



Université Batna 2 – Mustapha Ben Boulaid
Faculté de Technologie
Département de Génie civil



Thèse

Préparée au sein du (Laboratoire De Recherche En Hydraulique Appliquée)

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

Sous le Thème :

**Analyse numérique de la capacité portante des fondations
superficielles soumises aux chargements excentré, incliné
situées au bord d'une pente**

Présentée par :

Mansouri Tarek

Devant le jury composé de :

M^r. Lahbari Nouredine
M^r. Abbeche Khelifa
M^r Boutagouga Djamel
M^r Merdes Abdelghani

Prof.
Prof.
MCA.
MCA.

Université de Batna
Université de Batna
Université de Tébessa
Université de Sétif

Président
Rapporteur
Examineur
Examineur

Remerciements

Louanges à Dieu pour m'avoir aidé à compléter ce modeste travail.

*Je remercie particulièrement Monsieur **Khelifa Abbeche** professeur au département de Génie Civil, Université de Batna 2 pour m'avoir fait l'honneur d'être mon directeur de thèse, pour son aide et son encadrement, ses encouragements et surtout sa compréhension durant toute la période de la préparation de cette thèse.*

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

*Je ne saurais oublier mon collègue **Boufarh Rafik**, pour son soutien ou tout simplement sa compagnie pendant ces années.*

*Que soient associés à ces remerciements, **ma mère, ma femme et toute ma famille**, sans qui je ne serais pas ce que je suis.*

Que chacun trouve ici l'expression de ma reconnaissance.

RESUME

Dans le présent travail, et dans un premier temps on a mené une étude paramétrique en utilisant la méthode des éléments finis et en se basant sur le code Plaxis, dont le but d'estimer la valeur de la capacité portante d'une fondation superficielle soumise à des chargements centré, excentré puis incliné située sur la surface d'un talus. L'étude paramétrique a été réalisée afin d'évaluer l'influence d'un certain nombre de paramètres tels que : l'excentricité (e) la position de la semelle par rapport à la crête (b/B), l'inclinaison de la charge (δ) ainsi que la densité relative du sol (D_r).

Dans un second temps ; une étude expérimentale a été menée à l'aide d'un banc d'essai conçu au laboratoire. En effet une semelle carrée en acier de ($150\text{mm}\times 150\text{mm}$) à été utilisée et sollicitée par des chargements centré et excentré sachant que la semelle est posée sur la surface libre d'une pente sableuse ayant des différentes densités relatives qui variées entre 30%,50% et 70%.

Les résultats obtenus illustrent que la capacité portante varie avec l'augmentation de l'inclinaison ainsi qu'avec l'excentricité de la charge par rapport au centre de la semelle. On a trouvé aussi que lorsque la semelle est éloignée de la crête, la capacité portante augmente. De plus, les résultats indiquent qu'il existe une relation proportionnelle claire entre les densités relatives et la capacité portante de la fondation.

Les tests sur le modèle réduit ont fourni des informations qualitatives sur les paramètres influençant la capacité portante de la semelle carrée. Ces tests peuvent être utilisés pour vérifier la capacité portante estimée par les méthodes conventionnelles telles que Meyerhof, Hansen...

Mots clés : capacité portante, semelles carrée, densité relative, sable, talus. charge excentrée.

ABSTRACT

In this work, initially, a parametric study was conducted using the finite element method and based on the Plaxis code, whose purpose is to estimate the value of the bearing capacity of a shallow foundation subjected to a centred, eccentric and then inclined loading located on the surface of a slope. The parametric study was carried out in order to evaluate the influence of a number of parameters such as: eccentricity (e) the position of the footing with respect to the crest (b/B), the inclination of the load (δ) as well as the relative density of the soil (D_r).

In a second step, an experimental study was carried out using a test box designed in the laboratory. In fact, a square steel model footing of (150mm×150mm) was used and loaded by both centred and eccentric loads, knowing that the footing is placed on the free surface of a sandy slope with different relative densities that varies from 30%.50% to 70%.

The results obtained illustrate that bearing capacity vary with increasing eccentricity and the inclination of the load with respect to the centre of the footing and that, to the extent that the footing is far from the crest, the bearing capacity increases. In the same way, the results also show that there is a clear proportional relationship between relative densities and bearing capacity of footing.

Model tests provide qualitative information on the parameters influencing the bearing capacity of the square footing. These tests can be used to check the bearing capacity estimated by conventional methods such as Meyerhof, Hansen...

Keywords: bearing capacity, square footings, relative density, sand, slope. eccentric load.

ملخص

في هذا البحث ، وفي البداية ، أجرينا دراسة رقمية باستخدام طريقة العناصر المنتهية مع الاستناد على شفرة بلاكسيس، حيث ان الغرض منها هو تقدير قيمة قدرة تحمل تربة الأساسات السطحية التي تقع على سطح منحدر والمعرضة للأحمال المركزة، الغير مركزة ثم الاحمال المائلة، كما أن هذه الدراسة الرقمية قد أجريت لتقييم تأثير عدد معين من المعاملات مثل : الحمولة الغير مركزة، بعد الاساس بالنسبة للمنحدر، الحمولة المائلة ثم الكثافة النسبية للتربة.

في مرحلة ثانية قمنا بإجراء دراسة تجريبية باستخدام نموذج اختبار تم انجازه في المختبر لمساعدتنا في الوصول إلى هدفنا ولهذا السبب تم وضع قاعدة فولاذية مربعة الشكل (150 مم × 150 مم) معرضة لأحمال مركزة و غير مركزة ، مع العلم ان الاساس موضوع على سطح منحدر رملي ذو كثافة نسبية تتراوح بين 30٪، 50٪ و 70٪.

تشير النتائج التي تم الحصول عليها إلى أن قدرة تحمل التربة تتغير مع زيادة انحرافات الحمولة وكذلك ميل الحمولة بالنسبة لمركز القاعدة ، وأنه بقدر ما تكون القاعدة بعيدة عن المنحدر، قدرة تحمل التربة ترتفع ، بالإضافة إلى ذلك ، تثبت النتائج أيضًا وجود علاقة نسبية واضحة بين الكثافات النسبية وقدرة التحمل للتربة.

تظهر نتائج الاختبارات التي تم الحصول عليها عدة معلومات نوعية عن قدرة تحمل تربة القاعدة مربعة الشكل. حيث يمكن استخدام هذه الاختبارات للتحقق من قدرة تحمل التربة المقدره بالطرق التقليدية.

الكلمات المفتاحية : قدرة التحمل، قاعدة مربعة الشكل، كثافة نسبية، رمل، منحدر، حمولة غير مركزة.

Sommaire

Remercîments

Résumé

Abstract

ملخص

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Principaux symboles utilisés

Introduction générale

1

Chapitre I : Aperçu bibliographique des fondations superficielles

I.1. Introduction	6
I.2. Fonctionnement des fondations superficielles	6
I.2.1. Comportement d'une semelle superficielle chargée	6
I.2.2. Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle	7
I.2.2.a. Un mécanisme général	8
I.2.2.b. Un mécanisme de cisaillement localisé	8
I.2.2.c. Une rupture par poinçonnement	9
I.3. Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles	11
I.3.1. Théorie de Rankine ^[55] (les coins de Rankine)	11
I.3.2. Théorie de Prandtl ^[13]	13
I.3.3. La théorie de Terzaghi ^[63]	15
I.3.4. La théorie de Meyerhof ^[44]	23
I.3.5. La théorie de Vesic ^[65]	25
I.4. Critiques générales des méthodes classiques	27
I.5. Méthodes numériques	28
I.5.1. Modélisation des fondations superficielles	29
I.5.2. Comportement des sols et modélisation des fondations superficielles	34
I.6. Conclusion	34

Chapitre II : Evaluation de la capacité portante des fondations superficielles pour différents cas particuliers

II.1. Introduction	35
II.2. Calcul de la capacité portante des fondations sur talus	35
II.2.1. Solution de Meyerhof ^[42]	36
II.2.1.a. Fondation sur la surface d'un talus	36
II.2.1.b. Fondation au sommet d'un talus	38
II.2.2. Solutions de Hansen ^[30] et Vesic ^[66]	40
II.2.3. Solution par l'équilibre limitent et de l'analyse limite	42
II.2.4. Solution d'efforts caractéristiques	44
II.2.5. Rapports empiriques basé sur les tests de la centrifugeuse	45
II.2.6. Bakir, Garnier et Canepa ^[59]	46
II.2.7. Mabrouki 2010 et al ^[39]	47
II.3. Calcul de la capacité portante des fondations soumises a des chargements excentres et inclines.	49
II.3.1. Garnier et al ^[13]	49
II.3.2. Meyerhof ^[43]	50
II.3.3. Lancellotta ^[35]	52
II.3.4. Kézdi et Rétháti ^[31]	53

II.3.5. Eurocode 7 ^[19]	54
II.3.6. Caquot et Kérisel ^[12]	57
II.3.7. Costet et Sanglerat ^[15]	58
II.3.8. Bourges ^[6]	59
II.3.9. Lebègue ^[37]	60
II.3.10. Loukidis et al ^[38]	61
II.4. Conclusion	61
<i>Chapitre III : Etude expérimentale de la capacité portante d'une fondation superficielle soumise à un chargement excentré située sur la surface d'un talus.</i>	
III.1. Introduction	62
III.2. Matériels, Matériaux	62
III.2.1. Dispositif expérimental	62
III.2.2. Modèle de la semelle	64
III.2.3. Compérateurs de déplacement	64
III.2.4. Capteurs de charges	65
III.2.5. Propriétés du sol	65
III.3. Préparation du sol	67
III.4. Procédure d'essai	67
III.5. Programme des essais	68
III.6. Analyse des résultats et discussions	68
III.6.1. Effets de la densité relative du sol	69
III.6.2. Effet de l'éloignement de la pente	71
III.6.3. Effet de l'excentricité	72
III.7. Conclusions	74
<i>Chapitre IV : L'outil numérique utilisé et les modèles de comportement</i>	
IV.1. Introduction	75
IV.2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis	75
IV.2.1. Calculs par la MEF	75
IV.2.2. Présentation de PLAXIS	76
IV.2.3. Options par défaut et solutions approchées	77
IV.3. Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS	79
IV.3.1. Comportement élastoplastique	79
IV.3.2. Modèle élastique linéaire	80
IV.3.3. Modèle de Mohr-Coulomb	81
IV.3.4. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	85
IV.3.5. Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)	89
IV.3.6. Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)	91
IV.4. Conclusion	93
<i>Chapitre V: Analyse numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle soumise aux chargements excentrés, inclinés situés au bord d'une pente.</i>	
V.1. Introduction	94
V.2. Procédure de la simulation numérique	94
V.2.1. Présentation du modèle	94
V.2.2. Caractéristiques des matériaux	95
V.2.2.a. Propriétés de la couche de sol	95
V.2.2.b. Maillage et conditions aux limites	96
b.1. Conditions aux limites	96
b.2. Maillage	96
b.3. Conditions initiales	96
b.4. Les Contraintes initiales	96
V.2.3. Méthode de l'analyse	97

V.2.3.a. Test de validation	98
V.3. Influence des paramètres géométriques critiques	98
V.4. Résultats et interprétations	100
V.4.1. Cas d'une charge centrée et excentrée	100
V.4.1.a. Effet de la densité relative	100
V.4.1.b. Effet de la pente	101
V.4.1.c. Effet de l'excentricité	104
V.4.1.d. Comparaisons des résultats	105
V.4.2. Cas d'une charge centrée incliné	106
V.4.2.a. Effet de la pente	107
V.4.2.b. Effets de la densité relative pour différents cas de b/B	109
V.5. Comparaison des résultats obtenus avec ceux de la littérature	111
V.6. Conclusion	112
Conclusion générale	114
Références bibliographiques	116

Liste des figures

FIGURE	TITRE	
I.1	Courbes de tassement vertical pour une fondation superficielle	7
I.2.a	Rupture par cisaillement générale.	8
I.2.b	Rupture par cisaillement local.	9
I.2.c	Rupture par poinçonnement.	9
I.3	Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R .	10
I.4	Semelle reposant sur un sol (c, φ)	12
I.5	Les coins de Rankine ^[55]	12
I.6	Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse Prandtl ^[50]	14
I.7	La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi ^[63]	15
I.8	Force passive sur la face bc du coin abc .	16
I.9	Détermination de $P_{pq}(\varphi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0)$	17
I.10	Détermination de $P_{pc}(\varphi \neq 0, \gamma = 0, q = 0, c \neq 0)$.	18
I.11	Détermination de $P_{p\gamma}(\varphi \neq 0, \gamma \neq 0, q = 0, c = 0)$	19
I.12	Mécanisme de rupture modifiée pour une fondation superficielle sous une charge ultime	22
I.13	Schéma de Gorbunov ^[65]	27
I.14	Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle ^[52]	34
II.1	Fondation sur un terrain en pente	35
II.2	Nature de la zone plastique sous une fondation filante rugueuse située sur une pente	36
II.3	Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).	37
II.4	Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ pour le sol grenu, (fondation sur une pente).	38
II.5	Fondation filante au sommet d'un talus.	38
II.6	Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).	39
II.7	Facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$, pour le sol grenu, (fondation sur une pente).	39
II.8	Schéma du mécanisme de rupture pour (a) : $Df/B > 0$; (b) : $b/B > 0$	44
II.9	Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/B = 0$), d'après Graham et al ^[26] .	44
II.10	Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ ($Df/B = 0,5$), d'après Graham et al ^[26] .	45
II.11	Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($Df/B = 1$), d'après Graham et al ^[26] .	45
II.12	Coefficient de réduction i_B pour le facteur de capacité portante $N_{\gamma q}$ (d'après Gamier et al ^[59]	46
II.13	Mécanisme de rupture pour Gamier et al ^[59]	47
II.14	Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de la distance à la crête du talus	48
II.15	Comparaison des résultats de $i_{\gamma\beta}$ dans le cas $d/B = 0$, et $\beta = 26,6^\circ$ d'après Bakir et al ^[6]	48
II.16	Mécanismes de rupture rationnels M1, M2 et M3 d'une fondation superficielle filante soumise une charge excentrée	49

II.17	Semelle de largeur réduite d'après l'approche de Meyerhof ^[41]	50
II.18	Excentrement de la charge	51
II.19	Solution de Meyerhof ^[41] pour une fondation filante sous charge inclinée	51
II.20	Excentrement dans le cas d'une semelle rectangulaire (e_B, e_L).	54
III. 1	Schéma du banc d'essai	62
III. 2	Dispositif expérimental	63
III. 3	Semelle carrée	63
III. 4	Problème géométrique	64
III. 5	Comparateurs de déplacement	65
III. 6	Capteur de charge	65
III. 7	Courbe granulométrique du sable testé	66
III. 8	Dame de compactage	67
III. 9	Méthode d'intersection des tangentes	69
III. 10	Variation de $i_{\gamma(Dr)}$ pour différents cas de densité relative	70
III. 11	Variation de $i_{\gamma(b/B)}$ avec b/B	72
III. 12	Variation de $i_{\gamma(e)}$ en fonction de e	73
IV.1	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.	79
IV.2	Représentation du comportement élastique parfaitement plastique	80
IV.3	Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage	80
IV.4	Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire	81
IV.5	Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	81
IV.6	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	82
IV.7	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	82
IV.8	Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	83
IV.9	Définition du module à 50 % de la rupture	83
IV.10	Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb	85
IV.11	Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model	86
IV.12	Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model	87
IV.13	Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation	88
IV.14	Définition du module oedométriques tangent	88
IV.15	Définition de l'angle de dilatance	88
IV.16	Forme des surfaces de charge du HSM	89
IV.17	Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent	89
IV.18	Différentes représentations lors d'un essai oedométriques	90
IV.19	Effet du temps sur les essais oedométriques	92
IV.20	Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p - q	92
V. 1	Géométrie du modèle numérique	95
V. 2	Maillage du modèle	96
V. 3	Surfaces non horizontales et stratifications non horizontales	97
V. 4	Présentation du cas étudié	99
V. 5	Modèle numérique étudié pour $b/B=0, e=0$.	100
V. 6	Variation de $i_{\gamma(Dr)}$ avec la densité relative	101
V. 7	Variation de $i_{\gamma(b/B)}$ avec b/B	102
V. 8	Rotation de la semelle due à l'accroissement de l'excentricité	103
V. 9	Comportement de la semelle pour le cas ou $b/B=0, e=40\text{mm}$	103

V. 10	Variation de $i_{\gamma(e)}$ en fonction de e	104
V. 11	Comparaison des résultats pour différentes densités relatives	105
V. 12	Comparaison des résultats pour $b/B=0$	106
V. 13	Modèle numérique étudié pour $b/B=0$, $\delta=10^\circ$.	106
V. 14	Variation de $i_{(\delta) b/B}$ en fonction de b/B	107
V. 15	Mécanisme de rupture pour $b/B=1$, $\delta=25^\circ$.	108
V. 16	Variation de $i_{(\delta)}$ pour différents cas de b/B	109
V. 17	Variation de $i_{(\delta)}$ pour différents cas de Dr	110
V. 18	Comparaisons des résultats	111

Liste des tableaux

Tableau	Titre	
I.1	Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi ^[63]	21
I.2	Facteurs de la capacité portante modifiés donnés par Terzaghi ^[63]	23
II.1	Variation des facteurs de la capacité portante N_c et N_q et N_γ	40
II.2	Comparaison des valeurs de N_γ	41
II.3	Facteurs de la capacité portante basés sur l'analyse de Saran, Sud, et Handa ^[57]	43
II.4	Facteurs de capacité portante et coefficients correcteurs (projet d'Eurocode 7 ^[19])	56
II.5	Valeurs des coefficients i_q et i_γ (Caquot et Kérisel ^[12])	57
II.6	Valeurs des coefficients d'excentricité de la charge (Caquot et Kérisel ^[12])	58
II.7	Valeurs du facteur N_γ selon Beer ^[18]	58
II.8	Valeurs des facteurs de capacité portante cités par Bourges ^[6]	59
II.9	Valeurs des coefficients d'inclinaison de T.V.Nhiem ^[23]	59
II.10	Valeurs des coefficients d'inclinaison de la base de la fondation cités par Bourges ^[6]	60
III.1	Propriétés géotechniques du sable testé	66
III.2	Programme des essais expérimentaux	68
IV .1	Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ .	90
V .1	Propriétés de la couche de sol	95
V .2	Comparaison des valeurs N_γ pour une semelle isolée à base rugueuse avec ceux disponibles à partir de la littérature	98
V .3	Programme d'essais réalisé.	99

Principaux Symboles Utilisés

B	Largeur de la fondation.
c	Cohésion du sol
D_f	Encastrement de la fondation.
H	Épaisseur de la première couche du sol.
q	Charge
q_u	Capacité portante ultime.
q_{adm}	Capacité portante admissible.
D_r	Densité relative.
E	Module d'Young.
b/B	Rapport de dimensions
e	Excentricité de la charge
G_u	Module de cisaillement ultime
G	Module de cisaillement
D_r	Densité relative
δ	Inclinaison de la charge
E_{50}^{ref}	Module sécant dans un essai triaxial.
K_0	Coefficient des terres au repos
U	Déplacement
N_c	Terme de cohésion
N_q	Terme de profondeur.
N_γ	Terme de surface.
K_s	Coefficient de cisaillement perforé.
γ	Poids volumique du sol.
V_L	La composante verticale de la charge ultime
δ_u	Déplacement unitaire
ε_v	Déformation volumique
τ	Contrainte de cisaillement (tangentielle).
ν	Coefficient de Poisson.
ν_u	Coefficient de Poisson ultime
ν_{ur}	Coefficient de Poisson en charge décharge
σ	Contrainte
σ_n	Contraintes normales

φ	Angle de frottement interne du sol
φ_u	Angle de frottement ultime
ψ	Angle de dilatance du sol
Δ	Tassement différentiel
S	Tassement
k^*	Indice de gonflement
λ^*	Indice de compression
μ^*	Indice de fluage
$\Delta\varepsilon_v$	Incrément de déformation volumique

INTRODUCTION GENERALE

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

Plusieurs études ont conduit à un progrès considérable en ce qui concerne la compréhension du "comportement des fondations superficielles sous des charges appliquées". Cependant, les méthodes conventionnelles de conception des semelles exigent une grande sécurité contre les ruptures.

