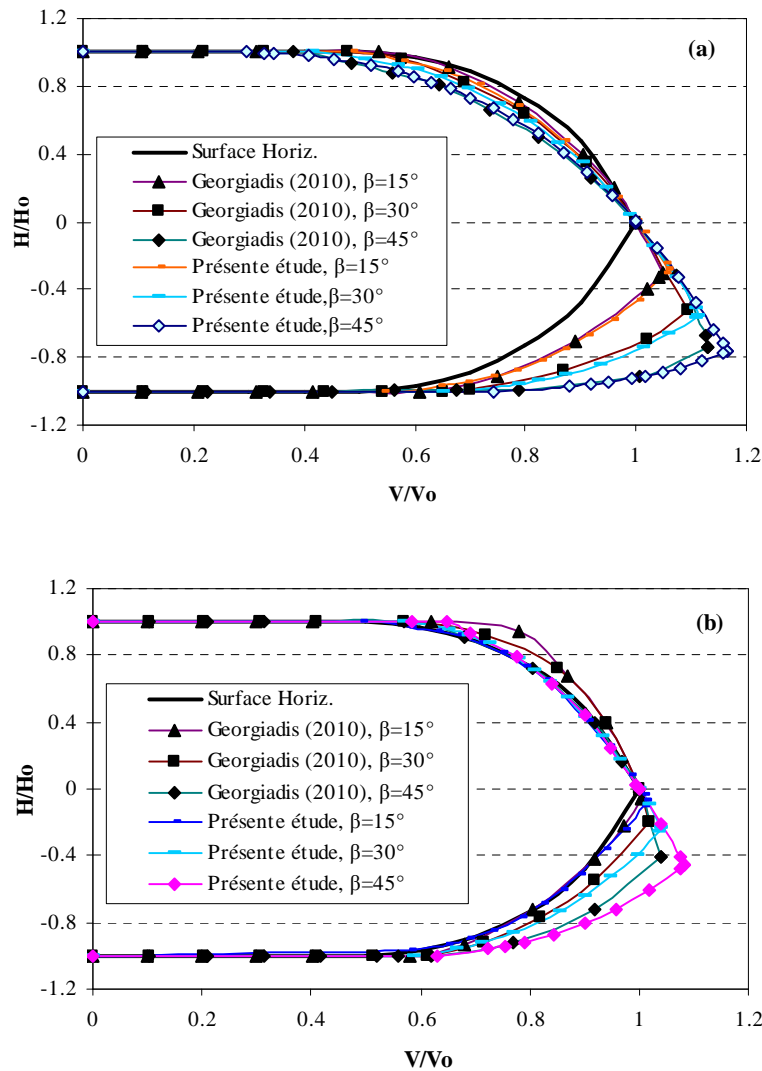


Figure 5-14 diagrammes d'interaction pour : $c_u/\gamma B=2,5$, (a) $\lambda=0$ et (b) $\lambda=1$.

5.2.3.4 Influence de la distance normalisée λ

L'influence de la distance normalisée λ sur les courbes d'interaction a été étudiée pour les pentes $\beta = 15^\circ, 30^\circ$ et 45° . On ne remarque que la distance normalisée de la semelle λ n'affecte pas la forme des diagrammes de rupture mais on constate dans l'ensemble un écartement des courbes vers le bas par rapport à le diagramme d'interaction obtenue pour une surface

horizontale. Les résultats numériques sont en accord avec ceux obtenue par Georgiadis (2010), comme le montre la Figure 5.15 (a-c).

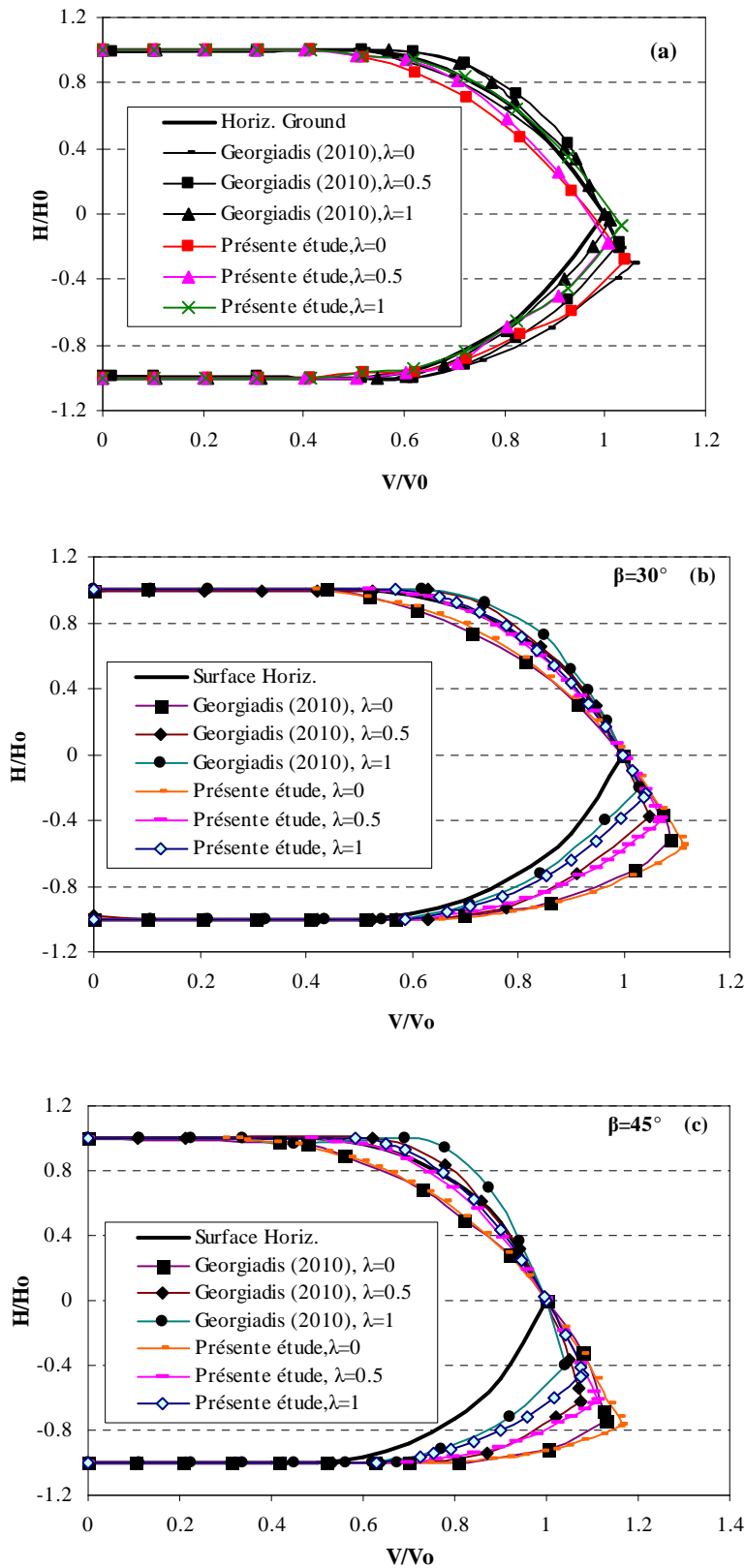


Figure 5-15 diagrammes d'interaction pour : $c_u/\gamma B=2,5$, (a) $\beta=15^\circ$, (b) $\beta=30^\circ$ et (c) $\beta=45^\circ$.

5.3 Cas d'une fondation établie sur un sol purement frottant

5.3.1 Procédure de modélisation numérique

Dans cette étude le comportement du sol régi par une loi élastique parfaitement plastique et le critère de Mohr coulomb a été adopté. Ce modèle est caractérisé par un angle de frottement interne du sol $\varphi=37,5^\circ$, l'angle de dilatance $\psi=10^\circ$ pour tenir compte du caractère non associatif de l'écoulement plastique, un poids volumique du sol $\gamma=16 \text{ kN/m}^3$, un module d'élasticité $E=65 \text{ MPa}$ et un coefficient de Poisson $\nu=0,33$.

La fondation est modélisée comme un matériau élastique ($E=71 \text{ GPa}$, $\nu=0,34$), et connectée au sol via des éléments d'interface ; le comportement de l'interface sol-fondation est régi par le critère de Coulomb qui limite la force de cisaillement agissante à un nœud d'interface. Dans cette étude, les paramètres de l'interface sont : l'angle de frottement interne $\varphi=37,5^\circ$, et l'angle dilatance $\psi=10^\circ$, la rigidité normale $K_n=10^9 \text{ Pa/m}$, et la rigidité de cisaillement $K_s=10^9 \text{ Pa/m}$. Le massif étudié ne présente aucune symétrie géométrique, il est donc modélisé dans son intégralité. La Figure 5.16 montre le maillage adopté dans le cas $\beta=26,6^\circ$, $H/B=3,5$. Le maillage est raffiné au voisinage de la fondation, sous sa la base, ainsi que près de la crête du talus. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal pour les limites latérales, la base du modèle est bloquée dans les directions x et y .