Donc pour atteindre l'objectif recherché, la capacité portante du sol doit être la principale préoccupation dans la conception de toute fondation et le tassement doit être mis en place dans le cadre adéquat.

Si le problème de la capacité portante d'une fondation superficielle de type semelle filante, posée sur un massif plan semi-infini, et chargée par une force verticale centrée, est actuellement bien maîtrisé, car reposant notamment sur une expérience acquise par l'ingénieur géotechnicien depuis de nombreuses années, il n'en est plus de même dès que l'on s'éloigne de cette configuration de référence.

En effet, lorsque l'on est amené à étudier la stabilité d'un ouvrage, où le massif sur lequel repose la fondation, possède une géométrie plus complexe, ou lorsque la charge appliquée sur la semelle n'est plus ni verticale ni centrée, on constate dans la majorité des cas, une réduction significative de la capacité portante de la fondation qu'il est indispensable de prendre en compte au niveau du projet de dimensionnement de l'ouvrage. Cette réduction de portance peut être due à de nombreuses causes.

La première, sur laquelle nous avons ici décidé de porter notre attention principale, est la présence d'une fondation à proximité de la pente. D'un point de vue pratique, une telle configuration peut résulter de deux situations différentes. On peut ainsi être amené à construire un ouvrage au bord ou du moins à proximité d'un talus déjà existant ; c'est le cas de nombreuses constructions d'immeubles, notamment en site urbain, mais aussi d'assises de fondation pour des piles de pont. Ça peut être également le cas de la construction, parallèlement à l'arête du talus, d'une voie routière ou ferrée, pouvant être assimilée à une semelle filante, dont la charge est le poids de la voie elle-même et des véhicules y circulant.

Inversement, et c'est le cas le plus fréquemment rencontré en site urbain, il est souvent nécessaire de venir creuser une fouille ou une excavation au voisinage d'un immeuble déjà

existant, afin par exemple de construire un autre bâtiment comportant des étages de parking souterrains.

De nombreux chercheurs retiennent diverses hypothèses pour évaluer la capacité portante de fondations superficielles sur une pente ou près d'une pente. La méthode d'estimation de la capacité portante sur le sol en pente a été proposée par Meyerhof ^[42], et plus tard, de nombreux chercheurs ont contribué à ce domaine.

Au sujet des méthodes de calcul, la littérature nous révèle qu'une grande part des cas étudié est basée sur une semelle superficielle reposant sur un sol en pente, ce qui suit quelques travaux sur les méthodes pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles au bord d'une pente ou proche d'une pente est discutée.

Meyerhof ^[42] a indiqué que pour une fondation située sur/ou près d'une pente, la zone plastique du côté de la pente est relativement plus petite que celle d'une fondation similaire sur un sol horizontale et que la capacité portante ultime de la fondation est donc réduite. Il a présenté une solution pour la capacité portante ultime des fondations superficielles rugueuses sur/ou à proximité des pentes dont il a tracé des abaques des facteurs de portance modifiés en fonction des angles de frottement.

Kusakabe et al. ^[34] ont supposé une pente infinie de sol homogène et ils ont présenté l'évolution de la capacité portante avec l'éloignement croissant de la semelle par rapport à la crête du talus. Ils ont présenté une série des graphes avec des facteurs réducteurs de la capacité portante par rapport à l'approche conventionnelle de la capacité portante pour les semelles posées au niveau du sol cohésif et non cohésif.

Griffiths ^[27] a effectué des analyses par éléments finis pour déterminer la capacité portante du sol en pente dont il a obtenu des résultats raisonnables, notamment pour les semelles adjacentes aux pentes, mais il a nécessité un effort de calcul important pour déterminer les facteurs de portance et il a fait face à des problèmes de convergence, particulièrement pour N_γ .

Basé sur la méthode de l'équilibre limite. Azzouz et Baligh ^[3] ont présenté une série de graphes pour des semelles filantes et carrées placées sur des pentes composées de sols cohérents, ils ont conclu qu'une augmentation significative de la capacité portante due à la variation de la distance des semelles par rapport à la crête à été présentée.

Graham et al. ^[26] se basant sur le mécanisme de rupture de Meyerhof ^[42], ont établi une approche analytique de la capacité portante et de la distribution des contraintes pour les semelles placées sur des pentes pour des sols sans cohésion qui ont été validées par des résultats expérimentaux.

Bowles ^[7] a fourni une série révisée de facteurs de portance N_c et N_γ pour les sols en pentes selon un mécanisme de rupture supposé semblable à celui de Terzaghi, mais pour des valeurs limitées.

Cure et al ^[16] ont exploré l'effet de la charge ultime des semelles au voisinage des pentes ; ils ont présenté les résultats des deux séries d'études expérimentales et analytiques réalisées avec une surface à charge centrée et excentrée d'une semelle superficielle filante. Les valeurs de la charge ultime obtenues à partir d'essais expérimentaux ont été comparées aux valeurs provenant d'une explication analytique fondée sur l'approche de l'équilibre limite.

Georgiadis ^[22] a réalisé une série des résultats basés sur la méthode des éléments finis (FE) en observant le mécanisme de rupture et la capacité portante associés aux semelles filantes placées sur des pentes composées de sols purement cohérents. Sa comparaison incluait la hauteur de la pente et les positions variables de la semelle par rapport à la crête.

Shukla et Jakka ^[60] ont présenté les résultats des analyses par éléments finis des semelles filantes reposant sur des pentes de sol stable. Un grand nombre possible de pentes de sol avec différentes profondeurs d'assise sont analysées. Il a été établi que la distance de retrait critique augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol, de la profondeur de la semelle et de l'inclinaison de la pente. Une équation de régression est également développée pour estimer directement la réduction de la capacité portante des semelles reposant sur la pente.

A ce premier facteur de réduction de la capacité portante d'une fondation, vient se superposer l'effet défavorable ou non du type de chargement appliqué. En effet, ce chargement peut être sensiblement éloigné de la situation classique où la force est verticale et centrée, Il est ainsi possible, que la charge appliquée sur la fondation soit excentrée ou inclinée, ce qui est assez courant dans le domaine de la construction.

Dans la littérature, les travaux disponibles pour déterminer la capacité portante ultime des semelles sous un chargement excentré ou incliné sont rares. Cela a pu orienter la vision de plusieurs chercheurs vers la détermination de la capacité portante ultime des semelles sous un chargement excentré ou incliné. Ceci est traité par :

Meyerhof ^[41] qui a signalé que la valeur moyenne de la capacité portante d'une semelle diminue paraboliquement avec une augmentation de l'excentricité.

Zhu ^[67] a conduit des études sur la capacité portante des semelles circulaires sous des charges verticales centrées et excentrées sur du sable dense ; il a réalisé des essais centrifuges et une analyse numérique de la capacité portante des fondations circulaires sur le sable. Il a établi que pour les semelles circulaires chargées excentrées, la capacité portante diminue avec l'augmentation de la charge excentrée.

Prakash and Saran ^[49] ont démontré une formule mathématique générale pour calculer la capacité portante finale ainsi que les tassements des fondations filantes sur un sol cohésif soumises à des charges excentriques.

Purkayastha and Char ^[53] ont menée une analyse de stabilité d'une fondation filante soumise des charges excentrées posée sur du sable et ils ont recommandé un facteur réducteur pour le calcul de la capacité portante des semelles chargées excentriquement.

Algin ^[2] a mené une étude sur le tassement élastique sous des semelles rectangulaires soumises à des charges excentrées sur des dépôts de sable. Des solutions analytiques et des facteurs correcteurs qui en résultent ont été présentés pour estimer le tassement élastique sous la charge excentrée de la semelle. Ainsi que des équations sont également développées pour les cas théoriques.

Mabrouki et al ^[47], à travers leur analyse numérique bidimensionnelle des fondations superficielles reposant près d'une pente sans cohésion sous un chargement incliné centré en utilisant le code de différences finies (FLAC), ont étudié les mécanismes de rupture dans un plan de chargement bidimensionnel, l'influence de l'inclinaison de la charge et de la position de la semelle par rapport à la pente.

Bushra and Rusul ^[8] ont présenté une étude expérimentale pour déterminer la capacité portante d'une fondation carrée sous une charge excentrée sur un sable dunaire compacté et amélioré par un sol gypseux. Ils ont observé que la capacité portante pour les charges excentrées diminue avec l'augmentation de la valeur de l'excentricité.

Krabbenhoft et al. ^[32] ont mené des calculs de limite inférieure basés sur la méthode des éléments finis pour déterminer la capacité portante d'une fondation filante soumise à une charge inclinée et excentrée sur un sol sans cohésion avec divers surcharges et des angles de frottement différents. Les résultats sont présentés sous forme de graphes dont ils sont comparés avec les recommandations données dans l'eurocode7.

Badakhshan and Noorzad ^[5] ont conduit une étude expérimentale sur le comportement des semelles circulaires sous charge excentrée reposant à la fois sur des sables non renforcés et renforcés avec des couches des géogrilles. Ils ont proposé une méthode simplifiée pour la détermination de la capacité portante ultime des fondations soumises aux chargements excentrées sur un massif sableux renforcé par des géogrilles. Ils tentent de développer des facteurs de réduction de la capacité portante ultime excentrée des semelles circulaires et carrées reposant sur du sable renforcé par des géogrilles. Les résultats d'essais au laboratoire démontrent que la capacité portante ultime de la semelle circulaire diminue moins avec l'augmentation de l'excentricité de la charge par rapport à celle de la semelle carrée au cas renforcé.

Ouahab, M.Y et al ^[48] ont conduit un calcul numérique en utilisant le logiciel Plaxis d'une semelle filante supposée rigide, rugueuse et soumise à une charge inclinée centrée, posée sur un sol purement frottant. Ils ont déterminé les surfaces de rupture dans le plan des charges verticales et horizontales pour différentes inclinaisons de la force appliquée. Les facteurs de portance obtenus sont utilisés afin de déterminer les coefficients d'inclinaison. Ces résultats de calcul numérique sont comparés à ceux déterminés par les expressions analytiques, ainsi que les valeurs calculées par différentes approches de la littérature.

En effet, l'objectif principal de ce travail s'articule sur une analyse expérimentale et numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle carrée située au bord d'une pente et soumise à des chargements centré, excentré et incliné. Le code Plaxis et un banc d'essai sont choisis pour étudier l'effet de plusieurs paramètres géométriques et mécaniques, tel que la position de la fondation par rapport à la crête, les différents cas de chargement (centré, excentré et incliné) ainsi que la densité relative du sol.

Le présent mémoire est composé de cinq chapitres ; y compris une introduction générale et une conclusion.

- Une introduction générale concernant le travail effectué est présentée.
- Un aperçu bibliographique des fondations superficielles a été traité au **premier chapitre**.
- **Le deuxième chapitre** présente une évaluation de la capacité portante des fondations superficielles pour différents cas particuliers. Des études expérimentales, analytiques et numériques de la capacité portante des sols de fondation ont été aussi abordées.
- **Le troisième chapitre** présente une étude expérimentale de la capacité portante d'une fondation superficielle soumise à un chargement excentré situé sur la surface d'un talus.
- **Le quatrième chapitre** est consacré à la description générale de l'outil de calcul (Plaxis) ainsi que les modèles de comportement utilisés. Un aperçu sur la méthode des éléments finis a été abordé aussi dans ce chapitre tout en montrant l'importance de celle-ci dans la résolution des problèmes complexes de géotechnique.
- **Le cinquième chapitre** a été consacré à l'établissement d'un modèle numérique. Les résultats obtenus sont présentés et analysés dans ce chapitre. L'interprétation fait également appel aux résultats obtenus.
- Enfin, une **conclusion générale** liée aux résultats acquis est présentée.

CHAPITRE I

APERÇU BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES

I.1. Introduction

La fondation est la partie qui transmet les charges de la construction aux couches de sols sous-jacentes : elle peut être superficielle ou profonde. Les fondations superficielles (semelle, radier, etc.) sont, par définition, des fondations faiblement encastées qui reposent sur le sol, dont les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent elles les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent.

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

Les méthodes de calcul de la capacité portante ont été développées progressivement depuis le début du vingtième siècle. Elles doivent beaucoup à quelques précurseurs (Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen, Caquot, de Beer...), qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et couvrant la plupart des situations courantes.

Vu l'importance que révèle le calcul de la capacité portante d'un sol dans la stabilité d'un ouvrage, un aperçu sur quelques méthodes de calculs précisément des fondations superficielles a été présenté à travers ce chapitre.

I.2 Fonctionnement des fondations superficielles

I.2.1 Comportement d'une semelle superficielle chargée

C'est seulement depuis le début de ce siècle que de très nombreuses études ont permis d'avancer dans la compréhension du comportement des fondations superficielles sous les charges qui leurs sont appliquées . La **figure I.1** représente deux courbes de comportement exprimant la variation du tassement vertical au centre de la fondation en fonction de la pression appliquée :

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

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

Chacune de ces courbes comprend trois phases successives :

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

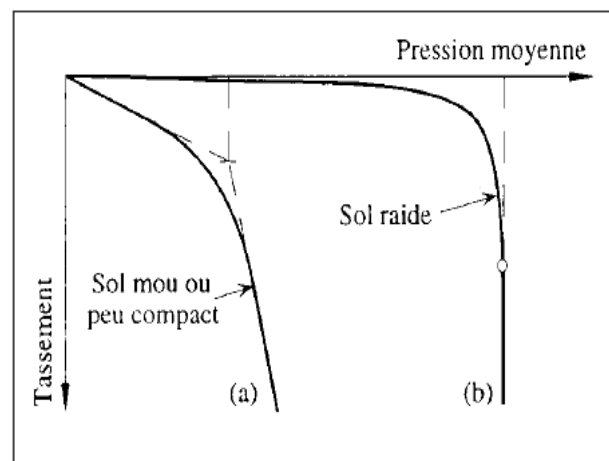


Figure I.1 Courbes de tassement vertical pour une fondation superficielle

I.2.2 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

Les études théoriques relatives à l'état d'équilibre plastique sous les semelles filantes conduisent aux conclusions générales suivantes.

Au cours du passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation et s'étend comme il est indiqué sur les **figures I.2 (a, b, c)** qui s'applique à une semelle continue (ou filante) reposant sur un massif homogène de sable.

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe trois mécanismes éventuels de rupture mobilisant un volume limité de sol.

I.2.2.a Un mécanisme général : Caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface.

L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants **figure I.2.a**.

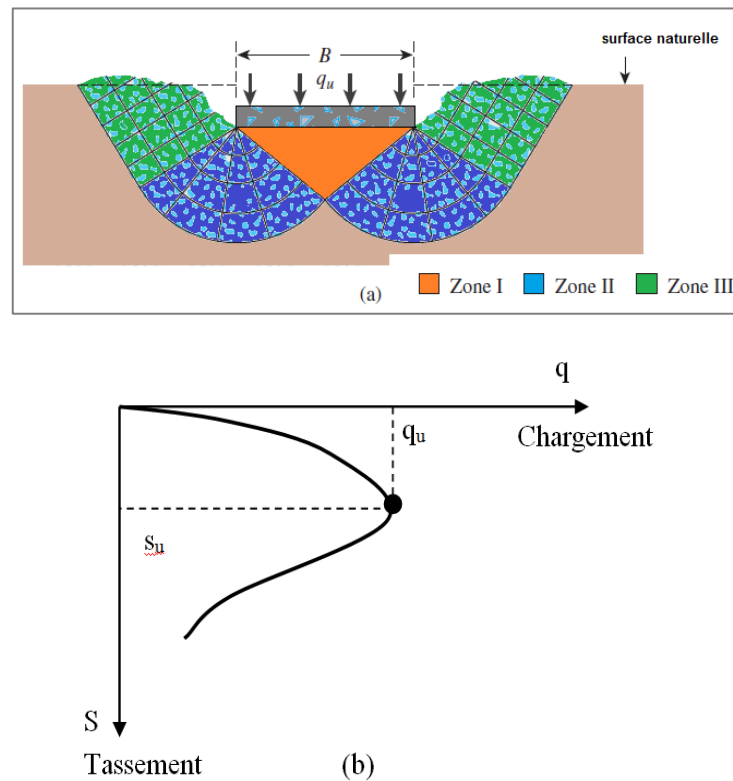
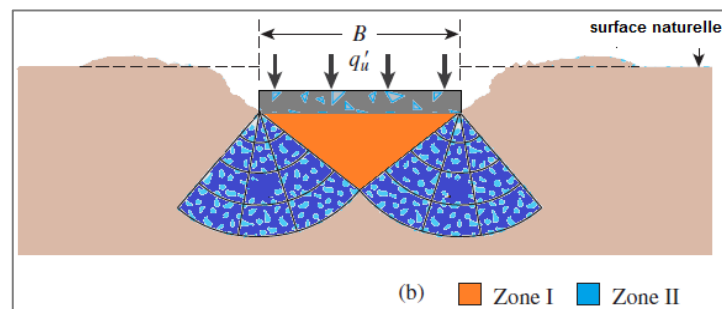
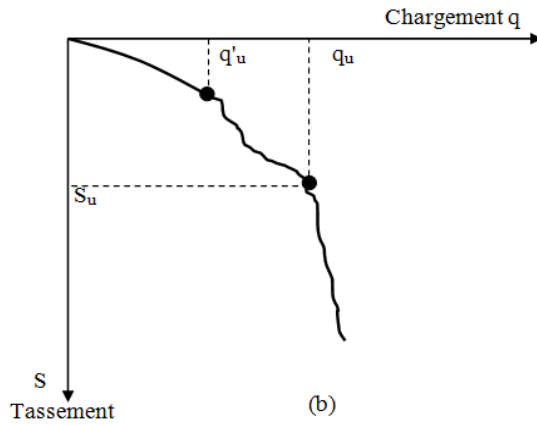


Figure I.2.a Rupture par cisaillement générale.

I.2.2.b Un mécanisme de cisaillement localisé : qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles comme des sables lâches **figure I.2.b**.





Figures I.2.b Rupture par cisaillement local.

I.2.2.c Une rupture par poinçonnement : La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation **figure I.2.c.**

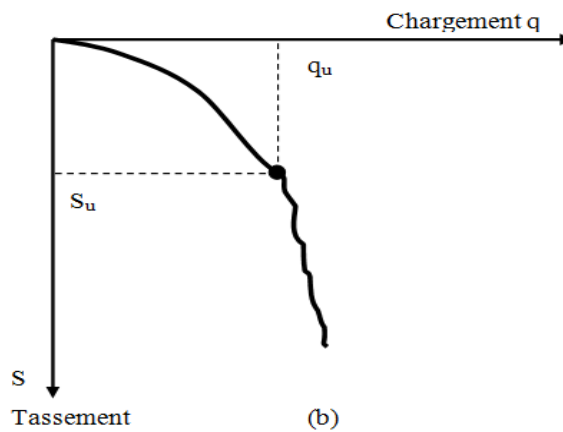
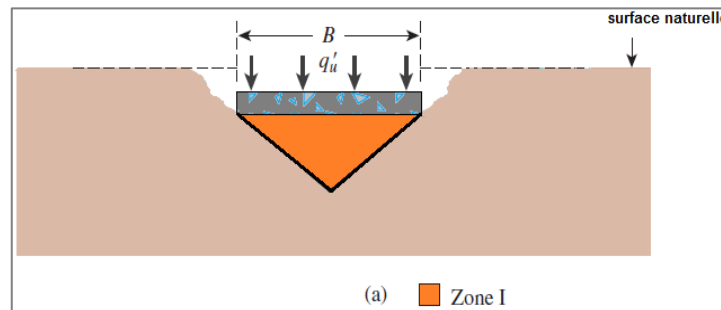


Figure I.2.c Rupture par poinçonnement.

Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées). Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (dés enchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur entre autres :

Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.) ;

Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).

La nature de rupture dans le sol à la charge ultime est fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement D_f par rapport à la largeur de la largeur de la fondation B , et le rapport de la largeur à la longueur B/L de la fondation.