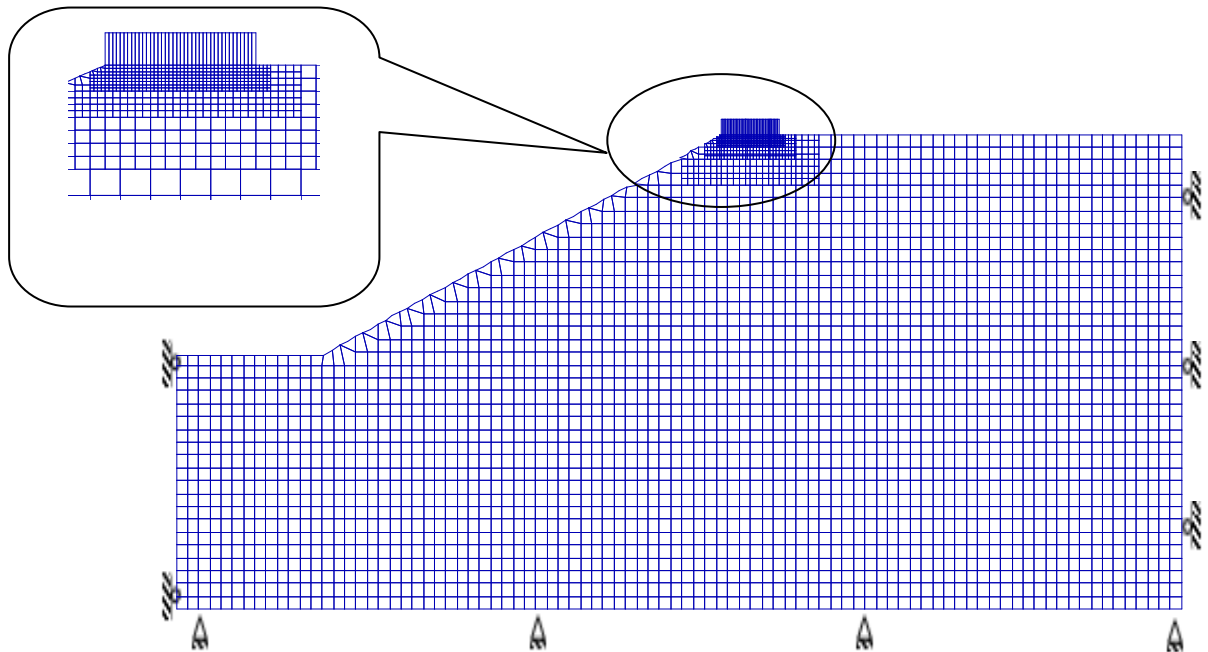


Figure 5-16 Maillage et conditions aux limites, $\beta=26,6^\circ$, $H/B=3,5$ et $\lambda=0$.

5.3.2 Résultats et discussions

5.3.2.1 Fondation sur un sol à surface horizontale

Dans l'objectif de déterminer les charges ultimes, Paolucci et Pecker (1997) et Sieffert et Bay-Gress (1998) ont proposé de normaliser les composantes horizontales et verticales du chargement extérieur (v , h) par la charge ultime notée V_{\max} , relative à la configuration de référence. Celle-ci correspond au cas de la fondation superficielle filante établie sur un massif à surface libre horizontale, et soumise à un chargement vertical centré. La Figure 5.17 illustre la variation du coefficient de l'inclinaison i_γ en fonction de l'inclinaison de la charge δ . Il est intéressant de noter que le coefficient i_γ diminue avec l'augmentation de l'inclinaison de la charge. Les résultats de la présente étude sont en bon accord avec les résultats de Meyerhof (1963) et Hansen (1970). Par ailleurs, les résultats de Vesic (1975) sont légèrement supérieurs de ceux obtenus par la présente étude.

La Figure 5.18 montre les surfaces ultimes pour une fondation établie sur un sol à surface horizontale dans le plan (H/H_0 , V/V_0), les résultats de la présente étude sont comparés à ceux obtenus par Hansen (1970) et Vesic (1975). Cette comparaison a confirmé la bonne concordance des résultats de la présente étude avec la solution de Hansen (1970). Par ailleurs, les résultats de Vesic (1975) surestiment les charges normalisées pour les grandes valeurs de H . Egalement, il est à noter que la charge ultime horizontale H_{ult} de la présente étude atteint une valeur de l'ordre de $0,095V_{\text{ult}}$ pour une charge verticale comprise entre $0,4V_{\text{ult}}$ et $0,5V_{\text{ult}}$. Les valeurs expérimentales de H_{\max} sont de l'ordre de $0,12V_{\text{ult}}$ (Georgiadis et Butterfield. 1988 ; Gottardi et Butterfield. 1993), cette valeur est de 20% supérieur de celle obtenue par la présente étude.

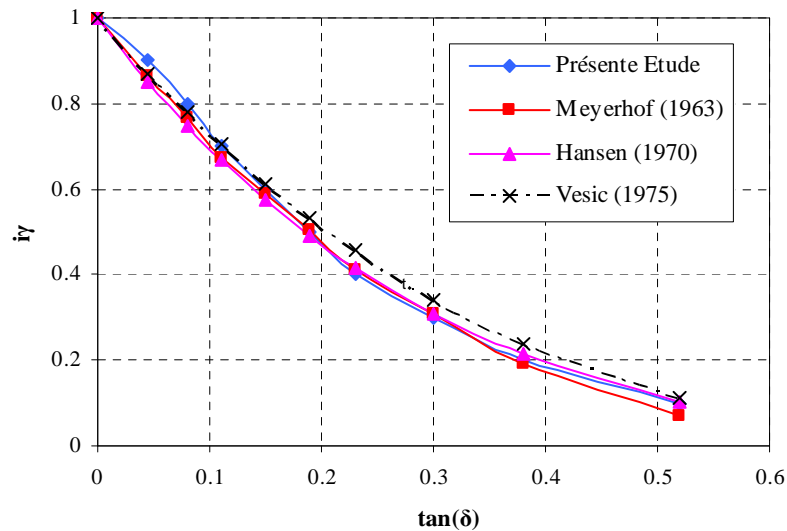


Figure 5-17 Comparaison des facteurs d'inclinaison i_γ en fonction de l'inclinaison de la charge $\tan(\delta)$.

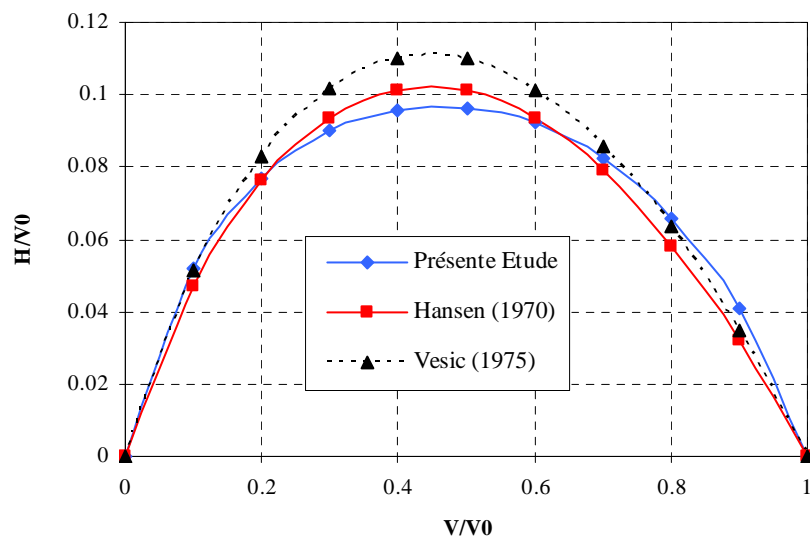


Figure 5-18 Comparaison des surfaces ultimes d'une fondation établie sur un sol une surface horizontale.

5.3.2.2 Influence de la pente

La Figure 5.19 montre l'influence de la distance relative λ entre la fondation et la crête du talus sur les charges ultimes (v , h) pour différents angles d'inclinaison de la charge δ (sens positif et négatif). On remarque une divergence des charges limites pour le sens positif ($\delta > 0$). En revanche, pour le cas de chargement dirigé vers l'intérieur du talus ($\delta < 0$), les valeurs des charges limites sont proches pour les fortes inclinaisons de la charge ($\delta > -15$), ce phénomène est dû à la rupture par cisaillement qui se développe dans le plan horizontal situé sous la base de la fondation (le talus n'influe pas sur la portance de la fondation). Il est intéressant de noter que les résultats obtenus illustrent un écart important entre les charges limites, en fonction de

la position de la fondation par rapport à la crête du talus, surtout pour le chargement négatif où $\delta=-5^\circ$.

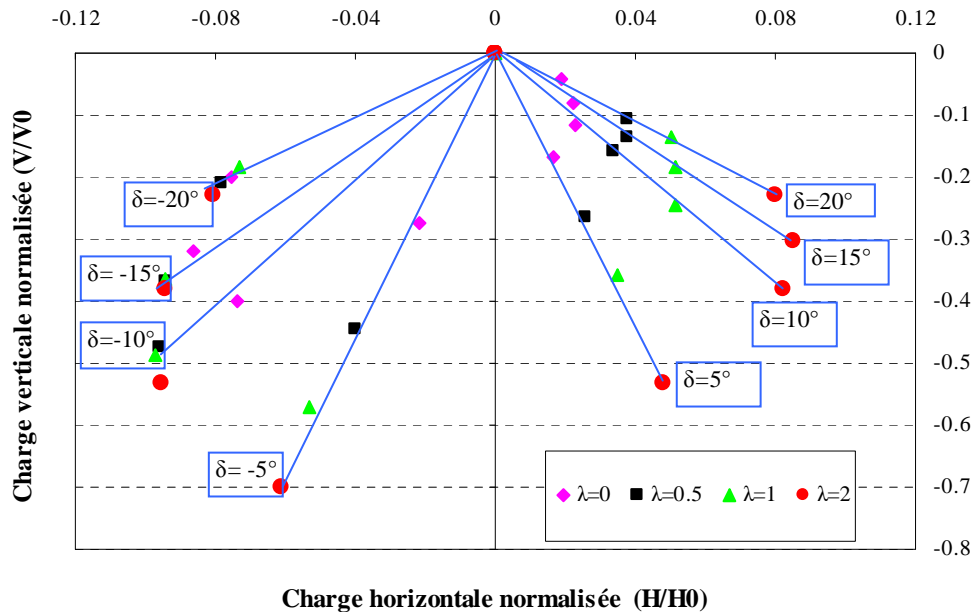


Figure 5-19 Influence de la distance relative fondation-crête de talus sur la capacité portante.

Pour comprendre les raisons de cette variation, on va observer l'évolution de la charge horizontale en fonction du déplacement horizontal présenté sur la Figure 5.20. On note que pour de faibles inclinaisons de la charge $\delta=-5^\circ$ et -10° et de faible distance relative $\lambda=0 ; 0,5$ et 2 , on peut mettre en évidence un comportement particulièrement intéressant. Au début de chargement, les déplacements horizontaux s'évaluent dans le sens négatif puis ils changent leurs directions vers le sens positif pour des sollicitations horizontales bien définies. Pour le chargement négatif $\delta=-15^\circ$ et -20° , les déplacements horizontaux continus à se développer dans le sens négatif. Par ailleurs, pour le chargement positif $\delta>0$ les sollicitations horizontales ainsi que les déplacements horizontaux s'évaluent dans le sens positif.

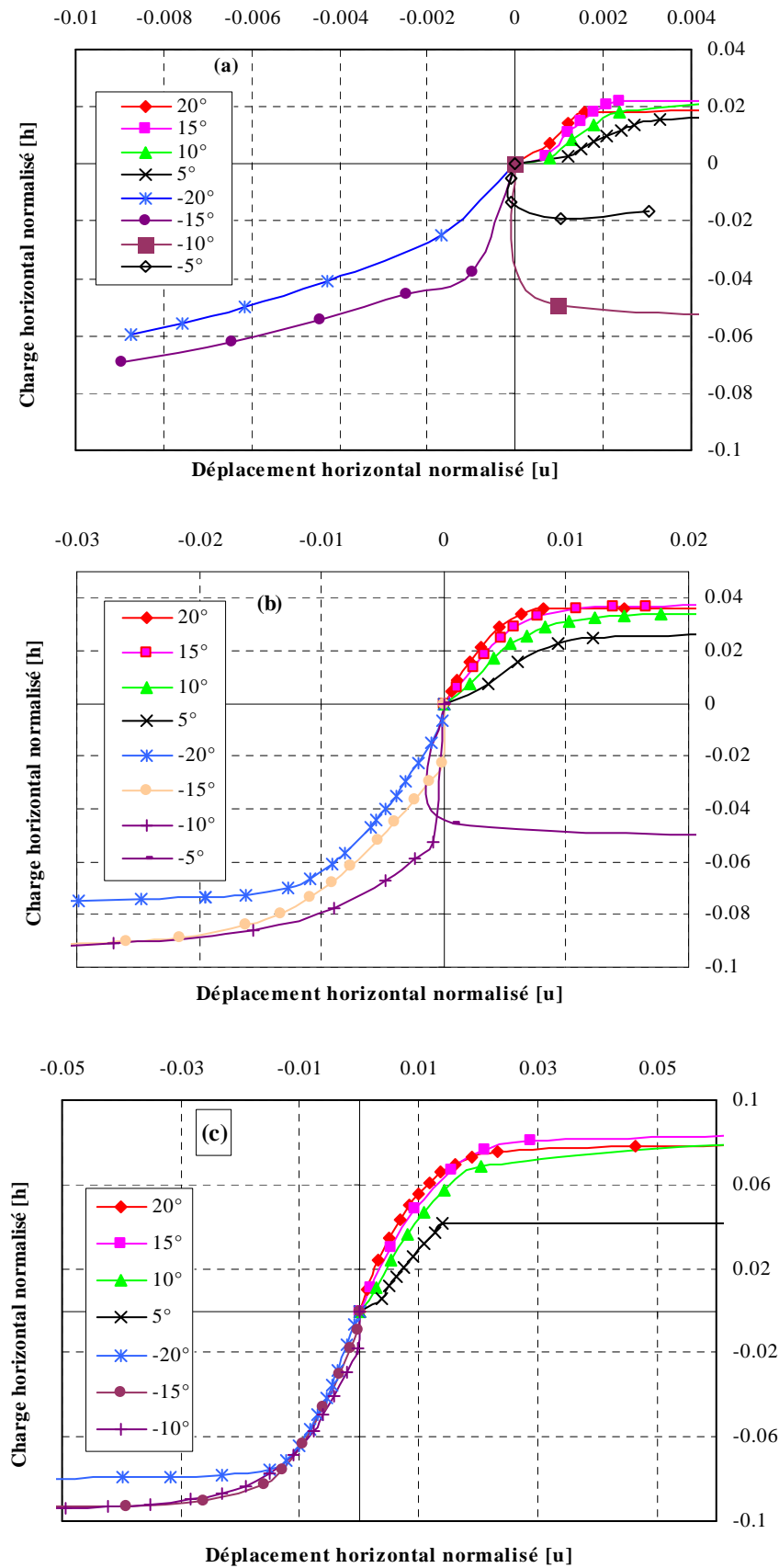


Figure 5-20 Réponse charge horizontale-déplacement horizontal pour $\lambda = 0 ; 0,5$ et 2 .

Pour mieux comprendre ce phénomène, il est intéressant de présenter sur la Figure 5.21, toutes les réponses du chargement horizontal en fonction du déplacement horizontal le plus défavorable ($\delta=-5$) et pour différentes distances relatives entre la fondation et la crête du talus λ . On peut noter que pour une distance normalisée de la fondation plus petite $\lambda < 0,5$, il y a une tendance à générer des déplacements horizontaux de signe positif.

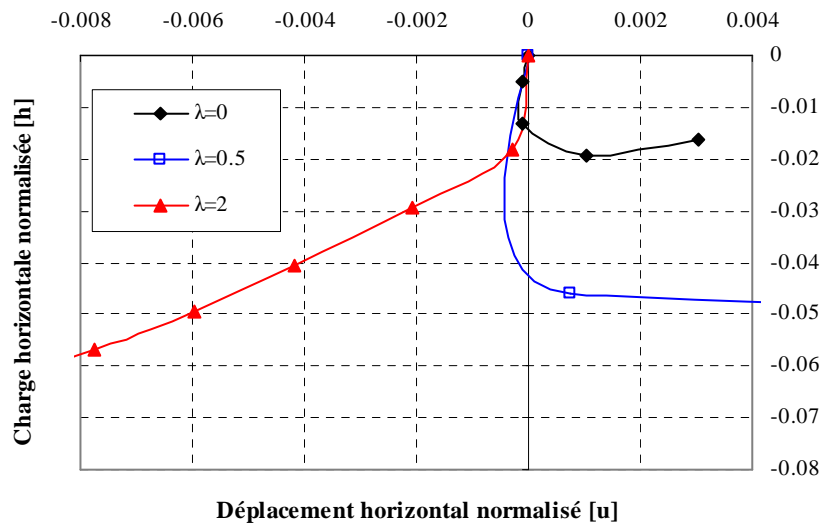


Figure 5-21 Réponse charge horizontale-déplacement horizontal ($\delta=-5$).