Ceci a été clairement expliqué par Vesic qui a conduit plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire pour le cas d'un sable. La synthèse de ces résultats est montrée dans la **figure I.3**. Dans cette figure, D_r est la densité relative du sable, et R et le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit : $R = A/P$

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

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

On remarque dans la **figure I.3**, pour $D_f/R \geq 18$, la rupture par poinçonnement se produit quelle que soit la valeur de la densité relative du sable.

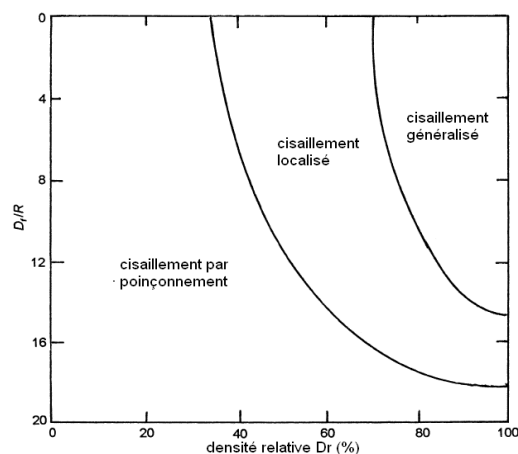


Figure I.3 Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R .

I.3 Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

Aucune solution mathématique rigoureuse ne permet encore d'analyser le phénomène de la rupture. Bien que des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximations simplificatrices également aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés.

En dépit de ces insuffisances, les comparaisons entre les capacités portantes limites des modèles réduits et des fondations en vraie grandeur montrent que la marge d'erreur est un peu plus grande que pour les problèmes de stabilité avec les autres matériaux.

Les études de stabilité à la rupture (habituellement dénommée cisaillement total) repose sur l'hypothèse que le sol se comporte comme un matériau plastique idéal. Cette hypothèse fut avancée pour la première fois par Prandtl au sujet du poinçonnement des métaux, puis étendue à l'étude des sols par Terzaghi, Meyerhof, Buisman, Caquot & Kérisel et Vesic...etc.

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

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

I.3.1 Théorie de Rankine ^[55] (les coins de Rankine)

La **figure I.4** représente une semelle, de rapport (L/B) très grand et un encastrement D_f , qui repose sur un sol de cohésion c , avec un angle de frottement φ .

La **figure I.5** représente les coins de Rankine utilisés dans cette analyse.

- Le coin I est un coin actif,
- Le coin II est un coin passif.

Les résistances horizontales ou latérales qui agissent sur l'interface des deux coins sont désignées par « P » et elles se caractérisent par une même magnitude et deux directions opposées. Cependant, la force P associée au coin (I) représente la pression active. Tandis que la force B du coin (II) est la pression passive.

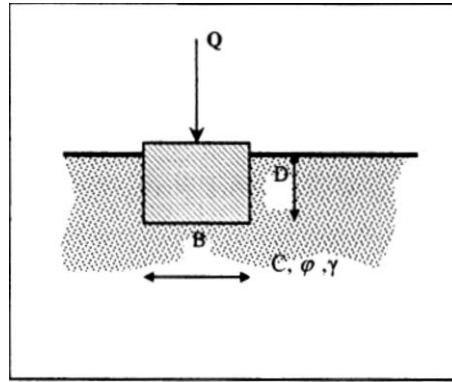


Figure I.4 Semelle reposant sur un sol (c, φ).

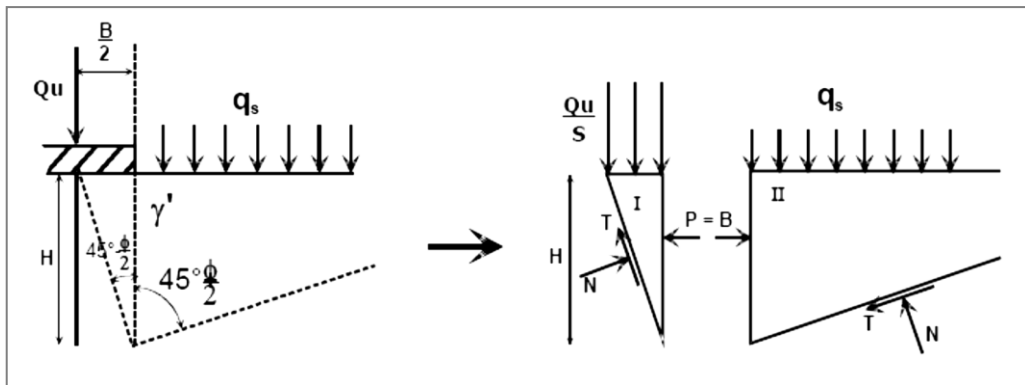


Figure I.5 Les coins de Rankine ^[55]

Pour le cas passif (coin II) nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p \cdot H \tag{I.1}$$

$$D'où : K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \tag{I.2}$$

Pour le cas actif nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a \cdot H \tag{I.3}$$

$$D'où : K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \tag{I.4}$$

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

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p \cdot H + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a \cdot H = 0 \tag{I.5}$$

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

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \left(\frac{1}{K_a} \right) \cdot (K_a - K_p) + \frac{2 \cdot c}{K_a} \cdot (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) + q \cdot K_p^2 \quad (I.6)$$

Mais

$$K_p = \frac{1}{K_a}; \quad \text{Alors d'après la figure I.5}$$

$$H = \frac{B}{2 \cdot \tan(45 - \frac{\varphi}{2})} = \frac{B}{2 \cdot \sqrt{K_a}} \quad (I.7)$$

Alors, l'expression de q_u devient :

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot K_p^{\frac{3}{2}} \cdot (K_p - K_p^{-1}) + 2 \cdot c \cdot K_p \cdot (K_p^{-1/2} + K_p^{-1/2}) + q \cdot K_p^2 \quad (I.8)$$

Ou bien ;

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot \left(K_p^{\frac{5}{2}} - K_p^{1/2} \right) + 2 \cdot c \cdot (K_p^{3/2} + K_p^{1/2}) + q \cdot K_p^2 \quad (I.9)$$

Qui s'écrit sous la forme condensée :

$$\text{La capacité portante : } \mathbf{q_u} = \mathbf{qN_q} + \mathbf{cN_c} + \frac{1}{2} \mathbf{B\gamma N_\gamma} \quad (I.10)$$

Avec;

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \left(K_p^{\frac{5}{2}} - K_p^{\frac{1}{2}} \right) \quad (I.11)$$

$$N_c = 2 \cdot \left(K_p^{\frac{3}{2}} + K_p^{\frac{1}{2}} \right) \quad (I.12)$$

$$N_q = K_p^2 \quad (I.13)$$

Le schéma de Rankine ^[55] n'est qu'une approximation très grossière du véritable comportement du sol. En réalité, les expérimentations sur modèles réduits montrent que sous la fondation se forme un coin, limité par des forces planes inclinées qui s'enfoncent avec la semelle et se conduisent en corps solide. Il exerce une poussée sur le sol adjacent qui réagit en butée avec frottement sol-sur-sol.

I.3.2 Théorie de Prandtl ^[50]

D'après Prandtl ^[50], le mécanisme de rupture sous la fondation considère que la base de cette fondation est lisse, donc un état actif de Rankine est développé dans le coin AA'O voir **figure I.6**.

Le système est formé par trois zones successives.

- La zone I en équilibre de poussée de Rankine ^[55].
- La zone II en équilibre de Prandtl ^[50].

- La zone III en équilibre de butté de Rankine [50].

Dans la zone I et III, la famille de lignes de glissement est formée de droites.

Dans la zone II, une autre famille de ligne de glissement est constituée de courbes. Il s'agit donc d'arc spiral logarithmique de centre A.

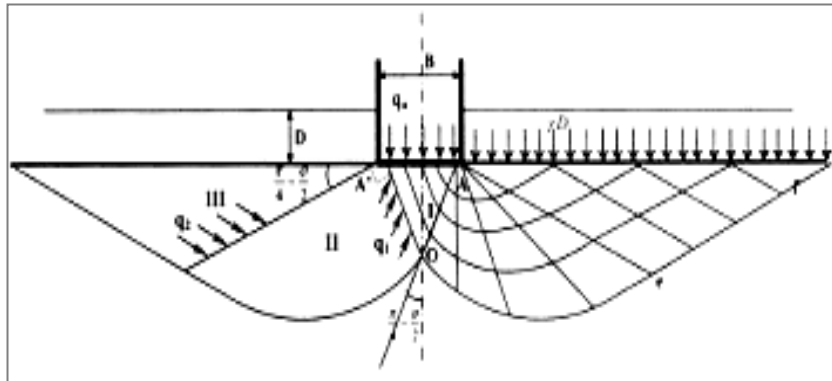


Figure I.6 Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse de Prandtl [50].

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

Le problème bidimensionnel d'un sol pulvérulent non pesant d'angle de frottement interne φ et chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniformes, a été résolu pour la première fois par Prandtl [50].

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

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

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

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

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

Donc, q_1 et q_2 sont liés par la relation suivante dans l'équilibre de Prandtl [50] :

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

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

On aboutis donc finalement ;

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

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

I.3.3 La théorie de Terzaghi ^[63]

En (1943), Terzaghi a proposé une théorie bien conçue pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle filante et rigide supportée par une couche de sol homogène qui s'étend à une grande profondeur.

Terzaghi ^[63] a défini une fondation superficielle comme une fondation où sa largeur, B , est égale au moins à sa profondeur, D_f . D'après Terzaghi ^[63] la surface de rupture créée dans le sol, lorsque la fondation subit la charge ultime, est représentée sur la **figure I.7**. D'après cette figure, la zone de rupture sous la fondation peut être divisée en trois zones principales qui sont :

- Zone *abc* : forme la partie triangulaire qui se trouve immédiatement sous la fondation. L'inclinaison des faces *ac*, *bc* est de φ (angle de frottement interne du sol).
- Zone *bcf*: zone de cisaillement radiale (ou saut) de Prandtl ^[50].
- Zone *bfg*: zone passive de Rankine ^[55], les lignes de glissement dans cette zone font un angle de $\pm (45-\varphi/2)$ avec l'horizontale.

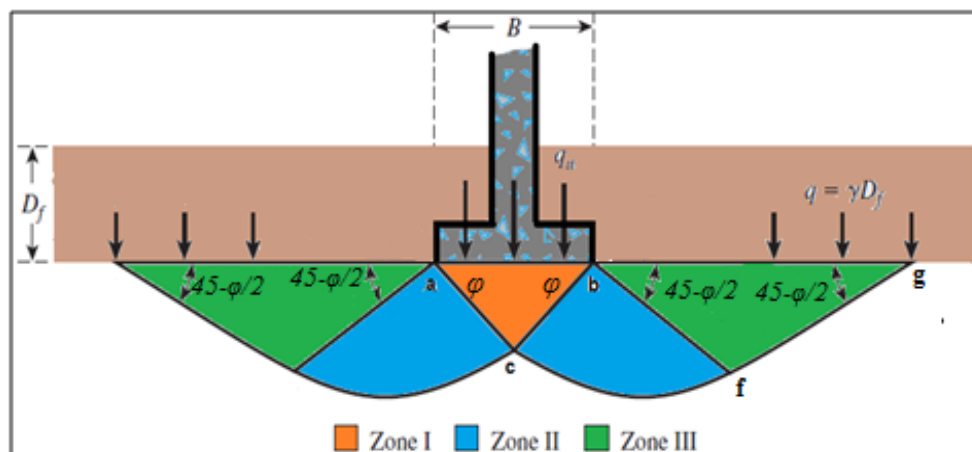


Figure I.7 La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi ^[63]

Il est à noter que la ligne *cf* est un arc spiral logarithmique défini par l'équation :

$$\rho = \rho_0 e^{\theta t g \varphi} \tag{I.14}$$

Les lignes bf et fg sont des lignes rectilignes. En principe, la droite fg continue jusqu'à la surface du sol, mais Terzaghi [63] a supposé que le sol au dessus du niveau de la base de la semelle est remplacé par une surcharge : $q = \gamma D_f$.

La résistance au cisaillement, τ , du sol peut s'écrire donc:

$$\tau = \sigma' t g \varphi + c \tag{I.15}$$

Relation dans laquelle:

τ = contrainte normale effective

c =cohésion

La capacité portante ultime q_u de la fondation peut être déterminée si l'on considère les faces ac et bc du bloc triangulaire abc et obtenir la force passive sur chaque face provoquant la rupture. Il est à noter que la force passive p_p est fonction de la surcharge $q = \gamma D_f$, la cohésion c , le poids volumique γ et l'angle de frottement interne φ du sol.

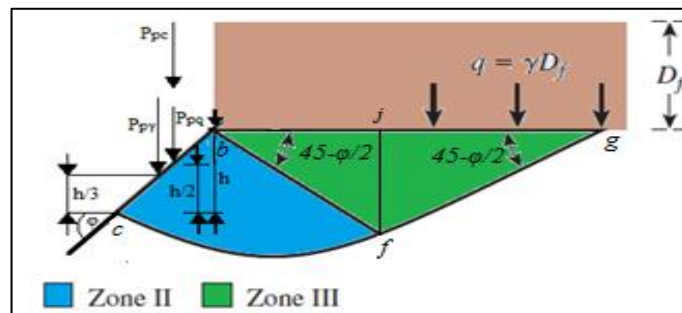


Figure I.8 Force passive sur la face bc du coin abc .

D'après la **figure I.8**, la force passive p_p sur la facette bc par unité de longueur de la fondation est :

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{py} \tag{I.16}$$

Expression dans la quelle P_{pq} , P_{pc} , et P_{py} = force passive avec la contribution de q , c , et γ respectivement.

Il est important de noter que les directions des forces P_{pq} , P_{pc} , et P_{py} sont toutes verticales, puisque la face bc fait un angle φ avec l'horizontale, et P_{pq} , P_{pc} , et P_{py} doivent faire un angle φ avec la normale de bc . Pour obtenir P_{pq} , P_{pc} , et P_{py} , on utilise la méthode de la superposition qui nous donne une approximation acceptable de la solution.

➤ **Relation pour P_{pq} ($\varphi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0$)**

Considérons le bloc $bcfj$ représenté sur la **figure I.8**. Le centre des courbes spirales logarithmiques dans la zone bcf se trouve exactement au point b . Les forces par unité de longueur se trouvant au niveau du bloc $bcfj$ dues à la surcharge q seule sont représentées dans la **figure I.9**, et sont :

- P_{pq}
- Surcharge q
- La force passive de Rankine $p_{p(1)}$
- La force de frottement résistante (le long de l'arc cf) F

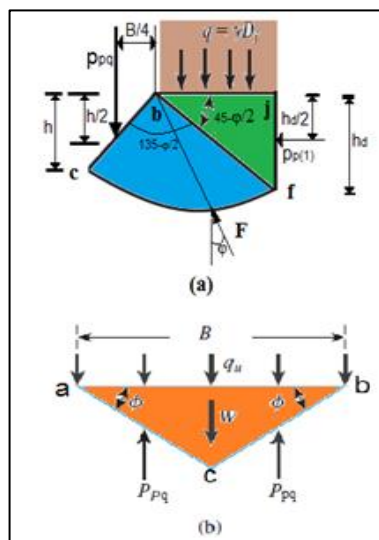


Figure I.9 Détermination de P_{pq} ($\varphi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0, c = 0$).

La force passive de Rankine peut être écrite comme suit :

$$P_{p(1)} = qk_p H_d = qH_d t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \tag{I.17}$$

$$k_p = \text{Coefficient de pression passive de Rankine du sol} = t g^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Selon la propriété d'une courbe spirale logarithmique définie par une équation de la forme :

$\rho = \rho_0 e^{\theta t g \varphi}$, la droite radiale à n'importe quel point fait un angle φ avec la normale. De plus, la ligne d'action de la force de frottement F doit passer par b qui représente le centre de la courbe spirale logarithmique voir **figure I.9.a**.

En exprimant le moment par rapport au point b et en considérant la stabilité du bloc abc sous la fondation représentée sur la **figure I.9.b**, on peut écrire :

$$q_q(Bx1) = 2P_{pq} \tag{I.18}$$

Après quelques transformations mathématiques on aboutit à la relation :

$$q_q = \frac{2P_{pq}}{B} = q \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{2c\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \right] = qN_q \tag{I.19}$$

➤ **Relation pour P_{pc} ($\varphi \neq 0, \gamma = 0, q = 0, c \neq 0$)**

La **figure I.10** montre la forme du bloc $bcfj$, d'une façon similaire au cas de p_{pq} , et le centre de l'arc spiral se trouve au point b . Les forces appliquées au bloc $bcfj$ sont dues à la cohésion et sont représentées également dans la **figure I.10** qui consiste en :

- la force passive p_{pc} ,
- la force de cohésion $C=c (bc \times l)$
- la force passive de Rankine due à la cohésion,

$$P_{p(2)} = 2c\sqrt{K_p}H_d = 2cH_d \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{I.20}$$

La force de cohésion par unité de surface le long de l'arc cf , c .

Si on considère les moments de toutes les forces par rapport au point b , on aura

$$P_{pc} \left(\frac{B}{4}\right) = P_{p(2)} \left[\frac{\rho_1 \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{2} \right] + M_C \tag{I.21}$$

Expression dans laquelle M_C est le moment dû à la cohésion c le long de l'arc cf tel que :

$$M_C = \frac{c}{2\tan\varphi} (\rho_1^2 - \rho_0^2) \tag{I.22}$$

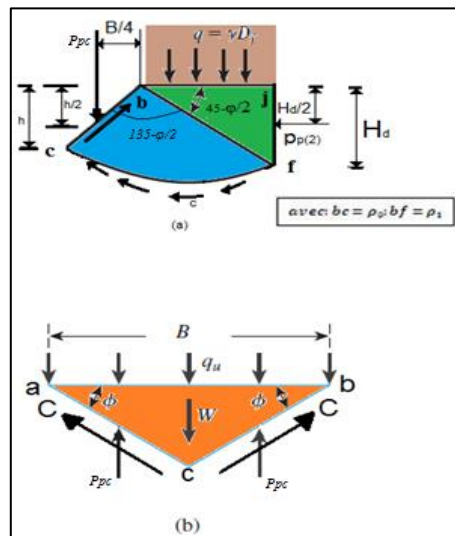


Figure I.10 Détermination de P_{pc} ($\varphi \neq 0, \gamma=0, q=0, c \neq 0$).

En considérant l'équilibre du bloc *abc* voir **figure I.10.b**.