5.3.2.2.1 Influence de la non-associativité du sol sur la charge horizontale

Les méthodes classiques d'équilibre limite et d'analyse limite considèrent une règle d'écoulement associée. Cependant, les sols réels ont une règle d'écoulement non-associé, c'est-à-dire un angle de dilatance inférieur à l'angle de frottement interne du sol φ . D'après cette étude on peut conclure que l'utilisation de la règle d'écoulement associé surestime les composantes de la capacité portante horizontale et verticale. La Figure 5.22 montre que la composante horizontale de la capacité portante dépend de l'angle de dilatance ψ , cette dépendance est significative pour les grande valeurs de l'angle de frottement interne du sol φ ; la force horizontale augmente avec la augmentation de ψ , pour $\varphi = 10^\circ$ et $\psi = 37,5^\circ$, la force horizontale augmente d'environ 13% par rapport au cas associé ($\psi = \varphi$). La différence maximale est de l'ordre 11,9 % et 30,09% pour $\lambda=0$ et 0,5 respectivement. Les déplacements horizontaux enregistrés au début de chargement sont négatifs, et changent leur signe lorsque la charge horizontale se rapproche de sa valeur limite.

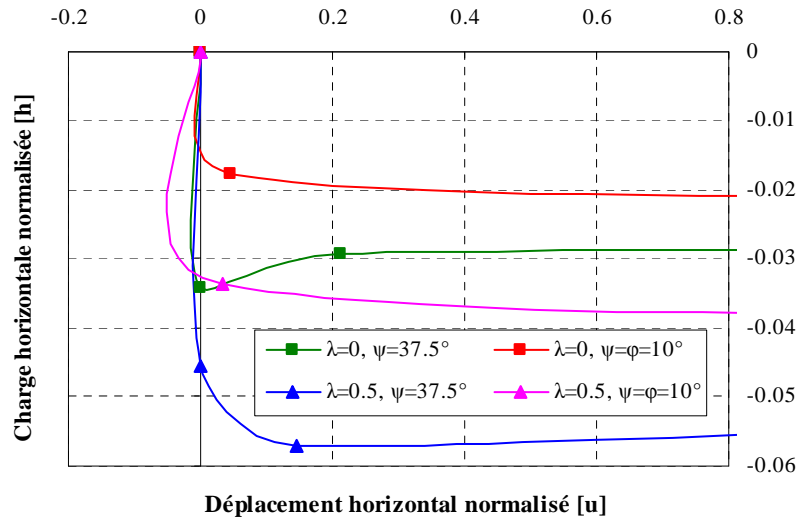


Figure 5-22 Réponse charge horizontale-déplacement horizontal pour $\delta=-5$ et $\psi=10^\circ$ et $37,5^\circ$).

La Figure 5.23 montre les zones plastifiées sous une fondation posée au sommet du talus, pour les deux cas d'inclinaison de la charge positif et négatif ($\delta= \pm 5, \pm 15, \pm 20$).

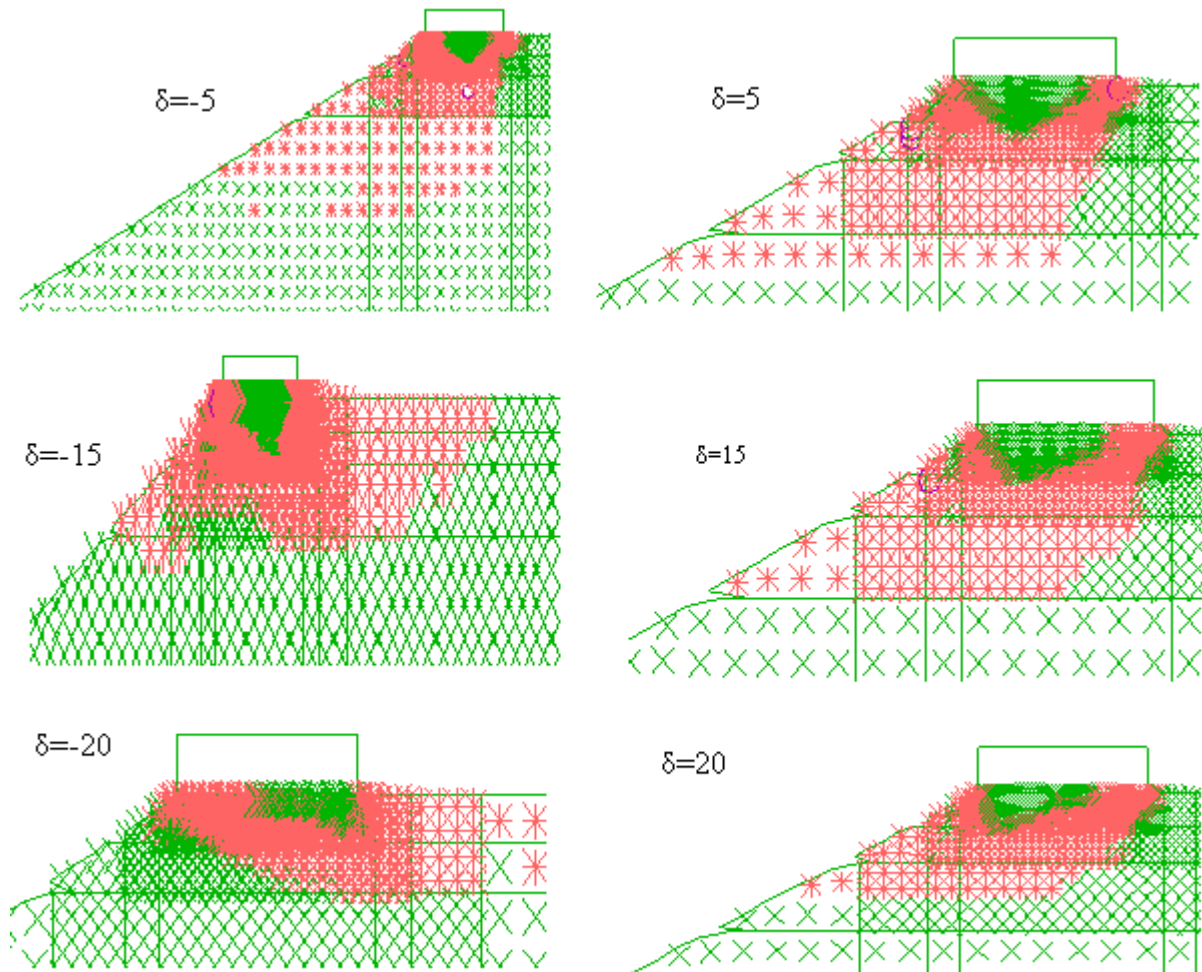


Figure 5-23 Les zones plastifiées pour $\lambda=0$.

On constate que la zone mobilisée par cisaillement ne présente pas de symétrie géométrique et le volume de sol mobilisé dans le cas d'une inclinaison positive est plus grand que celui du cas d'une inclinaison négative. Egalement cette figure montre, la formation d'un coin triangulaire élastique sous la fondation, son volume et son excentricité dépendent de l'inclinaison de la charge δ . Il est intéressant de noter que le mécanisme de rupture produit pour $\delta > 0$ ressemble au cas de la poussée ; Par ailleurs, dans le cas de chargement orienté vers l'intérieure, le mécanisme de rupture ressemble à celui de la butée.

Les Figures 5.24 à 5.26 montrent les surfaces de rupture dans le plan $(H/V_{\max}, V/V_{\max})$, obtenues par la présente étude, le Règlement français Fascicule 62-titre V (1993), Maréchal (1999) et Maloum (2002), pour $\lambda=0,0,5$ et 2. Il est intéressant de noter que la surface de rupture est symétrique dans le cas d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale, cette symétrie a disparue en présence du talus. Les résultats de cette étude montrent que la taille de la surface ultime normalisée augmente avec l'accroissement de la distance normalisée entre la fondation et la crête du talus λ . Egalement, les résultats de la présente étude sont en bon accord avec les résultats de Maloum (2002). Par ailleurs, les résultats de Maréchal (1999) sous-estiment les charges normalisées dans le cas d'une fondation sous charge inclinée vers l'extérieur, et le fascicule 62 (1993) surestime les charges de rupture dans le cas d'une fondation sous charge inclinée vers l'intérieur, pour $\lambda=0, 0,5$. En revanche, pour la distance normalisée $\lambda=2$, les résultats sont assez proches, surtout dans le cas la charge orientée vers l'intérieur du talus.