$q_c (B \times 1) = 2 \cdot C \cdot \sin \phi + 2 \cdot p_{pc}$ avec $q_c =$ charge par unité de surface de la fondation et après quelques transformations mathématiques, on aboutit à l'expression :

$$q_c = c \cot \phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} - 1 \right] = c N_c = c \cot \phi (N_q - 1) \quad (I.23)$$

➤ **Relation pour $P_{p\gamma}$ ($\phi \neq 0, \gamma \neq 0, q = 0, c = 0$)**

Contrairement aux schémas de mécanismes de rupture des figures précédentes **figures 9 et 10**, le centre de la spirale logarithmique se trouve au point *o* le long de la ligne *bf* et non au point *b*. Les forces par unité de longueur appliquées au bloc *bfcj* sont :

- $P_{p\gamma} =$ La force passive
- $W =$ Le poids du bloc *bfcj*
- $F =$ La résultante de la force résistante de frottement qui s'exerce le long de l'arc *cf*,
- $P_{p(3)} =$ La force passive de Rankine

La force passive de Rankine peut être donnée par la relation :

$$P_{p(3)} = \frac{1}{2} \gamma H_d^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (I.24)$$

On peut remarquer que la ligne d'action de la force F passe par *O*. en considérant le moment par rapport à *o*:

$$P_{p\gamma} l_p = W l_w + P_{p(3)} l_R \quad (I.25)$$

Alors que :

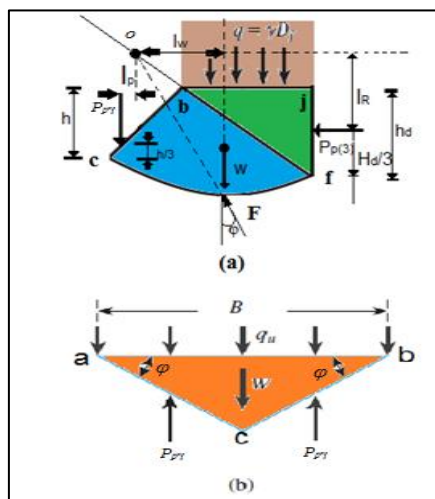


Figure I.11 Détermination de $P_{p\gamma}$ ($\phi \neq 0, \gamma \neq 0, q = 0, c = 0$)

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{l_p} (W l_w + P_{p(3)} l_R) \quad (I.26)$$

En considérant maintenant la stabilité du bloc *abc* représenté dans la **figure I.11b**, on peut écrire que:

$$q_\gamma B = 2P_{p\gamma} - W_w \quad (I.27)$$

Expression dans la quelle:

q_γ = La force par unité de surface de la fondation

W_w = poids du bloc *abc*

Cependant,

$$W_w = \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \quad (I.28)$$

Et aussi,

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left(2P_{p\gamma} - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \right) \quad (I.29)$$

La force passive peut être donnée sous la forme de :

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_{p\gamma} = \frac{1}{2} \gamma \left(\frac{B \tan \varphi}{2} \right)^2 K_{p\gamma} = \frac{1}{8} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2 \varphi \quad (I.30)$$

Où $K_{p\gamma}$ = coefficient de la pression passive des terres en substituant l'équation. (I.30) dans. (I.29) on aura :

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left(\frac{1}{4} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2 \varphi - \frac{B^2}{4} \gamma \tan \varphi \right) = \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2 \varphi - \frac{\tan \varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (I.31)$$

- **Capacité portante ultime**

La charge ultime par unité de surface de la fondation (capacité portante ultime q_u) d'un sol donné possédant une cohésion c et un poids spécifique γ peut s'écrire donc:

$$q_u = q_q + q_c + q_\gamma \quad (I.32)$$

En remplaçant q_q , q_c et q_γ par leurs expressions trouvées précédemment, on aura comme expression de la capacité portante :

$$q_u = q N_q + c N_c + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \quad (I.33)$$

Où N_q , N_c et N_γ représentent les facteurs de la capacité portante avec:

$$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi-\varphi}{4}\right)}}{2\cos^2\left(\frac{\pi+\varphi}{4}\right)} \quad (\text{I.34})$$

$$N_c = \cot\varphi(N_q - 1) \quad (\text{I.35})$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2}K_{p\gamma}\tan^2\varphi - \frac{\tan\varphi}{2} \quad (\text{I.36})$$

On trouve dans le **tableau I.1** qui suit, la variation des facteurs de la capacité portante avec l'angle de frottement interne φ donnés par les expressions ci-dessus. Les valeurs de N_γ sont obtenues par Kumbhojkar ^[33].

Tableau I.1 Facteurs de la capacité portante donnés par Terzaghi ^[63].

φ'	N_c	N_q	N_γ	φ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	16.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	116.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	161.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	416.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Cependant, pour les fondations de forme rectangulaire ou carrée, l'état de déformation plane n'existe pas. Dans ce cas, Terzaghi ^[63] propose les relations qui suivent:

$$q_u = 1.3cN_c + q \cdot N_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{semelle rectangulaire}) \quad (\text{I.37})$$

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{semelle circulaire}) \quad (\text{I.38})$$

On attire l'attention sur le fait que plusieurs études expérimentales pour l'évaluation de la capacité portante des semelles superficielles ont été conduites depuis, il en est conclu que les hypothèses formulées par Terzaghi [63] sur la rupture du sol concordent bien. Néanmoins, l'angle que font les faces *ac* et *bc* du bloc *abc* **figure I.8** avec l'horizontale est plus proche à $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ que l'angle φ formulé par Terzaghi [63]. Dans ce cas, la nature de la surface de rupture sera comme représentée dans la **figure I.12**.

La méthode de superposition a été utilisée pour obtenir les facteurs de portance N_c , N_q et N_γ . Pour le calcul de N_c et N_q le centre de l'arc logarithmique spiral se trouve à l'extrémité de la fondation, et ce ne sera pas le cas pour le calcul de N_γ .

- **Cas d'un cisaillement partiel**

En ce qui concerne la rupture par cisaillement partiel, Terzaghi propose les relations suivantes :

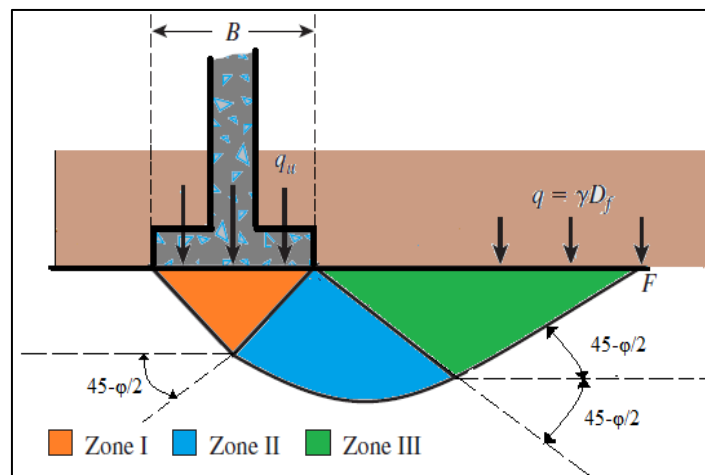


Figure I.12 Mécanisme de rupture modifiée pour une fondation superficielle sous une charge ultime.

Semelle filante ($B/L=0$; L = longueur de la fondation)

$$q_u = c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (\text{I.39})$$

Semelle carrée ($B=L$)

$$q_u = 1,3c'N'_c + qN'_q + 0,4\gamma BN'_\gamma \quad (\text{I.40})$$

Semelle circulaire (B = diamètre)

$$q_u = 1,3c'N'_c + qN'_q + 0,3\gamma BN'_\gamma \quad (\text{I.41})$$

Où N'_c , N'_q et N'_γ représentent les facteurs de la capacité portante modifiés

Et $c' = 2c/3$

Les facteurs de la capacité portante modifiés peuvent être obtenus en substituant φ par ;

$\varphi' = \tan^{-1}(0,67 \tan \varphi)$ dans les équations (I.34), (I.35) et (I.36).

Les variations de N'_c , N'_q et N'_γ avec l'angle de frottement φ sont données dans le **tableau I.2**.

Tableau I.2 Facteurs de la capacité portante modifiés donnés par Terzaghi ^[63].

φ'	N'_c	N'_q	N'_γ	φ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,14	1,00	0,00	26	22,25	11,85	12,54
1	5,38	1,09	0,07	27	2394	13,20	14,47
2	5,63	1,20	0,15	28	25,80	14,72	16,72
3	5,90	1,31	0,24	29	27,86	16,44	19,34
4	6,19	1,43	0,34	30	30,14	18,40	22,40
5	6,49	1,57	0,45	31	32,67	20,63	25,99
6	6,81	1,72	0,57	32	35,49	23,18	30,22
7	7,16	1,88	0,71	33	38,64	26,09	35,19
8	7,53	2,06	0,86	34	52,16	29,44	41,06
9	7,92	2,25	1,03	35	46,12	33,30	48,03
10	8,35	2,47	1,22	36	50,59	37,75	56,31
11	8,80	2,71	1,44	37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69	38	61,35	48,93	78,03
13	9,81	3,26	1,97	39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29	40	75,31	64,20	109,41
15	10,98	3,94	2,65	41	83,86	73,90	130,22
16	11,63	4,34	30,6	42	93,71	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53	43	105,11	99,02	186,54
18	13,10	5,26	4,07	44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,80	4,68	45	133,88	134,88	271,76
20	14,83	6,40	5,39	46	152,10	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,20	47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13	48	199,26	222,31	496,01
23	18,05	8,66	8,20	49	229,93	265,51	613,16
24	19,32	9,60	9,44	50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88				

I.3.4 La théorie de Meyerhof ^[44]

Meyerhof ^[44] explique que la portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi ^[63], avec les expressions établies par Prandl ^[51] pour N_c , par

Reissner ^[56] pour N_q et par lui-même Meyerhof ^[43] pour une valeur approchée de N_i . Ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (\text{I.42})$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I.43})$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi) \quad (\text{I.44})$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de côtés B et L, des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Skempton ^[61] pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I.45})$$

$$S_\gamma = S_q = 1 \quad \text{Si } \varphi = 0 \quad (\text{I.46})$$

$$S_\gamma = S_q = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right); \quad \text{si } \varphi > 10^\circ \quad (\text{I.47})$$

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

$$\varphi = \varphi_p = \left(1,1 - 0,1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad (\text{I.48})$$

S'il y a de l'eau dans le sol, ou si le sol n'est pas homogène, il est recommandé d'utiliser des valeurs moyennes du poids volumique déjaugé (sous l'eau) et non déjaugé (en l'absence d'eau), de la cohésion c et de l'angle de frottement interne φ_t

- jusqu'à deux fois B sous la base des semelles filantes,
- jusqu'à une fois B sous la base des semelles circulaires et carrées.

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

$$d_c = 1 + 0,2 \frac{D}{B} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{I.49})$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \quad (\text{I.50})$$

$$d_q = d_\gamma \quad \text{si } \varphi > 10 \quad (\text{I.51})$$

Meyerhof ^[41] indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consistant à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur B' réduite :

$$B' = B - 2e \quad (\text{I.52})$$

Semble trop sévère par comparaison avec les résultats d'essais. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle Brinch Hansen^[55]. Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentremments correspondants est jugée suffisante.

Pour les charges inclinées, les travaux de Schultze^[58] et de Meyerhof^[41] ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$i_{\gamma} = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad (\text{I.53})$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \quad (\text{I.54})$$

En fonction de l'angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale (δ , exprimé en degrés). Il est conseillé d'incliner la base de la fondation en cas de charge inclinée permanente (par exemple, pour reprendre les charges d'un pont en arc). La solution est alors semblable à celle d'une fondation sur pente.

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

$$q_{max} = cS_c d_c i_c N_c + qS_q d_q i_q N_q + \frac{1}{2} \gamma B S_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} N_{\gamma} \quad (\text{I.55})$$

Meyerhof^[41] attire l'attention du lecteur sur la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de 5 à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réduction.

I.3.5 La théorie de Vesic^[65]

Vesic^[65] présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant de Rankine^[55], a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi^[63]. Les recherches modernes partent de l'article de Prandl^[21] sur le poinçonnement des métaux qui a été étendu aux matériaux non pesants à frottement interne par Reissner^[24].

La première application de ces solutions au calcul des fondations est due à Caquot^[9], qui a inspiré les premières tentatives d'extension des calculs de plasticité aux sols pesants. Raes^[54] avait suggéré

la superposition du terme en N avec les deux autres termes de l'équation de la capacité portante. Cette approche a été adoptée à la même époque par Terzaghi^[63] et a marqué une influence durable sur tous les travaux ultérieurs.

Vesic^[65] a décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs N_c et N_q de Prandl et Reissner^[56] ; pour N_γ , il indique que la solution tabulée de Caquot et Kérisel^[10] peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle $15 < \varphi_t < 45$ degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\varphi \quad (\text{I.56})$$

La superposition des trois termes de capacité portante donne une estimation approchée par défaut (de 17 à 10% au plus pour $\varphi_t = 30$ à 40 degrés) mais exacte pour $\varphi_t = 0$ degré.

L'auteur indique que le choix d'un angle de frottement en déformations planes n'est pas nécessairement la meilleure solution pour rapprocher les résultats des calculs des portances observées.

La prise en compte de la rupture progressive du sol sous des niveaux de contraintes varié semble une voie plus prometteuse.

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

- coefficients de forme :

$$S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{B N_q}{L N_q - 1} \quad (\text{I.57})$$

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan\varphi \quad (\text{I.58})$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \quad (\text{I.59})$$

- coefficients de profondeur (pour $D/B \leq 1$, d'après Brinch Hansen^[30]).

$$d_q = 1 + 2 \tan\varphi (1 - \sin\varphi) \frac{D}{B} \quad (\text{I.60})$$

$$d_\gamma = 1 \quad (\text{I.61})$$

L'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation est ensuite longuement discuté. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

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

Cette diminution provient principalement du terme N_7 . Des équations sont proposées pour en tenir compte.

I.4 Critiques générales des méthodes classiques

Les théories que l'on vient d'exposer et qui conduisent à la définition des trois facteurs de capacité portante, soulèvent un certain nombre de critiques.

La première porte sur la forme du coin $OA\hat{A}$. Des expériences minutieuses sur modèle réduit ont montré que les côtés du coin sont loin d'être rectilignes principalement lorsque le rapport B/D est inférieur à 0.5. Pour lever cette difficulté, plusieurs auteurs ont repris l'étude de coin, en adoptant pour OA et $O\hat{A}$ des arcs de lignes de glissement. Biarez a pu montrer, ainsi, que pour les faibles encastresments, il existe certaines formes de coin donnant des résultats plus faibles que pour les coins limités par des droites.

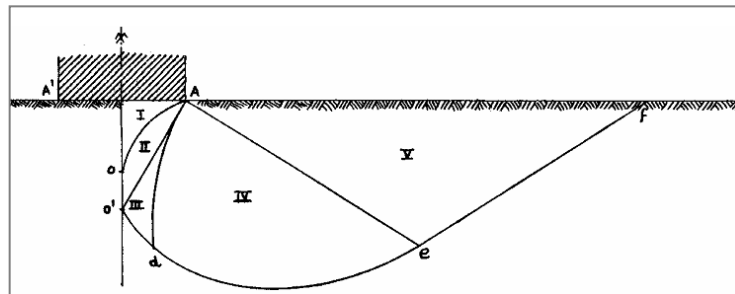


Figure I.13 Schéma de Gorbunov [65].

La **figure I.13** montre, dans le même esprit la solution proposée par Gorbunov [65]. Il discerne cinq zones différentes dans le schéma de rupture.

- le coin $AO\hat{A}$ en équilibre surabondant limité par une courbe OA le long de laquelle l'obliquité des contraintes diffère assez nettement de φ (zone I),
- une zone $OA\hat{O}$ en équilibre plastique qui complète le coin et sur la frontière $A\hat{O}$ sur laquelle l'obliquité de la contrainte est égale à φ (zone II),
- les zones III, IV et V, enfin, correspondent au problème classique de la butée. La prise en compte de la courbure du coin élastique conduit Gorbunov, à des valeurs de la force portante très nettement supérieures à celles que donne l'application des théories exposées ci-dessus J. Costet. & G. Sanglerat [15].

La deuxième critique porte sur l'évaluation de la butée. Pour calculer son intensité, on a comme dans le cas de la poussée formulée par l'hypothèse de la superposition des états d'équilibre. Plus encore que dans le cas de la poussée, cette hypothèse est une approximation assez grossière, car les

lignes de glissement des différents équilibres présentent maintenant une courbure notable et sont loin d'être superposables.

Les vérifications expérimentales de la capacité portante montrent que les formules classiques actuelles sont plutôt dans le sens de la sécurité, c'est la meilleure justification de l'approximation faite qui permet de séparer l'effet du poids du sol de celui de la cohésion et de celui de l'encastrement de la fondation dans le terrain, ce qui simplifie beaucoup les calculs.

Une autre approximation a été admise : on a assimilé à une surcharge le terrain situé au dessus du plan horizontal AA' de la base de la fondation. Il est certain que les lignes de glissement au sein du massif, se prolongent au delà du plan AA' et que cette approximation est d'autant moins bonne que le rapport B/D est grand.

Au-delà des difficultés et des critiques précédentes, les procédures de calcul classiques, basées sur l'équilibre limite, imposent les directions des plans de rupture et c'est une approximation très grossière. D'autre part les théories précédentes supposent que le sol se comporte comme un matériau associé, avec l'angle de dilatation ψ égal à l'angle de frottement ϕ . Il est bien connu que pour les sols réels ψ est généralement considérablement inférieur à ϕ .

Quelques solutions ont été effectuées pour les matériaux non associés avec $\psi=0$ telles que les solutions de Davis et Booker ^[17] et Zienkiewicz et al. ^[68], mais les analyses annoncées de ces études étaient pour des angles de frottement de 30°, et il n'est en aucun cas clair que le même résultat aurait été trouvé pour des angles plus grands.

En définitif, malgré les critiques que l'on peut formuler à l'égard de la théorie de la capacité portante et de l'utilisation des facteurs N_γ , N_q et N_c , ces méthodes restent une approche simple et commode.

I.5 Méthodes numériques

L'évolution des outils de calcul des ouvrages est probablement l'événement majeur du génie civil de la fin du 20^{ème} siècle. Elle ouvre des perspectives infinies dans la mesure où la puissance des ordinateurs continue de croître dont l'emploi des éléments finis en génie civil offre à l'ingénierie un outil sans équivalent pour que l'analyse numérique des problèmes de génie civil se généralise dans les meilleures conditions dans le monde des projeteurs et ingénieurs d'études.

Contrairement aux méthodes classiques qui utilisaient des configurations géométriques assez simples pour lesquelles on pouvait obtenir des solutions analytiques limitées aux analyses élastique et plastique, la méthode des éléments finis fait disparaître les limitations d'ordre géométrique et permet de représenter plus finement les ouvrages réels. Elle permet aussi d'accomplir les lois de comportement des matériaux naturels ou industriels de génie civil.

La modélisation des ouvrages de génie civil n'est pas réductible à la connaissance de données liées aux seuls aspects structuraux et rhéologiques des constructions. Il faut établir un modèle d'ouvrages à partir de composantes corrélées (qui peuvent être simplificatrices) de structure et de matière. Il faut mettre en œuvre l'interaction structure-matière qui crée la spécificité de l'ouvrage : caractériser un schéma mécanique, choisir des lois de comportement ou de fonctionnement, spécifier des conditions, construire un modèle discret, adopter des techniques de résolution, valider une démarche...

Les méthodes numériques représentées par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies sont des outils extrêmement puissants. Elles présentent l'avantage que les hypothèses simplificatrices, surtout pour les terrains naturels stratifiés, sont de plus en plus faibles que les méthodes classiques d'équilibre limite. Les méthodes de résolutions numériques discrétisent le sol en mailles et emploient des algorithmes pour assurer les exigences statiques et cinématique simultanément.

Mais ces méthodes souffrent de la possibilité que la discrétisation adaptée peut mener aux erreurs dans la solution.

I.5.1 Modélisation des fondations superficielles

Lorsque des problèmes d'interaction interviennent entre le sol et les structures ou lorsqu'une fondation doit être construite à proximité d'un ouvrage préexistant, une modélisation en élément finis peut apporter des informations utiles sur le fonctionnement de l'ouvrage, sur les champs de déplacements et de contraintes, et ainsi compléter une étude géotechnique classique. Ainsi, les modélisations de fondations superficielles peuvent être divisées en trois catégories :

- Les modélisations en déformation plane (semelles filantes, radiers parallélépipédiques de grandes dimensions, etc.)
- Les modélisations en symétrie de révolution ou axisymétrique (fondations circulaires, réservoirs cylindrique, etc.)
- Les modélisations tridimensionnelles lorsque aucune simplification géométrique n'est possible (forte hétérogénéité des couches de sol, plates-formes pétrolière, fondation de centrale nucléaire, interactions tridimensionnelles avec d'autre ouvrage, etc.).

Selon le problème posé et l'étude choisie, il est possible en théorie de modéliser un problème de fondation de trois manières différentes en considérant soit la fondation et les structures sans le sol, soit le sol et la fondation sans les structures, soit enfin l'ensemble constitué par le massif de sol, la structure et l'interface.

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur étudie l'effet de la réaction du sol sur la fondation et éventuellement sur les structures. La réaction du sol est représentée par des ressorts linéaires ou non linéaires dont le comportement est caractérisé par une proportionnalité entre le déplacement vertical et la contrainte verticale. Le coefficient de proportionnalité est appelé module de réaction ou coefficient de raideur (N/m^3). Si ce coefficient est constant, la réaction du sol est linéaire. D'une manière générale, cette approche est critiquable, car elle ne considère qu'une interaction unidimensionnelle et ignore les interactions entre colonnes de sol et la nature de l'interface sol-fondation.

a. Modélisation du sol et de la fondation sans les structures

Dans ce type d'analyse, l'ingénieur s'intéresse essentiellement aux déplacements verticaux et aux tassements différentiels à la surface du massif de sol. Une telle modélisation nécessite la connaissance des conditions de transmission des charges dues aux structures vers la fondation. Plusieurs cas peuvent être envisagés.

i. Cas d'une fondation à la géométrie complexe

Si la géométrie de la fondation est complexe, il est nécessaire de la représenter par des éléments finis de massif seul ou par un assemblage de coques et de poutres composées avec des éléments de massif, auxquels sont affectées des propriétés mécaniques bien supérieures à celles du sol. Des éléments d'interface peuvent également être pris en compte. L'exemple typique est une fondation tridimensionnelle ou une fondation ancrée dans le sol. La fondation a alors une rigidité finie ; elle n'est ni parfaitement souple, ni parfaitement rigide. Les charges appliquées sont ainsi distribuées à l'interface sol fondation par la loi de comportement du matériau (béton, métal, bois). La technique de construction elle-même est parfois modélisée en plusieurs étapes de calcul (excavation sur plusieurs mètres, mise en place de la fondation, installation d'ancrage, remblaiement, etc.).

ii. Cas d'une fondation rigide

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

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

iii. Cas d'une fondation souple

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

En revanche, la distribution des pressions de contact entre la fondation et le sol est très différente.

Note : Dans le cas d'un sol pulvérulent ($c = 0$ kPa), la modélisation d'une fondation souple par une pression uniforme conduit souvent à des difficultés numériques et à des temps de calcul considérables. En effet, de fortes contraintes de cisaillement sont générées aux bords de la fondation ; celles-ci ne peuvent être reprises, en termes de critère plasticité, que par le développement progressif des contraintes normales, ce qui nécessite de nombreux incréments et itérations. Pour cette raison, il est souvent préférable d'avoir recours à des déplacements imposés pour modéliser le chargement, si cela est compatible avec les hypothèses du modèle. L'avantage d'une telle représentation est que les équations d'équilibre et de comportement peuvent toujours être satisfaites, généralement en peu d'itérations, même si la rupture est proche.

Si les déplacements imposés ne conviennent pas pour le modèle, une solution consiste à introduire une petite cohésion dans les calculs ; quelques kilos Pascals (kpa) arrangent souvent bien les choses. Mais, il faut prendre garde à une telle opération, car le problème mécanique n'est plus tout à fait le même.

Une dernière solution consiste à remplacer la pression uniforme par une pression trapézoïdale (uniforme sur la plus grande partie de la fondation et triangulaire aux bords). Cette approximation permet de réduire les cisaillements mobilisés aux bords de la fondation.

b. Modélisation du sol, de la fondation, et des structures

Le véritable calcul d'interaction sol-structure réside dans la modélisation de l'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures, et de leur influence mutuelle par l'intermédiaire de véritables éléments d'interface entre les divers matériaux. Il peut s'agir des cas très complexes pour lesquels la raideur de la structure est importante ou pour lesquels les simplifications ne sont plus évidentes. L'interaction entre le sol, la fondation et les structures recouvre les modes suivants :

- interactions avec le sol environnant
- effet des mouvements du sol sur le comportement des structures
- effet du renforcement de la fondation ou massif de sol.
- Influence de l'état initial des contraintes

Un autre facteur important pour la modélisation reste souvent inconnu : il s'agit de l'état de contrainte initial qui règne dans le sol avant la construction de la fondation. Cet état initial est important car il conditionne, comme les paramètres mécaniques, la réponse en déplacements du modèle d'éléments finis.

Toutefois, pour mener une étude satisfaisante, il faut surtout connaître l'état de contraintes dans le sol une fois la fondation construite et avant l'application des charges dues à la structure. Cet état peut être approché en simulant la construction (calcul par phase) mais le plus souvent, et notamment dans le cas des fondations superficielles peu encastrées, il est raisonnable de supposer que le sol a été peu perturbé par la construction, que l'état de contrainte dans le massif est toujours celui du sol au repos et que ce dernier possède encore ses caractéristiques intactes.

c. Conseils pour la réalisation des maillages de fondation superficielle

L'utilisation de la méthode des éléments finis nécessite la réalisation d'un maillage et la prise en compte de conditions aux limites du domaine étudié. En particulier, des conditions concernant des déplacements ou des contraintes sont imposées aux frontières du maillage.

Celles-ci peuvent se trouver à une distance « finie » (cas d'une liaison rigide, d'un substratum rigide ou d'un obstacle quelconque empêchant un déplacement) ou « infinie » (déplacement nul à l'infini, état de contraintes imposé).

Dans le cas d'une fondation superficielle isolée, placée dans un massif de sol homogène semi-infini, les frontières latérales et inférieures du modèle peuvent être représentées par des éléments finis ou par des éléments " infinis ". Si des éléments finis sont utilisés, pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement du modèle **figure 1.14**,

L'expérience montre qu'il convient de fixer :

- Les limites latérales du maillage (condition $U = 0$) à environ 10 fois la largeur B de la fondation;
- La limite horizontale inférieure (condition $V = 0$ ou $U = V = 0$) à au moins 6 fois la Valeur de B sous la base de la fondation.
- Un maillage grossier conduit généralement à une réponse charge - tassement trop raide et à une charge limite trop élevée par rapport à la solution exacte ou par rapport aux résultats fournis par un maillage. De façon plus quantitative, les recommandations suivantes peuvent être précisées :
- Le maillage du massif de sol doit être relativement resserré dans les zones où de forts gradients risquent d'apparaître, c'est-à-dire au voisinage des interfaces entre la fondation et le sol, dans les régions situées à une distance inférieure à $2B$ autour de la base de la fondation ;
- le rapport de forme (rapport de la plus petite dimension d'un élément fini à la plus grande) des éléments proches d'une fondation superficielle devrait être limité à $1/5$;
- la largeur B' (selon la direction horizontale) du premier élément de sol directement adjacent à la fondation doit être au moins telle que $B' = 0.1 B$, pour décrire de manière satisfaisant les variations du cisaillement aux bords de la fondation ;
- lorsque la stratigraphie du sol, la géométrie de la fondation et celle de la structure, les charge et les diverses conditions de liaison possèdent des symétries remarquables, il faut en profiter pour simplifier le maillage.
- L'étude pour des charges inclinées exige un maillage complet par rapport aux charges verticales, car une charge inclinée ne présente aucune symétrie particulière. De plus, l'inclinaison entraîne l'apparition de zones en traction dans le sol, d'où la nécessité de prendre en compte des éléments d'interface. La base de la fondation peut alors se décoller du massif de sol sur une certaine longueur.

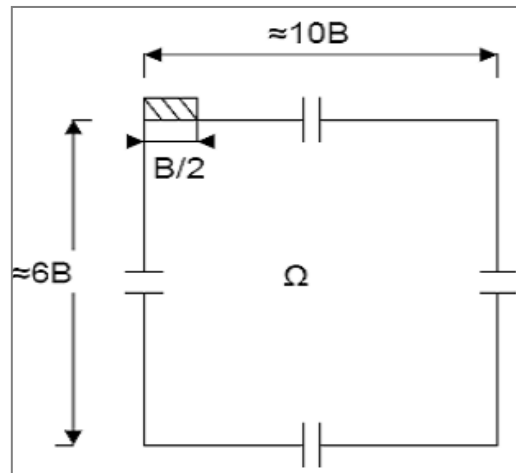


Figure I.14 Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation superficielle^[52].

I.5.2 Comportement des sols et modélisation des fondations superficielles

Dans le cas de chargement monotone, de très nombreuses comparaisons ont été menées entre les résultats numériques et les mesures sur ouvrages. Elles permettent de constater aujourd'hui que les lois usuelles de comportement des sols (élastoplasticité parfaite) conduisent à des résultats satisfaisants sous réserve que les autres aspects de la modélisation soient correctement pris en compte (notamment, l'interaction entre le sol et la fondation) et que les paramètres de comportement sont bien estimés.

Dans le cas des chargements cycliques et dynamiques, les études sont moins nombreuses et restent encore délicates à réaliser en raison de la complexité des lois de comportement des sols lorsque les sollicitations ne sont plus monotones.

I.6 Conclusion

Le problème de la capacité portante d'une fondation superficielle filante est actuellement bien maîtrisé par l'ingénieur géotechnicien, car il repose notamment sur une expérience acquise depuis de nombreuses années. Plusieurs méthodes ont été proposées par beaucoup de chercheurs pour calculer les paramètres de portance. En effet, la capacité portance d'une fondation superficielle chargée verticalement peut être estimée couramment en utilisant la théorie conventionnelle de Terzaghi dans laquelle les valeurs appropriées des facteurs de portances sont adoptés. Pour les autres formes de fondation non filantes, à savoir rectangulaires, carrées, circulaires, annulaires, etc., ou le procédé de chargement (centré, excentré, incliné...) les méthodes classiques n'apportent de réponse à la capacité portante qu'à travers certains coefficients de formes empiriques, et ceci suscite l'investigation d'autres chemins et techniques.

CHAPITRE II

EVALUATION DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES POUR DIFFERENTS CAS PARTICULIERS

II.1 Introduction

Souvent, la conception d'un ouvrage nécessite sa réalisation sur un terrain accidenté ou en pente. Outre le problème de stabilité au glissement du terrain d'assise, qui fait affaiblir le comportement des fondations portant l'ouvrage et fait influencer par l'effet déstabilisateur de la proximité d'une pente. Donc il s'agit d'un problème d'interaction sol-fondation assez courant et assez complexe.

Dans tous ces cas, on peut dire que la force portante de la fondation est plus faible que celle que l'on aurait constatée avec un terrain horizontal. Un aperçu sur quelques méthodes de calculs de la capacité portante des fondations superficielles sur des terrains en pentes soumises à des chargements centrés, excentrés et inclinés ont été présenté à travers ce chapitre.

II.2. Calcul de la capacité portante des fondations sur talus

La pente de la surface du terrain est un facteur essentiel de stabilité. L'étude d'instabilité d'un talus dépend de la nature des sols ou des roches et de la présence d'eau dans le massif. La pente est l'un des facteurs déterminants de la formation des glissements de terrain. En effet, l'intervention de la gravité accélère la rupture qui peut se produire sur un versant. Car le massif de fondation se rompt dans sa partie la plus faible qui est susceptible d'avoir réduire la valeur de la capacité portante. **Figure II.1.**

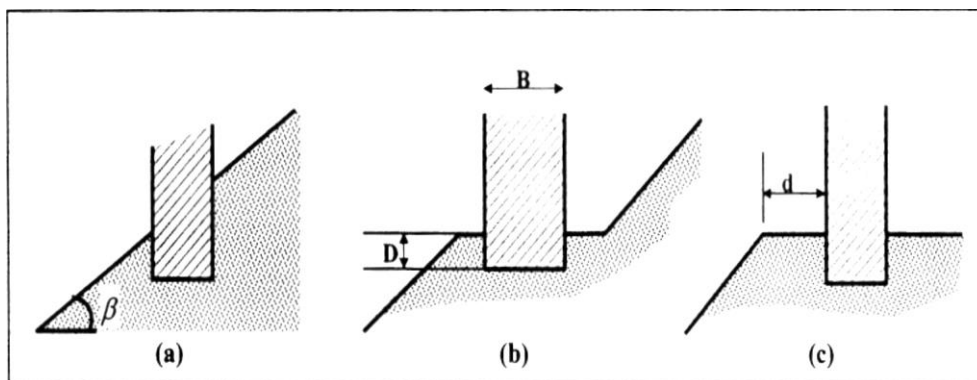


Figure II.1 Fondation sur des terrains en pente.

II.2.1 Solution de Meyerhof ^[42]

Meyerhof ^[42] a tenté d'évaluer la perte de résistance par rapport au terrain horizontale et il a proposé pour la force portante une formule générale dérivée de la formule classique qui fait intervenir deux facteurs mixtes de la capacité portante $N_{\gamma q}$, N_{cq} . Ces deux facteurs dépendent de φ , de l'angle β du talus, des rapports D_f/B et d/B (avec d est la distance du bord de la fondation à l'arête du talus) et aussi de c/γ .

Pour les besoins de la pratique, Meyerhof ^[42] a donné des abaques permettant le calcul de $N_{\gamma q}$ et N_{cq} .

On constate que tout se passe comme si le terrain de fondation était horizontale dès que d/B dépasse une certaine valeur limite, aussi cela est en fonction croissante de φ qui est de l'ordre de ;

- 1,5 pour $\varphi = 25^\circ$
- 2 pour $\varphi = 30^\circ$
- 5 pour $\varphi = 40^\circ$

II.2.1.a Fondation sur la surface d'un talus

On (1957), Meyerhof à proposer une théorie pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle située sur la surface d'un talus. La **figure II.2** montre la nature de la zone plastique développée dans le sol.

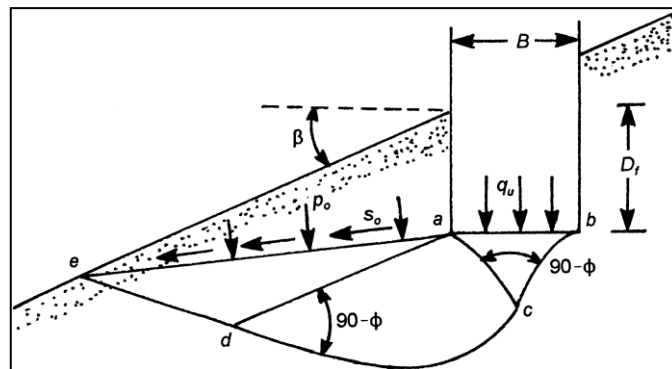


Figure II.2 Nature de la zone plastique sous une fondation filante rugueuse située sur une pente.

Sous la fondation filante rugueuse de largeur B située sur un talus Meyerhof ^[42] à proposer trois zones :

abc : est une zone élastique. La zone **acd** présente un cisaillement radial et **ade** présente une zone de cisaillement.

Les efforts normaux et de cisaillement sur le plan ae sont P_0 et S_0 respectivement.

On note aussi que le talus fait un angle β avec l'horizontale.

Les paramètres de résistance au cisaillement du sol sont c et ϕ ; et son poids spécifique est : γ

La portance finale peut être exprimée comme suit:

$$q_u = C N_c + P_0 N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \quad (II.1)$$

La relation peut également être exprimée comme suit :

$$q_u = c N_{cq} + 1/2 \gamma B N_{\gamma q} \quad (II.2)$$

Avec : N_{cq} , $N_{\gamma q}$ sont les facteurs de la capacité portante.

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

$$q_u = c N_{cq} \quad (II.3)$$

La **figure II.3** montre la variation de N_{cq} avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus N_s . On note que :

$$N_s = \frac{\gamma \cdot H}{c} \quad (II.4)$$

Avec H : hauteur du talus.

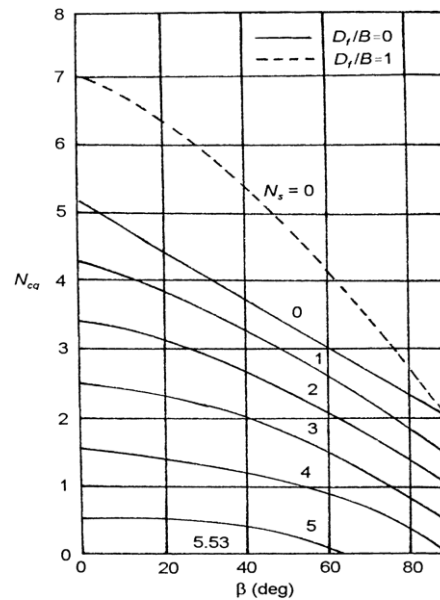


Figure II.3 Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour Un sol purement cohérent (fondation sur une pente).

D'une façon semblable pour le sol granulaire ($c = 0$)

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad (II.5)$$

La **figure II.4** montre la variation de $N_{\gamma q}$ avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus N_s ;

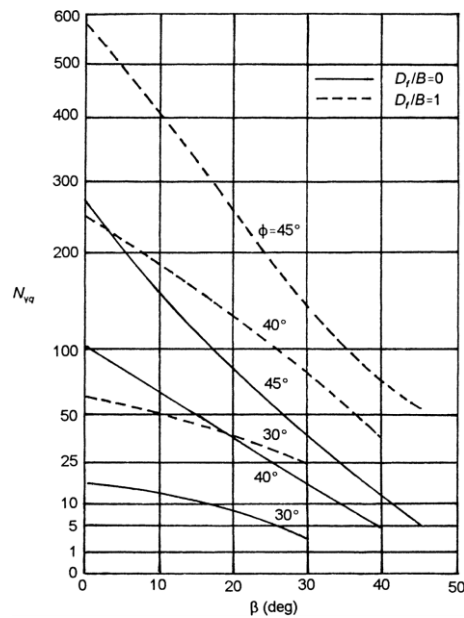


Figure II.4 Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ pour le sol grenu, (fondation sur une pente).

II.2.1.b Fondation au sommet d'un talus

La **figure II.5** nous montre une fondation filante rugueuse de largeur B située au dessus d'une pente, de hauteur H . La fondation est placée à une distance b à partir de la crête de la pente.

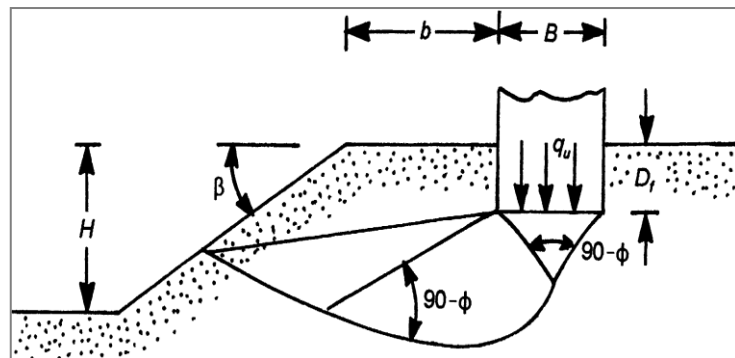


Figure II.5 Fondation filante au sommet d'un talus.

La capacité portante ultime de la fondation peut être exprimée par l'équation (II.2).

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

Meyerhof^[42] à développé les variations théoriques du facteur N_{cq} pour les sols purement cohésif ($\phi = 0$) et $N_{\gamma q}$ pour les sols grenues ($c = 0$). Ces variations sont montrées sur les **figures II.6** et **II.7** respectivement.

On note aussi :

$$q_u = c \cdot N_{cq} \quad \text{pour le sol purement cohérent } (\phi = 0)$$

D'une façon semblable

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \quad \text{pour le sol granulaire } (c = 0).$$

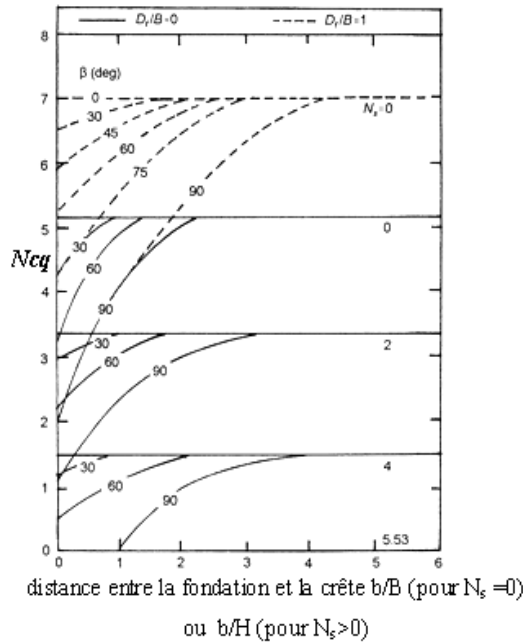


Figure II.6 Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).