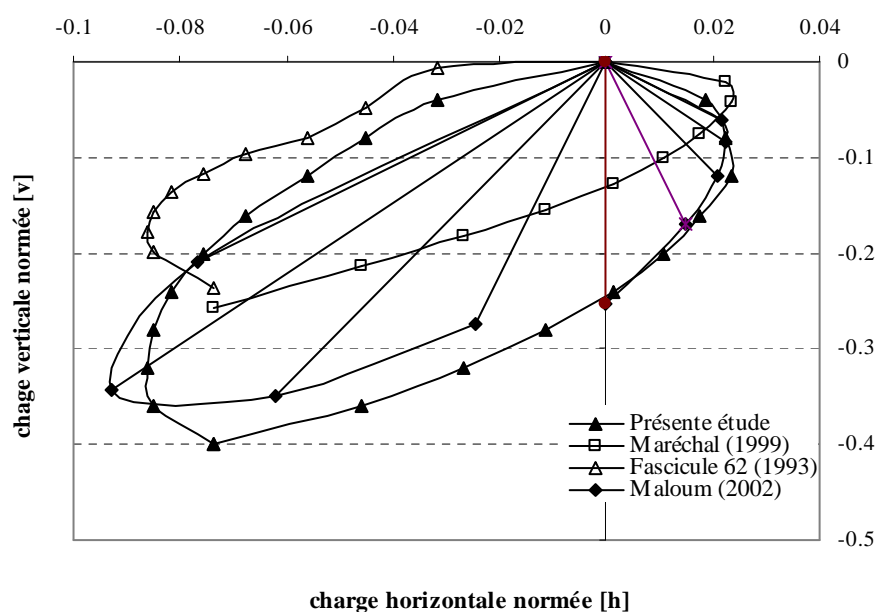


Figure 5-24 diagrammes d'interaction pour $\lambda=0$

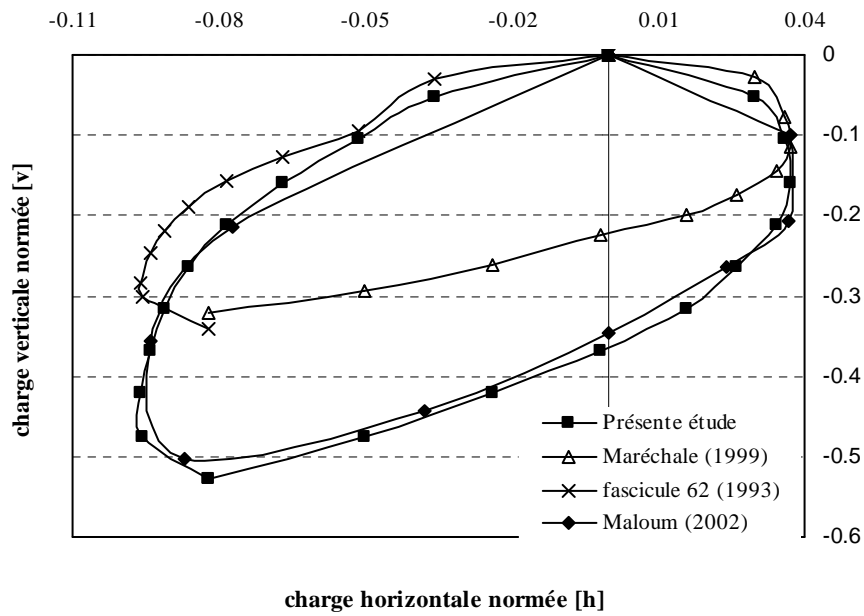


Figure 5-25 diagrammes d'interaction pour $\lambda= 0,5$.

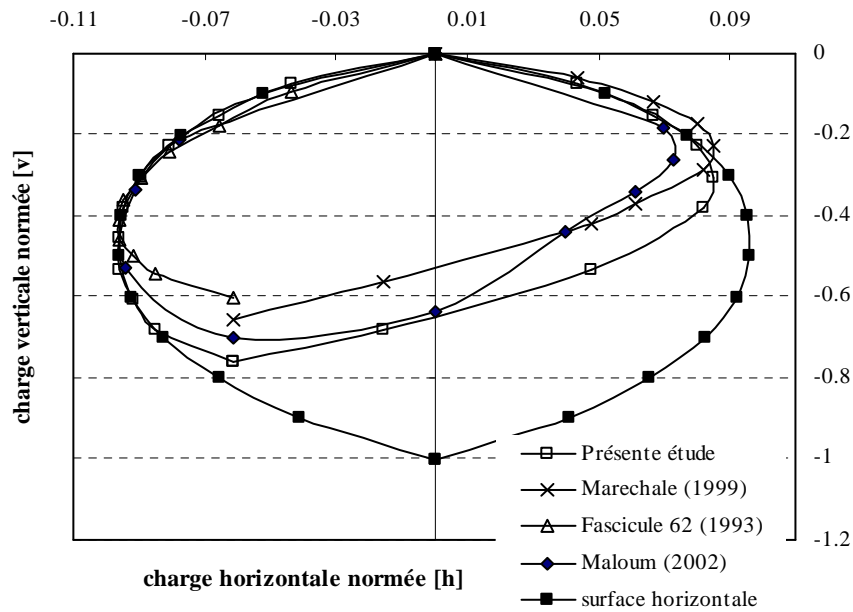


Figure 5-26 diagrammes d'interaction pour $\lambda= 2$.

5.4 Conclusion

Une série d'analyses des différences finies ont été réalisées pour étudier la capacité portante d'une fondation reposant sur la surface d'un sol purement cohérent soumis à un chargement incliné centré au bord d'une pente. Différentes géométries ont été envisagées, variant l'angle

d'inclinaison de la pente β , de la hauteur relative de la pente H/B et la distance normalisée de la fondation λ .

Le calcul élasto-plastique de la présente étude donne un facteur de portance $N_c = 5,21$, ce qui est en bon accord avec la solution exacte obtenue par Prandtl (1920). Egalement, on peut voir que le glissement peut se produire le long de l'interface sol-fondation pour une charge horizontale critique $H_{ult} = B \cdot c_u$ qui correspond à la charge verticale V inférieure à une charge critique d'environ $V = 0,55V_0$.

Pour le cas de chargement vertical ($\alpha = 0^\circ$), le mécanisme de rupture est symétrique et similaire au mécanisme de rupture proposé par Terzaghi (1943). Cependant, pour les charges inclinées d'angle (α), on remarque que le mécanisme asymétrique, et se forme dans la direction de la charge, et aussi la taille de mécanisme diminue en fonction de l'inclinaison de la charge jusqu'à une rupture par glissement sous une charge horizontale.

Pour l'inclinaison des charges positives, Les résultats montrent que les surfaces de rupture diminuent avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la pente β et une diminution de la distance normalisée λ et aussi pour les faible la décroissance du rapport $c_u/\gamma B$.

Le diagramme des contraintes est symétrique par rapport à l'axe vertical passant par le centre de la fondation, la contrainte sous la semelle est un inversement proportionnelle avec l'angle d'inclinaison de la charge α , est diminuée en fonction de l'inclinaison (α) de la charge appliquée.

D'une la présence d'une pente, on remarque que les courbes ne sont pas symétriques par rapport à celle obtenue pour la surface horizontale.

Les résultats de la présente étude sont en bon accord avec la solution de Hansen (1961). Par ailleurs, les valeurs de Vesic (1975) sont situées au dessus des résultats de la présente étude pour $V/V_0 \leq 0,6$, Par ailleurs, ils sont situés au dessous de la présente étude pour $V/V_0 \geq 0,6$.

Pour le chargement négatif (inverse du sens de la pente) on constate une augmentation proportionnelle des charges de rupture verticales et horizontales ($V-H$); ainsi les courbes de surface de rupture sont superposées pour n'importe quel valeur d'angle d'inclinaison α . On remarque aussi que l'angle d'inclinaison de la pente n'affecte pas les surfaces de rupture, qui sont identiques à celle obtenue dans le cas de la surface horizontale.

Pour le chargement positif (charge horizontale dirigée vers la pente), la charge de rupture verticale diminue et la charge horizontale augmente avec l'augmentation de l'inclinaison de charge α jusqu'à ce que la charge horizontale atteint sa valeur limite $H_0 = B \cdot c_u$.

Les résultats montrent que les surfaces des ruptures diminuent avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la pente β et avec la diminution de la distance normalisée λ et le rapport $c_u/\gamma B$.