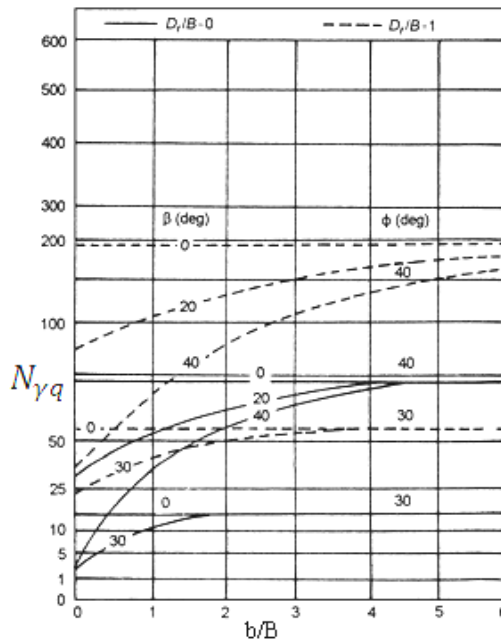


Figure II.7 Facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ pour le sol grenu, (fondation sur une pente).

En utilisant la **figure II.6** le nombre N_s de la stabilité devrait être pris en tant que zéro quand : $B < H$ et Si $B > H$, la courbe pour le nombre de la stabilité réel N_s doit être utilisé.

II.2.2 Solutions de Hansen ^[30] et Vesic ^[66]

En ce réfère à la condition de $b = 0$ dans la **figure II.5** (c'est-à-dire, la fondation est située sur l'extrémité du talus).

Hansen ^[30] à proposer la relation suivante de la capacité portante ultime d'une fondation filante.

$$q_u = C \cdot N_c \cdot \lambda_{c\beta} + q \cdot N_q \cdot \lambda_{q\beta} + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \lambda_{\gamma\beta} \quad (\text{II.6})$$

D'où: N_c, N_q, N_γ . Sont les facteurs de la capacité portante qui sont montrées sur les **tableaux II.1** et **II.2** respectivement.

Tableau II.1 Variation des facteurs de la capacité portante N_c et N_q et N_γ .

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	16.17	50	266.89	319.07	873.84

Tableau II.2 Comparaison des valeurs de N_{γ} .

φ	N_{γ}			
	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Hansen
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.01	0.002	0.07	0.00
2	0.04	0.01	0.15	0.01
3	0.06	0.02	0.24	0.02
4	0.10	0.04	0.34	0.05
5	0.14	0.07	0.45	0.07
6	0.20	0.11	0.57	0.11
7	0.27	0.15	0.71	0.16
8	0.35	0.21	0.86	0.22
9	0.44	0.28	1.03	0.30
10	0.56	0.37	1.22	0.39
11	0.69	0.47	1.44	0.50
12	0.85	0.60	1.69	0.63
13	1.04	0.74	1.97	0.78
14	1.26	0.92	2.29	0.97
15	1.52	1.13	2.65	1.18
16	1.82	1.38	3.06	1.43
17	2.18	1.66	3.53	1.73
18	2.59	2.00	4.07	2.08
19	3.07	2.40	4.68	2.48
20	3.64	2.87	5.39	2.95
21	4.31	3.42	6.20	3.50
22	5.09	4.07	7.13	4.13
23	6.00	4.82	8.20	4.88
24	7.08	5.72	9.44	5.75
25	8.34	6.77	10.88	6.76
26	9.84	8.00	12.54	7.94
27	11.60	9.46	14.47	9.32
28	13.70	11.19	16.72	10.94
29	16.18	13.24	19.34	12.84
30	19.13	15.67	22.40	15.07
31	22.65	18.56	25.99	17.69
32	26.87	22.02	30.22	20.79
33	31.94	26.17	35.19	24.44
34	38.04	31.15	41.06	28.77
35	45.41	37.15	48.03	33.92
36	54.36	44.43	56.31	40.05
37	65.27	53.27	66.19	47.38
38	78.61	64.07	78.03	56.17
39	95.03	77.33	92.25	66.75
40	115.31	93.96	109.41	79.54
41	140.51	113.99	130.22	95.05
42	171.99	139.32	155.55	113.95
43	211.56	171.14	186.54	137.10
44	261.60	211.41	224.64	165.58
45	325.34	262.74	271.76	200.81

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

$$q = \gamma \cdot D_f$$

Selon Hansen ^[30]

$$\lambda_{q\beta} , \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan \beta)^2 \quad (\text{II.7})$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q \cdot \lambda_{q\beta}^{-1}}{N_q - 1} \quad \text{Pour } (\varphi > 0) \quad (\text{II.8})$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad \text{Pour } (\varphi = 0) \quad (\text{II.9})$$

Pour la condition ($\varphi = 0$), Vesic ^[66] à préciser cela par l'absence du poids due à la pente, le facteur N_γ de la capacité portante à une valeur négative et peut être donnée comme suit :

$$N_\gamma = -2 \sin \beta \quad (\text{II.10})$$

Ainsi pour la condition $\varphi = 0$ et avec $N_c = 5.14$ et $N_q = 1$. L'équation (II.6)

$$qu = C \cdot N_c \cdot \lambda_{c\beta} + q \cdot N_q \cdot \lambda_{q\beta} + 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \lambda_{\gamma\beta}$$

Prend la forme :

$$qu = c(5.14) \left(1 - \frac{2\beta}{5.14}\right) + \gamma D_f (1 - \tan \beta)^2 - \gamma B \sin \beta (1 - \tan \beta)^2 \quad (\text{II.11})$$

Où :

$$qu = (5.14 - 2\beta)c + \gamma D_f (1 - \tan \beta)^2 - \gamma B \sin \beta (1 - \tan \beta)^2 \quad (\text{II.12})$$

II.2.3 Solution par l'équilibre limitent et de l'analyse limite

Saran, Sud et Honda ^[57]. Ont fournis une solution pour déterminer la capacité portante ultime d'une semelle superficielle filante située au sommet de la pente **figure II.5** en utilisant l'approche de l'équilibre limite et l'analyse limite.

Selon cette théorie on a :

$$qu = C N_c + q N_c + 1/2 \gamma B N_\gamma \quad (\text{II.13})$$

D'où : N_c, N_q, N_γ sont les facteurs de la capacité portante.

$$q = \gamma \cdot D_f$$

On se réfère aux notations utilisé dans la figure II.5 les valeurs numériques de N_c, N_q, N_γ sont donner dans le **tableau II.3**.

Tableau II.3 Facteurs de la capacité portante basés sur l'analyse de Saran, Sud, et Handa [57].

facteurs	β (degré)	D_f/B	b/B	ϕ (degré)						
				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			165.39	66.59	28.98	13.12	6.05	2.74	1.14
	30	0	1	60.06	34.03	18.95	10.33	5.45	0.00	
	20			85.98	42.49	21.93	11.42	5.89	1.35	
	10			125.32	55.15	25.86	12.26	6.05	2.74	
	0			165.39	66.56	28.89	13.12	6.05	2.74	
	30	1	0	91.87	49.43	26.39				
	20			115.65	59.12	28.80				
	10			143.77	66.00	28.89				
	0			165.39	66.59	28.89				
	30	1	1	131.34	64.37	28.89				
	25			151.37	66.59	28.89				
	≤ 20			166.39	66.59	28.89				
	N_q	30	1	0	12.13	16.42	8.98	7.04	5.00	3.60
20		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	12.13	16.42	8.98	7.04	5.00	3.60	
20				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	
N_c	50	0	0	21.68	16.52	12.60	10.00	8.60	7.10	5.50
	40			31.80	22.44	16.64	12.80	10.04	8.00	6.25
	30			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			95.20	57.25	36.69	24.72	17.36		
	50	1	0	35.97	28.11	22.38	18.38	15.66	10.00	
	40			51.16	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			95.20	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	
	50	1	1	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			

II.2.4 Solution d'efforts caractéristiques

Comme montré dans l'équation II.5 pour les sols grenus ($c = 0$).

$$qu = 1/2. \gamma. B. N_{\gamma q}$$

Graham, Andrews, et Shields ^[26] ont fourni une solution pour le facteur de la capacité portante, $N_{\gamma q}$, pour une fondation superficielle filante située au sommet d'une pente d'un sol grenu basée sur la méthode d'effort caractéristique.

La **figure II.8** montre le mécanisme de rupture dans le sol pour (D_f/b) et (b/B) assumés dans cette analyse.

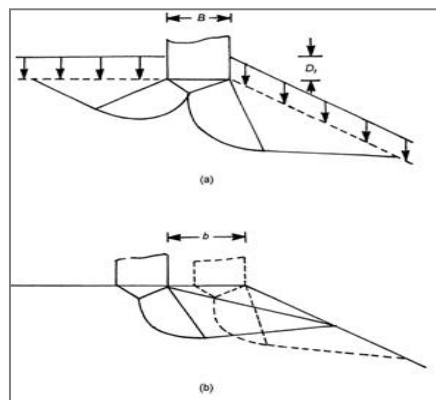


Figure II.8 Schéma du mécanisme de rupture pour
(a) : $D_f/B > 0$; (b) : $b/B > 0$

Les variations de $N_{\gamma q}$ obtenues par cette méthode sont montrées sur les **figures II.9, II.10, et II.11**.

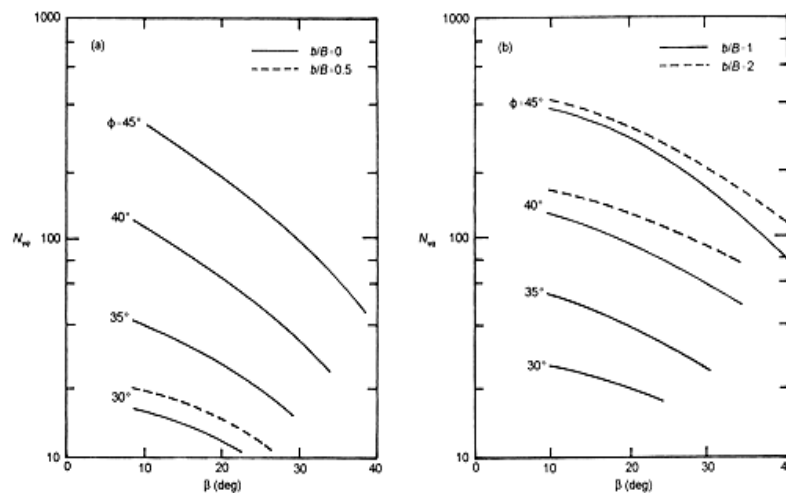


Figure II.9 Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/B = 0$), d'après Graham et al ^[26].

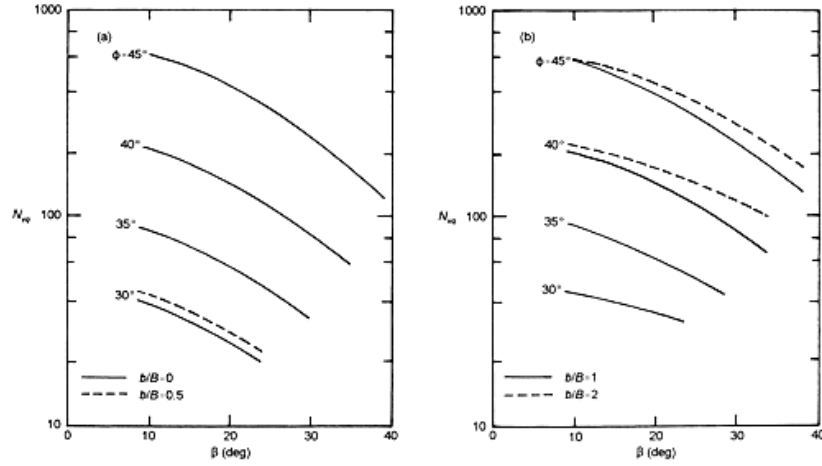


Figure II.10 Les valeurs théoriques de $N\gamma q$ ($D_f/B = 0,5$), d'après Graham et al [26].

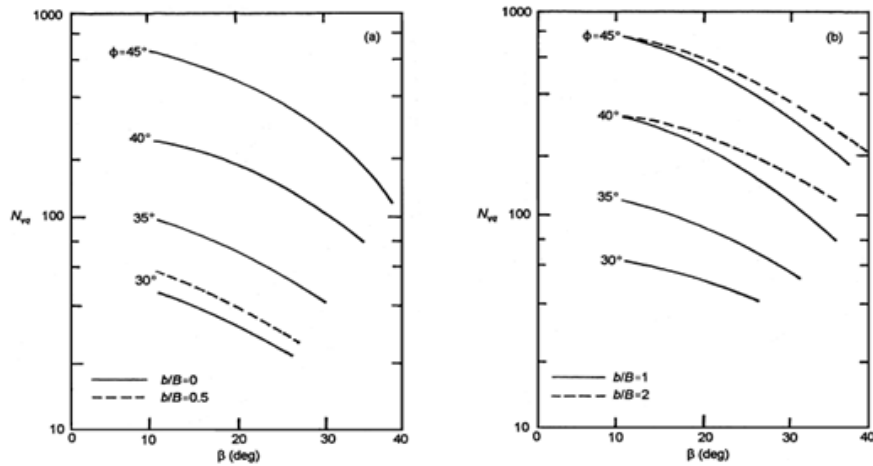


Figure II.11 Les valeurs théoriques de $N\gamma q$, ($D_f/B = 1$), d'après Graham et al [26].

II.2.5 Rapports empiriques basé sur les tests de la centrifugeuse

En (1988) Gemperline [21] à enregistré les résultats de 215 essais de centrifugeuse testés sur une fondation filante située au sommet d'une pente en sable.

Gemperline [21] à proposer que la capacité portante ultime de la fondation filante peut être exprimée comme suit : $qu = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma q$

Shields, Chandler et Garnier [59], ont normalisés la valeur de $N\gamma q$ qui a été proposée par Gemperline [21] sous la forme suivante:

$$\frac{N\gamma q}{N\gamma q_R} = \left[1 + 0.65 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \left\{ 1 - 0.8 [1 - (1 - \tan\beta)^2] \left[\frac{2}{2 + \left(\frac{b}{B} \right)^2 \tan\beta} \right] \right\} * \left\{ 1 - 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan\beta \left[\frac{2}{2 + \left(\frac{b}{B} \right)^2 \tan\beta} \right] \right\} \quad (\text{II.14})$$

D'où :

$N_{\gamma q R}$: la valeur de $N_{\gamma q}$ pour une fondation filante de référence au niveau de la surface de la terre. ($D_f / B = 0$ et $b/B = \infty$).

$N_{\gamma q R}$: peut être donné comme suit :

$$N_{\gamma q R} = (10^{0.1159\Phi - 2.386})(10^{0.34 - 0.2 \log B}) \quad (\text{II.15})$$

Avec : φ (degré) et B (inche).

II.2.6 Bakir, Garnier et Canepa ^[59]

Ils ont proposé une étude expérimentale sur les fondations filantes près et à des distances différentes de la pente pour évaluer le coefficient de réduction de la capacité portante due à l'effet de pente. Trois modèles de pente ont été préparés avec un matériau sans cohésion ayant un angle frottement égal à $40,5^\circ$. La largeur de la semelle était de 0,9 mètre et a été placée sur la surface du sol près de la pente. Les résultats ont été représentés sur la **figure II.12**.

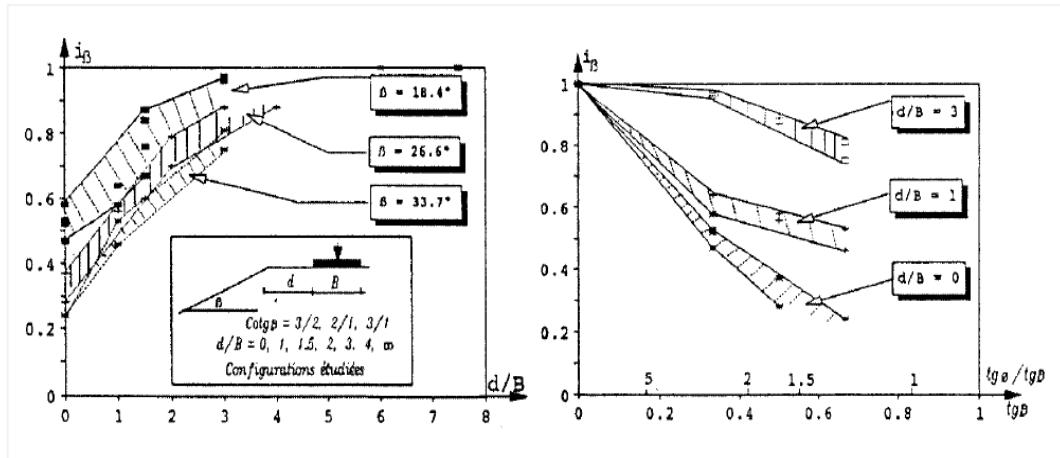


Figure II.12 Coefficient de réduction i_{β} pour le facteur de capacité portante $N_{\gamma q}$ (d'après Garnier et al ^[59]).

Une expression pour le coefficient de réduction de la capacité portante des fondations situées à proximité de la pente a été proposée comme suit :

$$i_{\beta} = 1 - [1.8 \tan \beta^{\circ} - 0.9 \tan^2 \beta^{\circ}] \left(1 - \frac{b}{6B}\right) \quad \text{for } \frac{b}{B} < 6 \quad (\text{II.16})$$

$$i_{\beta} = 1 \quad \text{for } \frac{b}{B} > 6 \quad (\text{II.17})$$

Le mécanisme de rupture du sol sous le modèle de la semelle a été observé et présenté sur la **figure II.13**. La zone I est le coin triangulaire élastique développée sous la semelle. La zone II est la zone de cisaillement radial dont l'arc a suivi la fonction approximative log-spiral. La zone III est la zone de cisaillement mixte qui s'étend à partir de l'arc en spirale logarithmique de la zone II. L'angle de la ligne de glissement par rapport à l'horizontale dans cette zone s'est avéré nul lorsque la semelle était au bord de la pente ou plus près de celui-ci. Elle augmente avec l'augmentation de la distance entre la semelle et le bord de la pente. On a également observé que le coin élastique sous la semelle était légèrement asymétrique par rapport à ceux de la surface horizontale. Comme la semelle était éloignée du bord de la pente, cette zone est devenue symétrique.

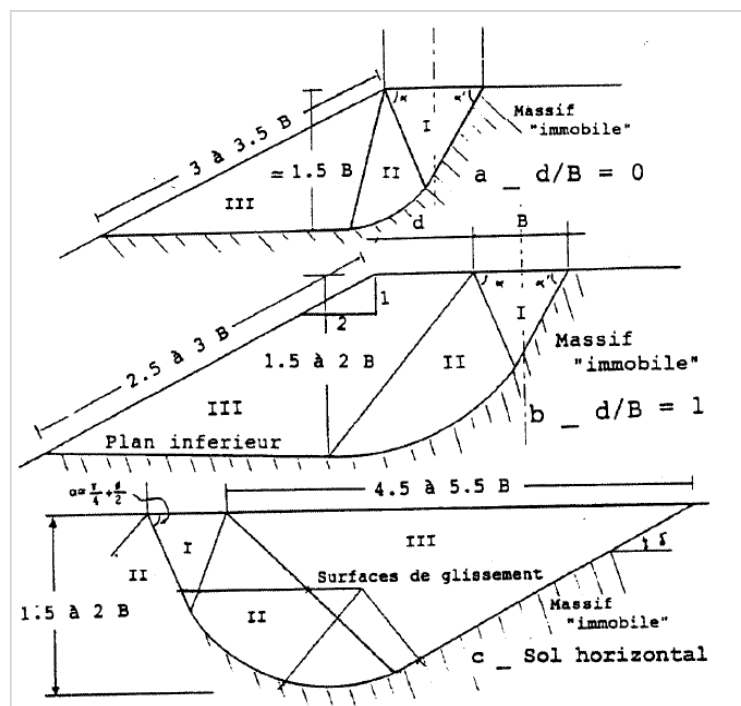


Figure II.13 Mécanisme de rupture pour Garnier et al [59].

II.2.7 Mabrouki et al [39]

Mabrouki et al [39] ont conduit une étude numérique de la capacité portante d'une fondation filante au bord d'une pente. traité, par le code Flac 3D, le problème d'interaction sol frottant fondation superficielle filante, non encastrée, de largeur B, soumise à une charge verticale centrée et établie à une distance d de la crête d'une pente, caractérisée par un angle β inférieur à l'angle de frottement interne ϕ du sol. Cette étude vise l'estimation numérique des facteurs de portance, ainsi que les facteurs réducteurs de portance pour deux pentes, afin de les comparer aux valeurs de Gemperline [21] et Bakir [6].

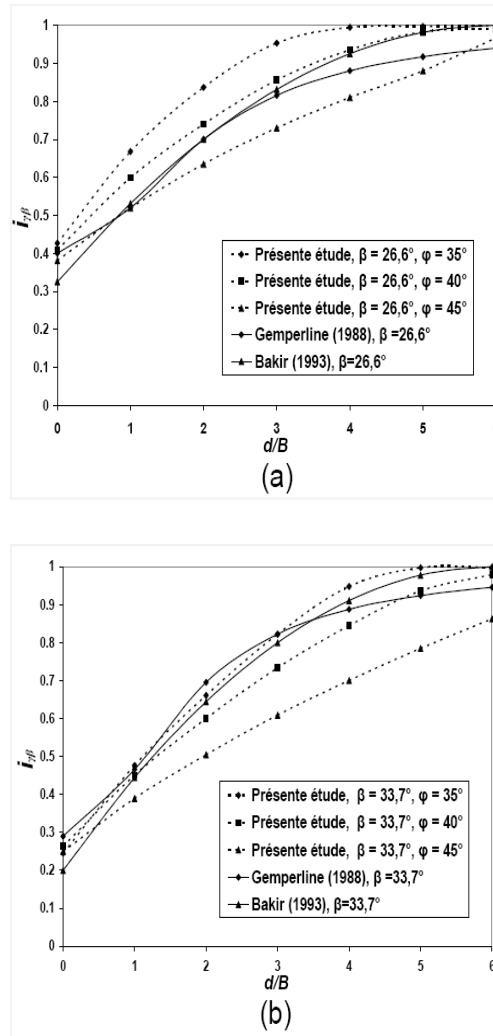


Figure II.14 Evolution du coefficient réducteur de portance en fonction de la distance à la crête du talus. (a) $\beta = 26,6^\circ$ (pente 1/2), (b) $\beta = 33,7^\circ$ (pente 2/3).

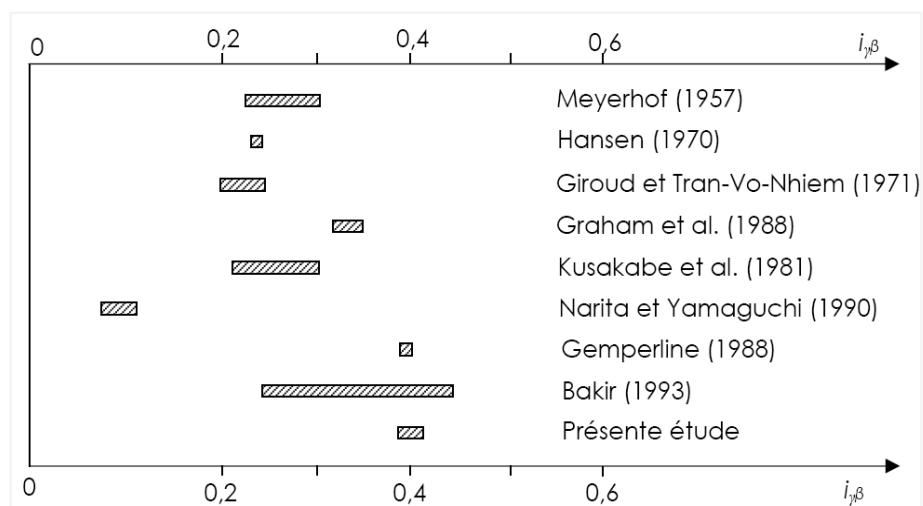


Figure II.15 Comparaison des résultats de $i_{\gamma\beta}$ dans le cas $d/B = 0$, et $\beta = 26,6^\circ$ d'après Bakir et al [6].

II.3 Calcul de la capacité portante des fondations soumises à des chargements excentrés et inclinés.

Bien que les mécanismes de rupture asymétriques translationnels dérivant du mécanisme classique de Prandtl décrivent assez bien la rupture d'une fondation superficielle soumise à un chargement incliné, ces mécanismes s'avèrent inadaptés pour la modélisation de la rupture d'une fondation soumise à une charge excentrée. En effet, les essais expérimentaux réalisés sur un modèle réduit centrifugé par Maréchal [40] ont montré que, dans le cas d'une charge excentrée, la rupture du sol est mieux modélisée en considérant des mécanismes de ruine asymétriques rotationnels permettant la prise en compte d'une rotation de la fondation.

II.3.1 Garnier et al [13]

ont proposé trois mécanismes de ruptures rotationnelles M_1 , M_2 et M_3 considérés pour le calcul de la portance d'une fondation superficielle filante soumise à une charge excentrée.

L'approche utilisée est la méthode cinématique (appelée aussi méthode de la borne supérieure) de la théorie de l'analyse limite. Le théorème de la borne supérieure est basé sur l'hypothèse d'un sol parfaitement plastique respectant la règle d'écoulement associée. Ce théorème fournit un majorant de la capacité portante de la fondation voir **figure II.16**.

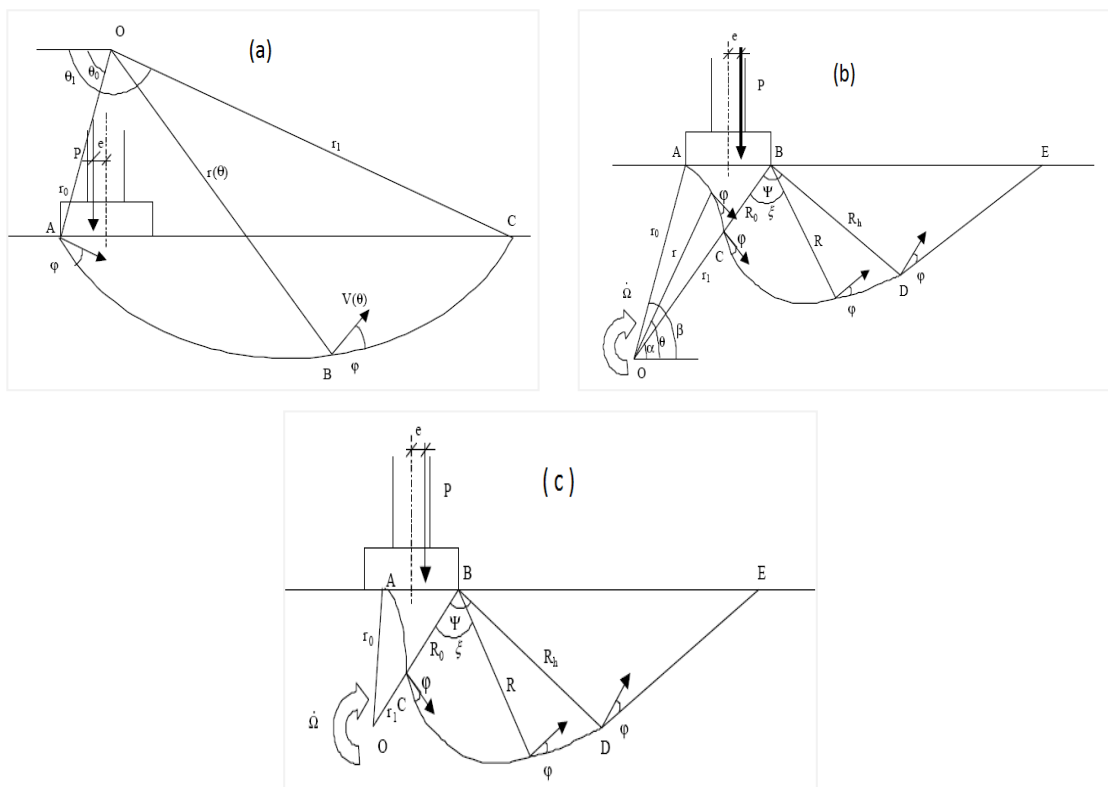


Figure II.16 Mécanismes de rupture rotationnels M_1 , M_2 et M_3 d'une fondation superficielle filante soumise une charge excentrée.

II.3.2 Meyerhof ^[43]

Meyerhof ^[43] explique que la portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi ^[63], avec des expressions établies par Prandl ^[50] pour N_c , par Reissner ^[56] pour N_q et par lui-même Meyerhof ^[43] pour une valeur approchée de N_γ , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi & \text{(II. 18)} \\ N_q = \exp(\pi \cdot \tan \varphi) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) & \text{(II. 19)} \\ N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) & \text{(II. 20)} \end{cases}$$

Pour tenir compte de l'effet de l'excentricité de la charge Meyerhof ^[41] a effectué une série des essais sur modèle au laboratoire avec des fondations superficielles soumises à des charges excentrées reposant sur un sable. A partir des résultats de ces essais, Meyerhof ^[41] a suggéré que pour tenir compte de l'excentricité il faut remplacer la largeur totale de la fondation par une largeur fictive (réduite) voir **figure II.17**.

$$B' = B - 2e \quad \text{(II. 21)}$$

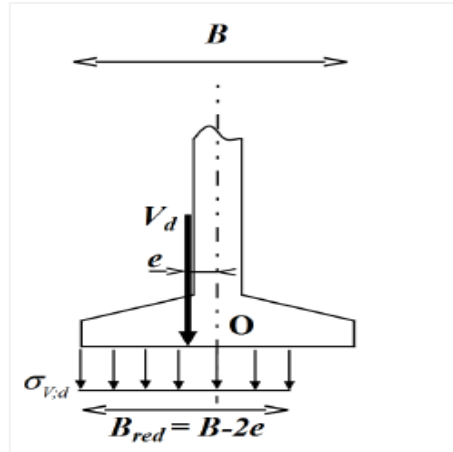


Figure II.17 Semelle de largeur réduite d'après l'approche de Meyerhof ^[41]

Il semble trop sévère par comparaison avec les résultats d'essais. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle Brinch Hansen ^[28].

Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentrements correspondants est jugée suffisante.

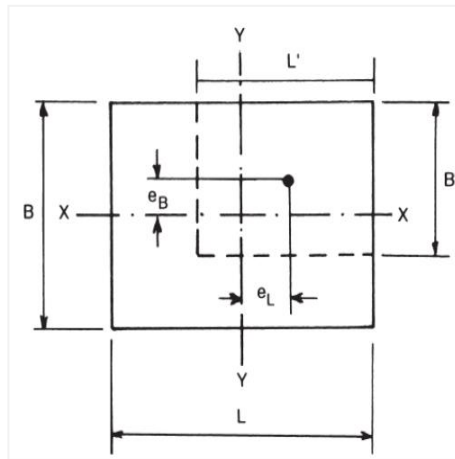


Figure II.18 Excentrement de la charge

Pour les charges inclinées, les travaux de Schultze ^[58] et de Meyerhof ^[41] ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$\begin{cases} i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 & \text{(II. 22)} \\ i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 & \text{(II. 23)} \end{cases}$$

En fonction de l'angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale (δ , exprimé en degrés). Il est conseillé d'incliner la base de la fondation en cas de charge inclinée permanente (par exemple, pour reprendre les charges d'un pont en arc). La solution est alors semblable à celle d'une fondation sur pente.

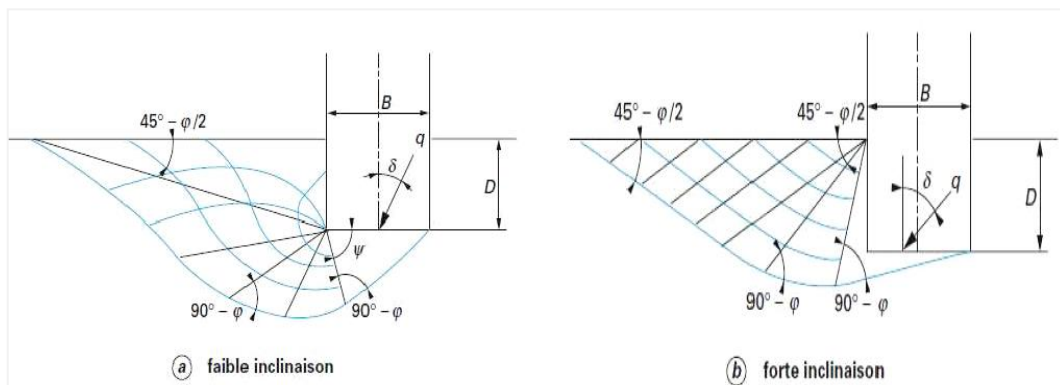


Figure II.19 Solution de Meyerhof ^[41] pour une fondation filante sous charge inclinée.

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

$$q_c = c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot N_c + q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_c \cdot N_q + \frac{\gamma \cdot B}{2} \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot N_\gamma \quad \text{(II. 24)}$$

Meyerhof^[41] attire l'attention du lecteur sur la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de 5 à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

II.3.3 Lancellotta^[35]

Lancellotta^[35] donne pour le facteur de gravité N_γ l'expression proposée par Vesic^[65] pour la solution de Caquot et Kérisel^[11] :

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

Pour tenir compte de l'inclinaison α de la base de la fondation, il donne les formules suivantes :

$$\begin{cases} b_q = (1 - \alpha \cdot \tan\varphi) & \text{(II. 25)} \\ b_c = b_q - \frac{1-b_q}{N_c \cdot \tan\varphi} & \text{(II. 26)} \\ b_\gamma = b_q & \text{(II. 27)} \end{cases}$$

(Solution exacte de Brinch Hansen^[30]).

Pour l'inclinaison β de la surface du sol, il donne une autre série de coefficients réducteurs, proposée par Brinch Hansen^[30] :

$$\begin{cases} g_q = (1 - \beta)^2 & \text{(II. 28)} \\ g_c = g_q - \frac{1-g_q}{N_c \cdot \tan\varphi} & \text{(II. 29)} \\ g_\gamma = g_q & \text{(II. 30)} \end{cases}$$

Pour les charges excentrées, il utilise la méthode de réduction de la largeur de Meyerhof^[41] pour les semelles rectangulaires et donne une construction graphique pour traiter le cas des semelles circulaires.

Le cas d'une charge inclinée (force normale N , force horizontale H) mais centrée est traité au moyen de coefficients empiriques dus à Vesic^[66].

$$\left\{ \begin{array}{l} i\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + BLc \cot\varphi}\right)^{m+1} \end{array} \right. \quad (\text{II. 31})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} iq = \left(1 - \frac{H}{N + BLc \cot\varphi}\right)^m \end{array} \right. \quad (\text{II. 32})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ic = iq - \frac{1 - iq}{N_c \tan\varphi} \end{array} \right. \quad (\text{II. 33})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \end{array} \right. \quad (\text{II. 34})$$

II.3.4 Kézdi et Rétháti ^[31]

Kézdi et Rétháti ^[31] rappellent que Brinch Hansen ^[29] a proposé une formule générale (I.45) de calcul dont la structure est citée comme suit :

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

Sachant que les coefficients d'inclinaison de la charge sont présentés comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} iq = \frac{1 + \sin\varphi \sin(2\delta - \varphi)}{1 + \sin\varphi} \exp\left[-\left(\frac{\pi}{2} + \varphi - 2\delta\right)\right] \approx \left(1 - \frac{H}{N + Ac \cot\varphi}\right)^2 \end{array} \right. \quad (\text{II. 35})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ic = iq - \frac{1 - iq}{N_q - 1} \end{array} \right. \quad (\text{II. 36})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} i\gamma = iq^2 \end{array} \right. \quad (\text{II. 37})$$

Avec A est l'aire de la base de la semelle.

L'étude expérimentale du Muhs, H ^[46] à Berlin sur l'effet de l'inclinaison de la charge a montré que le rapport des capacités portantes sous une charge inclinée de δ et sous la composante verticale seule de cette même charge vaut $(1 - \tan\delta)^2$.

Kézdi et Rétháti ^[31] rappellent ensuite que l'effet de l'excentrement a aussi été étudié par de nombreux auteurs. Meyerhof ^[44] a proposé la méthode simplifiée qui consiste à réduire forfaitairement la dimension de la fondation dans le sens de l'excentrement. D'autres auteurs introduisent des facteurs partiels f_c , f_q et f_γ pour représenter l'effet de l'excentrement sur les trois termes de la capacité portante. Ainsi, la théorie de Prakash et Saran ^[49], qui repose sur un mécanisme de rupture conventionnel, conduit à distinguer pour le coefficient applicable au facteur de gravité N_γ le cas des sables denses où :

$$f_\gamma = 1 + \left(\frac{2e}{B} - 0.68\right) \frac{B}{L} + \left(0.43 - \frac{3e}{2B}\right) \left(\frac{B}{L}\right)^2 \quad (\text{II. 38})$$

Et celui des sables lâches où $f_\gamma=1$. Les autres facteurs sont égaux à $f_q=1$ et $f_c=1,2$.

Les essais du Muhs, H^[46] conduisent pour leur part à des réductions de surface portante plus faibles que celles de Meyerhof^[41] :

$$B' = B - 1.14.e_B \quad (\text{II. 39})$$

$$L' = L - 1.14.e_L \quad (\text{II. 40})$$

En désignant par e_B et e_L les excentrement selon les directions de B et L, respectivement **figure II.20**.

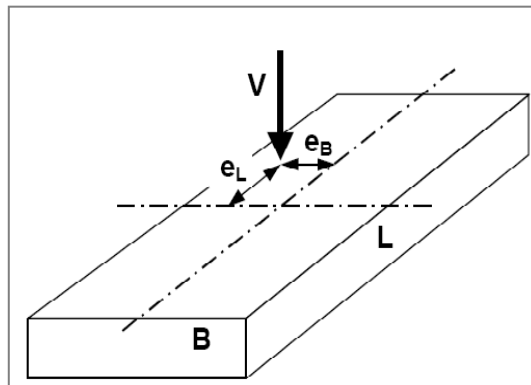


Figure II.20 Excentrement dans le cas d'une semelle rectangulaire (e_B , e_L).

II.3.5 Eurocode 7^[19]

La formule de calcul de la capacité portante des fondations superficielles donnée comme exemple dans le projet Eurocode 7^[19] à la même structure générale que celles décrites jusqu'ici, avec trois termes comportant chacun un facteur de capacité portante et des coefficients correcteurs.

Pour les calculs en conditions non drainées, la formule suggérée est :

$$q_{max} = \frac{V}{A'} = (\pi + 2)c_u s_c i_c b_c + q \quad (\text{II. 41})$$

(Ce qui correspond à la valeur minimale de N_c pour $\varphi=0$, soit $N_c = 5,14$), avec des coefficients correcteurs égaux à :

- pour la forme de la fondation :

Pour une semelle rectangulaire de dimensions réduites B' et L'

$$s_c = \left(1 + 0.2 \frac{B'}{L'}\right)^2 \quad (\text{II. 42})$$

pour une semelle circulaire ;

$$s_c = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad (\text{II. 43})$$

- pour l'inclinaison de la charge (composantes horizontale H et verticale V) :

$$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right); \quad (\text{II. 44})$$

- pour l'inclinaison de la base de la fondation :

$$bc = 1 - \frac{1 - 2\alpha}{\pi + 2} \quad (\text{II. 45})$$

$A' = (B' \times L')$ est l'aire de la surface de contact de la semelle avec le sol après réduction de deux fois l'excentrement dans chaque direction, selon la méthode de Meyerhof^[41].

Pour les calculs en contraintes effectives (c' , ϕ'), la formule de calcul de base est :

$$q'_{max} = c' N_c s_c i_c b_c + q' N_q s_q i_q b_q + 0.5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma \quad (\text{II. 46})$$

Où

q'_{max} est la pression effective maximale sous la semelle,

γ' est le poids volumique déjaugé du sol sous le niveau de la fondation,

B' est la largeur réduite de la fondation,

c' est la cohésion du sol,

N_c , N_q et N_γ sont les facteurs de capacité portante,

s_c , s_q et s_γ sont les facteurs de forme,

i_c , i_q et i_γ sont les facteurs d'inclinaison de la charge,

b_c , b_q et b_γ sont les facteurs d'inclinaison de la base de la fondation.

Le **tableau II.4** rassemble les valeurs de ces facteurs et les expressions des coefficients correcteurs correspondants.

Tableau II.4 Facteurs de capacité portante et coefficients correcteurs (Eurocode 7 [19]).