Pour une fondation repose sur un massif frottant, Les résultats de la présente étude sont en bon accord avec les résultats de Meyerhof (1963) et Hansen (1970). Par ailleurs, les résultats de Vesić (1975) sont légèrement supérieurs de ceux obtenus par le calcul élasto-plastique.

Les surfaces de rupture obtenue par Hansen (1970) sont superposées avec les résultats de la présente étude. Par ailleurs, les surfaces de rupture de Vesić (1975) sont trouvent au dessus les surfaces de rupture de la présente étude pour les grandes valeurs de H . Egalement, il est à noter que la charge ultime horizontale H_{ult} de la présente étude atteint une valeur de l'ordre de $0,095V_{ult}$.

On remarque une divergence entre les charges limites pour le sens positif ($\delta > 0$). En revanche, pour le cas de chargement dirigé vers l'intérieur du talus ($\delta < 0$), les valeurs des charges limites sont proches pour les fortes inclinaisons de la charge ($\delta > -15$).

On note que pour de faibles inclinaisons de la charge $\delta = -5^\circ$ et -10° et de faible distance relative $\lambda = 0 ; 0,5$ et 2 , on peut mettre en évidence un comportement particulièrement intéressant. Au début de chargement, les déplacements horizontaux s'évaluent dans le sens négatif puis ils changent leur direction vers le sens positif pour des sollicitations horizontales bien définies.

Conclusions générales et perspectives

Il existe plusieurs méthodes qui permettent de prévoir de façon assez satisfaisante la force portante des fondations établies sur un sol horizontal et soumises à un chargement vertical centré. Par contre le comportement des fondations établies à proximité d'une pente est moins connu et de grandes incertitudes subsistent dans les méthodes de dimensionnement concernant les réductions de portance à appliquer dans ce cas de figure.

L'objectif de cette thèse était de contribuer à l'étude du problème de la capacité portante des fondations superficielles. Nos contributions ont porté sur deux aspects du problème : d'une part, sur la détermination de la capacité portante des fondations isolées à proximité d'une pente reposant sur un sol purement cohérent, d'autre part, sur l'étude de l'influence de l'inclinaison de la charge sur le comportement des fondations superficielles à proximité d'une pente.

Pour bien orienter ce travail, on a présenté dans la première partie une synthèse des méthodes de calcul de la capacité portante. De nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles ; soit expérimentales, théoriques ou aussi numériques.

Les résultats des facteurs de portance N_c de la présente étude, dans le cas d'une semelle filante et rugueuse, sont en très bon accord avec les solutions exactes de Prandtl Reissner (1921). Il est important de noter que le poids propre du sol joue un rôle considérable dans la stabilisation de sol de fondation établie sur un massif purement cohérent en présence d'une pente.

Les calculs numériques de la capacité portante des fondations superficielles filante reposant sur un sol cohérent, ont permis de constater l'influence du rapport $c/\gamma B$ sur le facteur de portance N_c . Les faibles valeurs du rapport $c/\gamma B$ ont conduit à la rupture générale de la pente, surtout pour les plus fortes pentes, par contre, les plus grandes valeurs du rapport $c/\gamma B$ ont conduit à la stabilisation de la pente. Les résultats de Shiau (2011) dans le cas d'une semelle filante et lisse, fournissent des valeurs très proches de celles déterminées par la présente étude

pour les distances normalisées $\lambda/B=0 ; 3$ et 4 . Egalement, la nature de l'interface sol-fondation a une influence considérable sur le facteur de portance N_c .

La présente étude a permis de mettre en évidence l'influence de l'inclinaison de la pente β sur les facteurs de la capacité portante N_c et N_γ . Egalement, les résultats obtenus montrent qu'avec l'augmentation de l'inclinaison de la pente β , les facteurs de la capacité portante N_c et N_γ diminuent, ce qui conduit à la rupture totale du massif de sol en pente. Ces résultats sont aussi en accord avec les résultats de Kusakabe (1981) et Georgiadis (2009).

La hauteur normalisée de la pente H/B est un paramètre important dans la stabilisation de la pente. Les valeurs de la hauteur critique calculées par l'expression de Taylor (1937) $H/B=5,55, 13,9$ et $27,8$ pour $C_u/\gamma B=1, 2,5$ et 5 respectivement, ces valeurs sont très proches de celles déterminées par la présente étude. L'expression donnée par Georgiadis (2009) pour le calcul de N_c permet d'obtenir des valeurs qui sont en bon accord avec les résultats de la présente étude.

Les mécanismes de rupture ont montré une influence importante de la distance normalisée de la fondation λ/B . Les résultats du facteur de portance N_c calculés par la méthode des différences fines sont en accord avec les résultats de Georgiadis (2009). Pour les faibles distances, les mécanismes de rupture sont interceptés par la pente, par contre pour distance normalisée $\lambda/B>2$ les mécanismes de rupture sont similaires à ceux obtenus pour des fondations établies sur des surfaces horizontales.

En ce qui concerne l'effet de l'inclinaison de la charge, les résultats de la présente étude sont en accord avec ceux de Hansen (1961) et Meyerhof (1963), Egalement, pour la fondation reposant sur un sol purement cohérent, le glissement peut se produire le long de l'interface sol-fondation pour une charge horizontale critique $H_{ult}=B.c_u$ qui correspond la charge verticale V inférieure à une charge critique d'environ $0,55V_o$. Pour un sol purement frottant, la charge ultime horizontale H_{ult} déterminée par la présente étude est égale à $0,095V_{ult}$ cette valeur est de 20% inférieure de celles obtenues par des essais expérimentaux (Georgiadis et Butterfield (1988); Gottardi et Butterfield (1993)).

La surface de rupture (V, H) est symétrique dans le cas d'une fondation établie sur un sol à surface horizontale, par ailleurs, la présence de la pente conduit à des asymétries inévitables sur les surfaces de rupture. Les résultats de cette étude montrent que la taille de la surface ultime normalisée diminue avec l'accroissement de la pente dans le cas d'une fondation sous charge inclinée vers l'extérieur de la pente. Par contre, la surface ultime normalisée augmente dans le cas d'une fondation sous charge inclinée vers l'intérieur de la pente. Les résultats

numériques de la présente étude sont en bon accord avec ceux obtenus par l'équation de Georgiadis (2008).

La formulation du problème de la capacité portante ainsi que les techniques appliquées pour sa résolution ont évolué et continuent à évoluer ; les publications récentes montrent que le problème de la capacité portante n'est pas encore épuisé et qu'il continuera à offrir de nouveaux sujets de recherche sur tous ses aspects théoriques et appliqués. Plusieurs perspectives de nature différente peuvent être envisagées pour ce travail :

- L'étude numérique de la capacité portante des fondations carrées, circulaires au bord d'une pente sous un chargement incliné;
- L'étude numérique de la capacité portante des fondations filante, carrées, circulaires au bord d'une pente sous un chargement excentré;
- L'étude numérique de la capacité portante des fondations filantes, carrées, circulaires et rectangulaires au bord d'une pente sous un chargement combiné.

Ces nouveaux calculs présenteraient un intérêt évident, vu les résultats numériques déjà obtenus ici. Ils pourraient, selon nous, être également menés grâce au logiciel FLAC3D en différences finies, ou grâce à des programmes par éléments finis tridimensionnels.

Références bibliographiques

- Aiban, S., Znidarcic, D. (1991). Shallow footings on sand under vertical central, eccentric and inclined loads. In: Proc. of 4th Int. Conf. Centrifuge. pp 201-208.
- Azzouz, A.S., Baligh, M.M. (1983). Loaded areas on cohesive slopes. *Journal of Geotechnical engineering* 109 (5):724-729
- Bakir, N.E., Garnier, J., Canépa, Y. (1993b). Étude sur modèles centrifugés de la capacité portante de fondations superficielles, Collection Études et Recherches, Série Géotechnique GT59, LCPC, 188 pages.
- Bauer, G.E., Shields, D.H., Scott, J.D. Gruspier, J.E. (1981a). Bearing capacity of footings in granular slopes. *Proceedings of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm*, 33–36.
- Bauer, G.E., Shields, D.H., Scott, J.D. (1981b). The bearing capacity of footings on compacted approach fills, Final report, Carleton University, department of civil engineering, Ottawa, 28p.
- Benmeddour, D., Yahia-Cherif, H., Mabrouki, A., Mellas, M. (2014). Undrained bearing capacity of embedded strip footings under vertical and horizontal loads.18, pp.21-25
- Biarez, J., Burel, M., Wack, B. (1961). Contribution à l'étude de la force portante des fondations. In: *Proceedings 5th International Conference Soil Mech. Found. Eng., Paris*. pp 603-609
- Billiaux, D., Cundall, P. (1993). Simulation des géomatériaux par la Méthode des Eléments Lagrangiens. *Revue Française de Géotechnique*, 63, 9–21.
- Booker, J. R. (1969). Application of theories of plasticity to cohesive frictional soils. Ph.D. thesis, Sydney University, Australia.
- Butterfield, R., Ticof, J. (1979). Design parameters for granular soils (discussion contribution). In: *Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Brighton*. pp 259-261.
- Butterfield, R., Gottardi, G. (1994). A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand. *Géotechnique* 44 (1), 181-184.
- Caquot, A. (1934). Équilibre des massifs à frottement interne. *Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes*. Gauthier-Villars, Paris, 191 pages.
- Caquot, A., Kerisel, J. (1953). Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent, in *Proc., III Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Zurich, Switzerland*, 1: 336.

- Canepa, Y., Garnier, J. (2004). Études expérimentales du comportement des fondations superficielles : État de l'art. In : Symposium international sur l'amélioration des sols en place, pp. 155-260
- Chen W.F. (1975). Limit analysis and soil plasticity. Elsevier, Amsterdam, 638 pages.
- Coulomb, C.A. (1776). Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de Mathématique et de Physique, présentés à l'Académie Royale des Sciences par divers Savants et lus dans ses Assemblées, 7, 343–382, Paris.
- Cundall, P.A. (1976). Explicit finite difference methods in geomechanics. Numerical Methods in Engineering (Proceedings of the EF Conference on Numerical Methods in Geomechanics), Blacksburg, Virginia, 1, 132–150.
- Davidovici, V., Lambert, S. (2013). Fondations et procédés d'amélioration du sol : guide d'application de l'Eurocode 8 (parasismique). Editions Eyrolles,
- De Beer, E.E., Ladanyi, B. (1961). Étude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations circulaires établies en surface. Comptes rendus, 5eme Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Paris, vol. 1, 577-585.
- Dembicki, E., Zadroga, B. (1974). Model tests on bearing capacity of foundations on slope. Paper presented at the Proc of the fourth Danube-European conference on soil mechanics and foundation engineering.
- Dembicki, E., Zadroga, B. (1974). Model tests on bearing capacity of foundations on slopes. Proceedings, 4th Danube-European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bled, 147-153.
- Dias, D. (1999). Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage, étude numérique et application à un cas réel en site urbain, Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, 322p.
- Drucker, D.C., Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis of limit design. Q. Appl. Math.10 (157).
- Drescher, A., Detournay, E. (1993). Limit load in translational failure mechanisms for associative and non-associative materials. Géotechnique, 43, 443–456.
- Drucker, D.C. (1951). A more fundamental approach to stress-strain relation. Proceedings, 1st US National Congress of Applied Mechanics, p. 487.
- Drucker D.C., Prager W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Quarterly Journal of Applied Mechanics, 10, 157-165.
- Drucker, D.C. (1962). Plasticity and viscoplasticity. Basic concepts. In handbook of engineering Mechanics, ed. W. Flügge, chap. 46, Mc Graw Hill, New York.

- Fagnoul, A., Bolle, A., Bolette, R. (1973). Contribution à l'étude des fondations superficielles filantes par un modèle analogique Taylor-Schneebeli. Université de Liège, Centre d'études de recherches et d'essais scientifiques du génie civil, Collection des publications de la faculté des sciences appliquées, Vol N°38 (Mémoire CERES N° 45), 42 pages.
- Féda, J. (1961). Research on the bearing capacity of loose soil. Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. N°1, 635-642.
- Fellenius, W. (1929). Jordstatiskar beräkningar för vertikal belastning på horisontal mark under antagande av cirkulärcylindriska glyditor, Teknisk Tidskrift, Väg-och Vatenbyggnadskonst 5, 57.
- 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.
- Garnier, J., Shields, D.H. (1989). Foundations at the top of slopes, Proceedings 10th. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, De Mello Volume, Rio, pp. 411-421.
- Gemperline, M.C., Ko, H.Y. (1984). Centrifugal Model Tests for Ultimate Bearing Capacity of Footings on Steep Slopes in Cohesionless Soils. Proceedings of the Symposium on the Application of Centrifugal Modeling to Geotechnical Design, pp. 203–221.
- Gemperline, M.C. (1988). Centrifuge modeling of shallow foundations. Proc. ASCE Spring Convention.
- Georgiadis, K. (2008). The influence of load inclination on the undrained bearing capacity of strip footings on slopes. Computers and Geotechnics, 37(3), 311-322.
- Georgiadis, K. (2009). Undrained bearing capacity of strip footings on slopes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering 136 (5), 677-685.
- Giraudet, P. (1965). Recherches expérimentales sur les fondations soumises à des efforts inclinés ou excentrés. Annales des Ponts et Chaussées, vol. 3, 167-193.
- Giroud, J.P., Tran, V.N. (1971). Force portante d'une fondation sur une pente. Annales de l'I.T.B.T.P, Paris, n° 283-284, série théories et méthodes de calcul, n° 142, 132–179.
- Golder, H.Q., Fellenius, W., Kogler, F., Meischeider, H., Krey, H., Prandtl, L. (1941). The ultimate bearing pressure of rectangular footings. Journal of the Institution of Civil Engineers 17(2), 161-174.
- Graham, J., Andrew, M., Shields, D.H. (1988). Stress characteristics for shallow footing in cohesionless slopes. Canadian Geotechnical Journal, 25 (2), 238–249.

- Gourvenec, S. (2007). Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading. *Geotechnique*, 57(8), 637–46.
- Gvozdev, A.A. (1938). Détermination des charges de rupture pour des systèmes subissant des déformations plastiques (en russe). *Trudy Konferentsii po plasticheskim deformatsiyam*, Izdat. AN SSSR. [Travaux de la conférence sur les déformations plastiques, 1936, Éditions de l'Académie des Sciences de l'URSS], Moscou, p. 19. Traduit en anglais en 1960: *International Journal of Mechanical Sciences*, vol.1, 322-335.
- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Bulletin*, 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- Hill, R. (1948). A variational principle of maximum plastic work in classical plasticity. *Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, 1, pp. 18-28.
- Hill, R. (1950). *The mathematical theory of plasticity*. Oxford University Press, 356 pages.
- Hjiaj, M., Lyamin, A.V., Sloan, S.W. (2005). Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N_γ . *Int. J. of Soils and Struc.*43: 1681.
- Kazinczy, G. (1914). Bemessung von statisch unbestimmten Konstruktionen unter Berücksichtigung der bleibenden Formänderungen. *Betonszemle* 4(5), p. 6.
- Kimura, T., Kusakabe, O., Saitoh, H. (1985). Geotechnical model tests of bearing capacity problems in a centrifuge. *Géotechnique*, 35 (1), 33–45.
- Kögler, (1931). Über Baugrund - Probelastungen. *Alte Verfahren, neue Erkenntnisse*. Bautechnik, Heft 24, 357.
- Krizek, R.J. (1965). Approximation for Terzaghi's bearing capacity factors. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div* 91 (Proc. Paper 4247)
- Kumar, J. (2003). N_γ for rough strip footing using the method of characteristics. *Canadian Geotechnical Journal* 40(3), 669-674 (2003).
- Kumbhojkar, A.S. (1993). Numerical evaluation of Terzaghi's N_γ . *Journal of Geotechnical Engineering*, 119 (3), 598–607.
- Kusakabe, O., Kimura, T., Yamaguchi, H. (1981). Bearing capacity of slopes under strip loads on the top surfaces. *Soils and Foundations*, 21, (4), 29–40.
- Lebègue, Y. (1972). Pouvoir portant du sol sous une charge inclinée. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, No 292, Série Sols et Fondations No. 88, 1-43.
- Lebègue, Y. (1973). Essais de fondations superficielles sur talus. In *Proceedings, 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow. 4(3), p. 313).

- Leussink, H., Blande, A., Abel, P.G. (1966). Versuche über die Sohldruckverteilung unter starren Gründungskörpern auf kohäsionslosem Sand, Heft 22, Karlsruhe.
- L'herminier, R., Habib, P., Tcheng, Y., Bernede, J. (1961). Fondations superficielles. Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, vol. 1, 713-717.
- Loukidis, D., Chakraborty, T., Salgado, R. (2008). Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(6), 768-787.
- Lundgren, H., Mortensen, K. (1953). Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand, in Proc., 3int. Conf. Mech. Found. Eng., Zurich, Switzerland, 1: 409.
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., Mellas, M. (2010) Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. *Computers and Geotechnics* 37 (4):431-439
- Magnan, J.P. (1991). Résistance au cisaillement. *Techniques de l'Ingénieur. Mécanique des sols*. C216.
- 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.
- 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.
- Markov, A.A. (1947). Principes variationnels en théorie de la plasticité. *Prikl. Mat. Mech.*, vol. 9, 339-350.
- Martin, C.M. (2005). Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics. *Proc., 11thInt. Conf. IACMAG*, Turin, 4: 441.
- Massau, J. (1899). Mémoire sur l'intégration des équations aux dérivées partielles. Chapitre VI : Équilibre des terres sans cohésion. *Annales de l'Association des Ingénieurs de l'École de Gand*. Réédité Édition du centenaire, Delporte, Mons, 1952.
- Ménard, L. (1963). Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques - Seconde partie : Résultats expérimentaux et conclusions, *Sols-Soils*, n°6, 9-31.
- Meyerhof, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*. 2: 301.

- Mestat, P. (1993). Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ERLPC, série géotechnique, GT 52, 194 pages.
- Mestat, P. (1998). Analyse en éléments finis des problèmes tridimensionnels de géotechnique. Journées d'étude sur la pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 7–50.
- Meyerhof, G.G. (1948). An investigation of the bearing capacity of shallow footings on dry sand. Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, vol. 1, 237-248.
- Meyerhof, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique, London, England, Vol. 2, 301-332.
- Meyerhof, G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. Paper presented at the Proceedings, 34th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.(pp. 440-445).
- Meyerhof, G. G. (1957). The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 1, 384–386.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian Geotech. J. 1(1): 16
- Michalowski, R. L. (1997). An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis. Soils and Foundations. 37(4) : 57.
- Michalowski, R.L., (2010). Limit analysis and stability charts for 3D slope failures. Journal of geotechnical and Geoenvironmental engineering 136 (4):583-593
- Moreau, J.J. (1966). Fonctionnelles convexes. Séminaire sur les équations aux dérivées partielles. Collège de France, Paris.
- Muhs, H., Weiss, K. (1969a). Die Grenztragfähigkeit und Schiefstellung ausmittig-lotrecht belasteter Einzelfundamente in Sand nach Theorie und Versuch. Berichte aus der Bauforschung - Heft 59, Berlin, 84 pages.
- Muhs, H., Elminger, R., Weiss K. (1969b). Sohlreibung und Grenztragfähigkeit unter lotrecht und schrag belasteten Einzelfundamenten. Berichte aus der Bauforschung - Heft 62, Berlin, 131 pages.
- Muhs, H., Weiss, K. (1971). Untersuchung von Grenztragfähigkeit und Setzungsverhalten flachgegründeter Einzelfundamente im ungleichförmigen nichtbindigen Boden. Berichte aus der Bauforschung - Heft 69, Berlin, 39 pages.

- Muhs H., Weiss, K. (1972). Der Einfluss von Neigung und Ausmittigkeit der Last auf die Grenztragfähigkeit flach gegründeter Einzelfundamente. Berichte aus der Bauforschung – Heft 73, Berlin, 119 pages.
- Narita, K., Yamaguchi, H. (1990). Bearing Capacity Analysis of Foundations on Slopes by use of Log--Spiral Sliding Surfaces, *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 30(3), 144—152.
- Nayrolles, B. (1970). Essai de théorie fonctionnelle des structures rigides plastiques parfaites. *Journal de Mécanique*, 9(3), 491-506.
- Nguyen, D. L., Ohtsuka, S., Kaneda, K. (2016). Ultimate bearing capacity of footing on sandy soil against combined load of vertical, horizontal and moment loads. *Int. J. of Geomate*, 10(1), 1649-1655.
- Nova, R., Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique* 41 (2), 243-256.
- Nova, R. (2005). *Fondements de la mécanique des sols*, Hermes-Lavoisier, Paris.
- Philipponnat, G., Hubert, B. (2008). *Fondations et ouvrages en terre*, Eyrolles, Paris.
- Prandtl, L. 1921. Über die eindringungs-festigkeit plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden. *Z. Ang. Math. Mech.* 1(1).
- Proix, J.M., 2013. Choix du comportement élasto-visco-plastique. Manuel d'utilisation, Code Aster.
- Poulos, H. G., J. P. Carter, and J. C. Small. (2001). Foundations and retaining structures— research and practice, in Proc. 15th Intl. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Istanbul, Turkey, 4, A. A. Balkema, Rotterdam, 2527.
- Ramelot, V. (1950). Les fondations des pylônes électriques : leur résistance au renversement, leur calcul, I.R.S.I.A, Compte rendu de recherche N° 2.
- Rankine, W.J.M. (1857). On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society, London*, vol. 147, n°9.
- Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem, in Proc., First Intl. Conf. Appl. Mech., Delft, The Netherlands, 295.
- Salgado, R. (2008). *The engineering of foundations*. New York: McGraw-Hill. *Canadian Geotech. J.*40(3) : 669.
- Salençon, J. (1974). *Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols*. Eyrolles, Paris.
- Salençon, J. (1983). *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris. 359p.

- Salençon, J. (1996). Introduction à l'élasto-plasticité et au calcul à la rupture. École Polytechnique, Département de mécanique, 154 pages. ISBN 2-7302-0362-2.
- Saran, S., Sud, V.K, Handa S.C. (1989). Bearing capacity of footings adjacent to slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 115 (4), 553–573.
- Shen, Z., Feng, X., & Gourvenec, S. (2016). Undrained capacity of surface foundations with zero-tension interface under planar VHM loading. *Computers and Geotechnics*, 73, 47-57.
- Shiau, J., Merifield, R., Lyamin, A., Sloan, S. (2011). Undrained stability of footings on slopes. *International Journal of Geomechanics* 11 (5), 381-390.
- Shields, D.H., Scott, J.D., Bauer, G.E., Deschemes, J.H., Barsvary, A.K. (1977a). Bearing capacity of foundations near slopes. *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, 3, 715–720.
- Shields, D., Scott, J., & Bauer, G. (1977b). The bearing capacity of footings on compacted approach fills: Initial report, Carleton University, department of civil engineering, Ottawa, 134p.
- Silvestri, V.A. (2003). Limit equilibrium solution for bearing capacity of strip foundations on sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 40, 351–361.
- Soubra, A.H. (1997). Seismic bearing capacity of shallow strip footings in seismic conditions. *Proceedings-institution of civil engineers geotechnical engineering*: 230-241.
- Stergiou, T., Terzis, D., & Georgiadis, K. (2015). Undrained bearing capacity of tripod skirted foundations under eccentric loading. *Geotechnik*, 38(1), 17-27.
- Taiebat, H., Carter, J. (2010). A failure surface for circular footings on cohesive soils. *Géotechnique* 60 (4), 265-273.
- Tatsuoka, F., Huang, C., Morimoto, T., Okahara, M. (1989). Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes: Discussion. *Canadian Geotechnical Journal* 26 (4):748-755
- Taylor, D. W. (1937). *Stability of earth slopes*, Boston Society of Civil Engineers.
- Terashi, M., Kitasume, M. (1987). Bearing capacity of foundations on top of slopes. 8th Asian Regional Conf. on SMFE, Kyoto.
- Terzis, D., Stergiou, T., Georgiadis, K. (2014). 3D numerical analyses of tripod skirted foundations for offshore structures. Paper presented at the Proc. of 8th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Delft, Netherlands.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. New York: John Wiley.
- Ticof, J. (1977). Surface footings on sand under general planar load. Ph.D. Thesis, University of Southampton, U.K.

- Tresca, H.É. (1864). *Compte rendu de la soirée scientifique du 29 octobre 1864 au Conservatoire des Arts et Métiers*. E. Lacroix.
- Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 99(1): 45.
- Vesic, A.S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. *Foundation engineering handbook*. 121-147.
- Weiss, K. (1970). Der Einfluss der Fundamentform auf die Grenztragfähigkeit flachgegründeter Fundamente. *Berichte aus der Bauforschung*. Heft 65, Berlin, 69 pages.
- Weiss, K. (1973). Die Formbeiwerte in der Grundbruchgleichung für nichtbindige Böden. *Diplom-Ingenieur*, Berlin, 55 pages.
- Wilkins, M.L. (1964). Fundamental Methods in Hydrodynamics, in *Methods in Computational Physics*, Vol. 3, pp. 211-263. Alder et al., Eds. New York: Academic Press.
- Zaharescu, E. (1961). Sur la stabilité des fondations rigides. In: *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech.*, Paris, pp. 867-871.
- Zhu, D.Y., Lee, C.F., Jiang, H.D. (2001). A numerical study of the bearing capacity factor N_γ . *Canadian Geotechnical Journal*, 38: 1090–1096.