	Terme de surface ou gravité N_γ		Terme de profondeur N_q		Terme de cohésion N_c	
	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan \varphi$		$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$		$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$	
Valeurs de N_γ , N_q , N_c	φ (degré)	N_γ	φ (degré)	N_q	φ (degré)	N_c
	0	0	0	1	0	5.1
	5	0.11	5	1.6	5	6.5
	10	0.50	10	2.5	10	8.3
	15	1.60	15	3.9	15	11.0
	20	4.60	20	6.4	20	14.8
	25	9	25	10.7	25	20.7
	30	20	30	18.4	30	30.1
	35	45	35	33.3	35	46.1
	40	106	40	64.2	40	75.3
45	268	45	134.9	45	133.9	
Forme ⁽¹⁾ c', φ'	$S_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B'/L'$		$S_q = 1 + 0.3 \cdot B'/L' \cdot \sin \varphi'$		$s_c = \frac{S_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$	
Profondeur	(pas de formule)		(pas de formule)		(pas de formule)	
Inclinaison de la charge ⁽²⁾	$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right]^{m+1}$		$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right]^m$		$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c} \cdot \tan \varphi'$	
Inclinaison de la semelle	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$		$B_q = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$		$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c} \cdot \tan \varphi$	
Talus	(pas de formule)		(pas de formule)		(pas de formule)	
Excentrement	Réduction de B de $2e_B$ Réduction de L de $2e_L$		Réduction de B de $2e_B$ Réduction de L de $2e_L$		Réduction de B de $2e_B$ Réduction de L de $2e_L$	

Notes :

(1) Les formules sont données pour une semelle rectangulaire de côtés $L > B$. Pour un carré ou un cercle, on fait $L = B$ dans les formules.

2) La valeur du paramètre m dépend du sens de l'inclinaison de la charge. Il vaut :

$$m = m_B - \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \quad \text{lorsque H est dirigée dans la direction de B,}$$

$$m = m_L - \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \quad \text{lorsque H est dirigée dans la direction de L.}$$

Lorsque la force est dirigée dans une direction quelconque q , le paramètre m vaut :

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

II.3.6 Caquot et Kérisel ^[12]

Caquot et Kérisel ^[12] donnent pour les facteurs de capacité portante les expressions suivantes :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi & \text{(II. 47)} \\ N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) & \text{(II. 48)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} N_q = \frac{\cos \left(\frac{\pi - \varphi}{4} \right)}{2 \cdot \sin^2 \left(\frac{\pi + \varphi}{4} \right)} \left[k_p - \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] & \text{(II. 49)} \end{cases}$$

Avec : K_p coefficient de butée

Pour les effets de forme, une formule empirique est suggérée :

$$q_{max} = \frac{\gamma A}{2L} \left(1 + \frac{B}{2L} \right) N_\gamma \quad \text{(II. 50)}$$

Où A : est l'aire de la fondation pour une semelle rectangulaire, $A/L=B$.

Pour tenir compte de l'obliquité de la charge appliquée à la fondation (angle δ avec la verticale), les auteurs proposent une correction de la forme.

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad \text{(II. 51)}$$

$$i_q = \frac{\cos \delta + \sin \varphi \cos \eta}{1 + \sin \varphi} \exp[-(\eta + \delta) \tan \varphi] \quad \text{(II. 52)}$$

$$\text{Avec : } \sin \eta = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad \text{(II. 53)}$$

Pour le terme de surface N_γ , le coefficient réducteur a été déduit de l'analyse de résultats d'essais. Les valeurs de ces deux coefficients réducteurs sont données dans le **tableau II.5**.

Tableau II.5 Valeurs des coefficients i_q et i_γ (Caquot et Kérisel ^[12]).

δ (degrés)	$\delta = 20$ degrés		$\delta = 30$ degrés		$\delta = 40$ degrés		$\delta = 50$ degrés	
	i_γ	i_q	i_γ	i_q	i_γ	i_q	i_γ	i_q
0	1	1	1	1	1	1	1	1
5	0.86	0.88	0.86	0.86	0.85	0.82	0.80	0.78
10	0.70	0.74	0.70	0.72	0.68	0.67	0.63	0.62
15	0.49	0.60	0.57	0.58	0.55	0.54	0.50	0.46
20	0	0.35	0.40	0.46	0.44	0.42	0.35	0.35
30	-	-	0	0.17	0.18	0.25	0.16	0.19
40	-	-	-	.	0	0.07	0.03	0.08
50	-	-	-	.	-	-	0	0.02

Pour tenir compte de l'excentricité de la charge appliquée à une semelle filante, les auteurs préconisent d'appliquer aux termes de la capacité portante des coefficients réducteurs égaux à :

$\frac{(B-2e)}{B}$ Pour le terme de profondeur N_q et à $\frac{(B-2e)}{(B+2e)}$ pour le terme de surface N_γ .

Les valeurs de ces coefficients sont données dans le **tableau II.6**.

Tableau II.6 Valeurs des coefficients d'excentricité de la charge (Caquot et Kérisel ^[12]).

e/B	0	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.4	0.5
e_γ	1	0.82	0.67	0.54	0.43	0.33	0.25	0.11	0
e_q	1	0.90	0.80	0.70	0.60	0.50	0.40	0.20	0

La différence sensible des valeurs du facteur N_γ selon les auteurs a été illustrée par De Beer ^[18], qui a comparé ces valeurs pour $\varphi = 40$ degrés :

Tableau II.7 Valeurs du facteur N_γ selon De Beer ^[18].

Auteurs	N_γ
Gorbunov-Posadov	192
Buisman	163
Terzaghi	130
Caquot- Kérisel	111
Berezantsev	100
Lundgren	93
Sokolovskij	38

II.3.7 Costet et Sanglerat ^[15]

Costet et Sanglerat ^[15] décrivent de façon détaillée les différentes approches adoptées pour l'estimation de la capacité portante. Pour le calcul des fondations, ils recommandent l'utilisation de la formule :

$$q_{max} = \left(1 - 0.2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D N_q + \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c N_c \quad (\text{II. 54})$$

qui s'applique aussi pour les fondations circulaires (pour $B/L=1$). Pour l'excentrement des charges, la réduction de dimensions de Meyerhof est adoptée, ce qui est équivalent à des coefficients réducteurs de :

$$e_\gamma = (1 - 2e)^2 \quad (\text{II. 55})$$

$$e_q = e_c = (1 - 2e) \quad (\text{II. 56})$$

Pour une semelle filante, en notant e l'excentrement de la charge. Pour les charges centrées inclinées de δ sur la verticale, les coefficients de correction ont les mêmes expressions que chez Caquot et Kérisel. La description du comportement des semelles soumises à des charges à la fois excentrées et inclinées est fondée sur les travaux de Nhiem T.V ^[64] sous la direction de Biarez ^[7] à Grenoble, comme celle de l'influence des talus.

II.3.8 Bourges ^[6]

Bourges ^[6] utilise les valeurs des coefficients N_γ , N_c , N_q publiées par Giroud et al ^[24] où N_c et N_q sont les valeurs usuelles de Prandl et Reissner, tandis que N_γ provient de l'application de la méthode dite du coin minimal, utilisée notamment par Biarez ^[7] avec interpolation par une formule de la forme : $N_\gamma = (N_q - 1) \tan \varphi f(\varphi)$ voir **tableau II.8**.

Tableau II.8 Valeurs des facteurs de capacité portante cités par Bourges ^[6].

φ (degrés)	N_γ	N_q	N_c
0	0	1	5.14
5	0.09	1.57	6.49
10	0.47	2.47	8.34
15	1.42	3.94	10.98
20	3.54	6.40	14.83
25	8.11	10.66	20.72
30	18.10	18.40	30.14
35	41.10	33.30	46.12
40	100.0	64.20	75.31
45	254.0	134.9	133.9
50	720.0	319.1	266.7

Les coefficients d'inclinaison de la charge i_γ , i_c et i_q sont ceux de T.V.Nhiem ^[23] reportés dans le **tableau II.9**.

Tableau II.9 Valeurs des coefficients d'inclinaison de T.V.Nhiem ^[23].

	δ (degrés)	Valeur de φ (degrés)					
		20	25	30	35	40	45
i_γ	0	1	1	1	1	1	1
	5	0.85	0.83	0.8	0.79	0.75	0.78
	10	0.58	0.56	0.56	0.57	0.53	0.52
	15	0.25	0.32	0.35	0.37	0.35	0.34
	20	0.08	0.14	0.19	0.21	0.21	0.21
	25	0	0.04	0.07	0.10	0.12	0.12
	30	0	0	0.02	0.04	0.06	0.06
i_q	0	1	1	1	1	1	1
	5	0.86	0.86	0.85	0.82	0.82	0.80
	10	0.71	0.71	0.70	0.68	0.65	0.63
	15	0.57	0.57	0.56	0.54	0.51	0.48
	20	0.43	0.43	0.43	0.42	0.39	0.36
	25	0.22	0.22	0.31	0.30	0.29	0.26
	30	0	0	0.15	0.21	0.20	0.18
i_c	0	1	1	1	1	1	1
	5	0.84	0.84	0.84	0.82	0.81	0.80
	10	0.67	0.68	0.68	0.67	0.65	0.63
	15	0.49	0.53	0.54	0.53	0.51	0.48
	20	0.20	0.37	0.40	0.40	0.38	0.36
	25	0	0.14	0.27	0.28	0.28	0.26
	30	0	0	0.10	0.18	0.19	0.18

Les coefficients d'excentrement sont ceux de Meyerhof et valent :

$$e_{\gamma} = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2$$

$$e_c = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)$$

$$e_q = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)$$

Pour la proximité d'une pente, les valeurs sont celles de Tran-Vô-Nhiem ^[23] comme celles correspondant à l'inclinaison de la base de la fondation **tableau II.10**.

Tableau II.10 Valeurs des coefficients d'inclinaison de la base de la fondation cités par Bourges ^[6].

	α (degrés)	Valeur de ϕ (degrés)					
		20	25	30	35	40	45
B_{γ}	0	1	1	1	1	1	1
	5	0.96	0.81	0.88	0.84	0.82	0.78
	10	0.92	0.81	0.76	0.73	0.68	0.68
	15	0.89	0.74	0.68	0.62	0.55	0.48
	20	0.85	0.70	0.61	0.54	0.45	0.37
	25	0.82	0.64	0.55	0.45	0.37	0.31
	30	0.79	0.60	0.49	0.40	0.31	0.26
	40	0.72	0.51	0.38	0.30	0.21	0.16
B_q	0	1	1	1	1	1	1
	5	0.94	0.93	0.90	0.88	0.86	0.84
	10	0.88	0.85	0.81	0.78	0.74	0.70
	15	0.82	0.79	0.74	0.69	0.64	0.59
	20	0.77	0.72	0.67	0.61	0.56	0.50
	25	0.72	0.67	0.60	0.54	0.48	0.42
	30	0.68	0.61	0.54	0.48	0.41	0.35
	40	0.62	0.52	0.45	0.39	0.31	0.25
b_c	0	1	1	1	1	1	1
	5	0.92	0.91	0.90	0.88	0.86	0.84
	10	0.86	0.83	0.81	0.77	0.74	0.70
	15	0.80	0.76	0.72	0.68	0.64	0.59
	20	0.73	0.69	0.65	0.60	0.55	0.49
	25	0.67	0.63	0.58	0.53	0.47	0.41
	30	0.62	0.57	0.52	0.46	0.40	0.34
	40	0.53	0.47	0.41	0.35	0.30	0.24

II.3.9 Lebègue ^[37]

Lebègue ^[37] décrit le calcul de la portance des fondations superficielles en s'appuyant sur les travaux de Caquot et Kérisel ^[12]. L'exposé est limité aux semelles filantes. Pour la semelle à base inclinée dans un sol à surface horizontale et pour le cas de la semelle sous charge inclinée, la méthode de calcul utilisée à été développée par Lebègue ^[36], par extension de celle de Caquot et Kérisel ^[12]. Le cas de la semelle filante sur pente est aussi décrit. L'effet de l'excentrement est traité selon la méthode de Meyerhof.

II.3.10 Loukidis et al ^[38]

Ils ont utilisé la méthode des éléments finis pour estimer la composante verticale de la charge ultime V_L d'une semelle filante établis à la surface d'un sol purement frottant ($c=0$) et soumise à une charge excentrée et inclinée. Cette étude a conduit à une formule illustrée dans l'équation :

$$q_{u(\frac{e}{B}, \alpha)} = \frac{V_L}{B \cos \alpha} = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \frac{f_{ie}}{\cos \alpha} \quad (\text{II. 57})$$

Où f_{ie} : est le facteur d'inclinaison-excentricité combiné

$$\frac{f_{ie}}{\cos \alpha} = \frac{\left[1 - \sqrt{3.7 \left(\frac{e}{B}\right)^2 + 2.1 (\tan \alpha)^2 + 1.5 \left(\frac{e}{B}\right) \tan \alpha} \right]^2}{\cos \alpha} \quad (\text{II. 58})$$

II.4 Conclusion

La théorie de la capacité portante soulève un certain nombre de critiques et les auteurs sont loin d'être tous d'accord sur les valeurs à adopter pour les facteurs de portance. De plus, la plus grande sensibilité de ces facteurs aux variations de l'angle de frottement et les difficultés d'interprétations des essais de cisaillement, et par conséquent, de la mesure de l'angle de frottement. Néanmoins, ces méthodes sont toujours utilisées dans la pratique.

On signalera également que pour le calcul il est possible de majorer de 10% l'angle de frottement interne mesuré à l'appareil triaxial d'après Costet et Sanglerat ^[14]. En raison des incertitudes, et surtout pour tenir compte du fait qu'il s'agit d'un calcul à la rupture, il convient d'introduire dans les formules un coefficient de sécurité global et de définir une contrainte admissible de service.

CHAPITRE III

ETUDE EXPERIMENTALE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE SOUMISE A UN CHARGEMENT EXCENTRE SITUEE SUR LA SURFACE D'UN TALUS.

III.1 Introduction

La configuration particulière d'une fondation située au voisinage d'une pente est un cas fréquemment rencontré dans la pratique. Ce problème a fait l'objet d'essais en vraie grandeur ou sur modèles réduits centrifugés ou à gravité normale.

Pour cette raison on a tiré au clair l'effet de la capacité portante d'une semelle carrée reposant sur une pente sableuse et on a jugé utile de réaliser un banc d'essais au laboratoire malgré les obstacles rencontrés durant la réalisation de ce banc d'essais, on a pu accomplir le protocole d'essais établi.

III.2 Matériels, Matériaux

III.2.1 Dispositif expérimental

Les essais sur le modèle expérimental ont été effectués dans un bac d'essai, ayant des dimensions intérieures de 1,60 m × 0,60 m en plan et 0,60 m en profondeur. Le banc d'essai est conçu en acier, dont la paroi frontale est réalisée en plexiglas transparent épais de 5 mm, ce dernier nous permet d'observer les niveaux des différentes couches, l'inclinaison de la pente, de voir l'échantillon pendant la préparation et de visualiser les déformations des particules de sable pendant l'essai et aussi nous permettre d'observer les différents mécanismes de rupture du sable. Mais, sous l'effet de la pression du poids du sable et de la charge appliquée, le plexiglas risque de se briser, c'est pourquoi il a été renforcé avec deux traverses métallique.

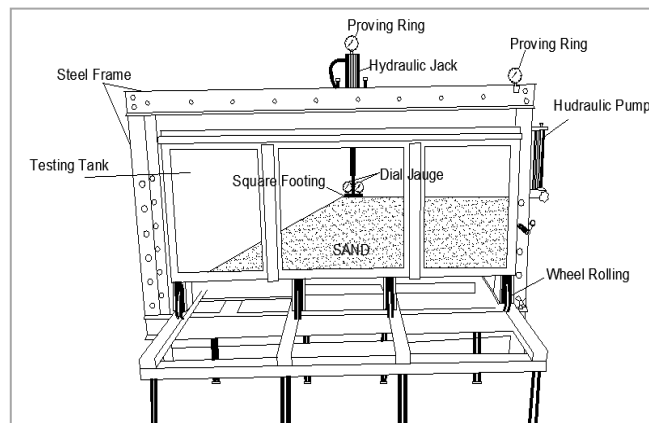


Figure III.1 Schéma du banc d'essai.

Le banc d'essai est maintenu directement sur 8 roues qui se déplacent sur des poutres de support horizontales en acier, comme illustré sur la **figure III.1**. Ces poutres étaient fermement fixées sur deux profilés en acier posés horizontalement et inversement aux autres poutres.

Le banc d'essai est construit suffisamment rigide pour maintenir les conditions de déformation plane en minimisant le déplacement durant les essais. Pour assurer la rigidité et éviter la déformation du banc d'essai, une tôle en acier épaisse avait été utilisée. Les parois intérieures de la cuve sont lustrées lisses pour réduire au maximum les effets de frottement avec le sable.



Figure III.2 Dispositif expérimental.

Le modèle de la semelle carrée est composé d'une tôle en acier suffisamment rigide dont son épaisseur est de 10 mm, cinq orifices ont été perforés pour accueillir la rotule qui permettra le mouvement de la semelle librement dans tout les sens. Tandis que l'orifice central a été perforé au centre de la semelle, les quatre autres trous ont été faits l'un après l'autre avec un espace de 10 mm à partir du trou central.



Figure III.3 Semelle carrée.

La semelle carrée est placée au centre du réservoir sur le massif sableux voir **figure III.3** et **figure III.4**.

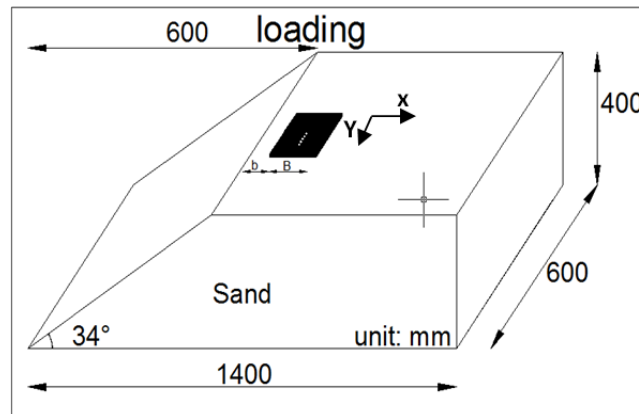


Figure III.4 Problème géométrique.

III.2.2 Modèle de la semelle

Le modèle de la semelle utilisée a été préparé avec une tôle en acier suffisamment rigide avec une épaisseur de 10mm et de dimension (150x150) mm². Dont la rugosité est assurée par un collage d'un papier verre sur la base de la semelle.

La semelle carrée est placée au centre du réservoir sur le massif sableux. Le système de chargement était un vérin hydraulique dont la charge est transférée à la semelle par l'intermédiaire d'un piston hydraulique fixé à sa fin d'une rotule qui permettra le mouvement de notre semelle.

Les aiguilles des comparateurs sont placées sur la semelle. Lorsque la charge est appliquée, le tassement est indiqué sur les comparateurs de déplacement qui est considéré comme le tassement de la semelle voir **figure III.3**.

III.2.3 Comparateurs de déplacement

La lecture optimale sur les comparateurs de déplacement est de 100 mm et la précision est de 0,01 mm (c'est-à-dire la division 1 = 0,01 mm). Sachant que les aiguilles des comparateurs de déplacement ont été placés sur les deux cotés de la semelle.



Figure III.5 Comparateurs de déplacement.

III.2.4 Capteur de charge

Les intensités des charges sont mesurées à l'aide d'un capteur de charge dont sa capacité est de 20 kN.



Figure III.6 Capteur de charge.

III.2.5 Propriétés du sol

La source du sable utilisé dans cette recherche est un sable du sud-est de l'Algérie (Biskra, Liwa). C'était un sable moyen à grossier qui a été lavé, séché et trié par grosseur des particules. Les densités sèches maximale et minimale du sable ont été mesurées et les valeurs correspondantes des indices des vides minimal et maximal ont été calculées. La distribution granulométrique des particules a été déterminée à l'aide de la méthode du tamisage à sec et les résultats sont présentés à la **figure III.7**.

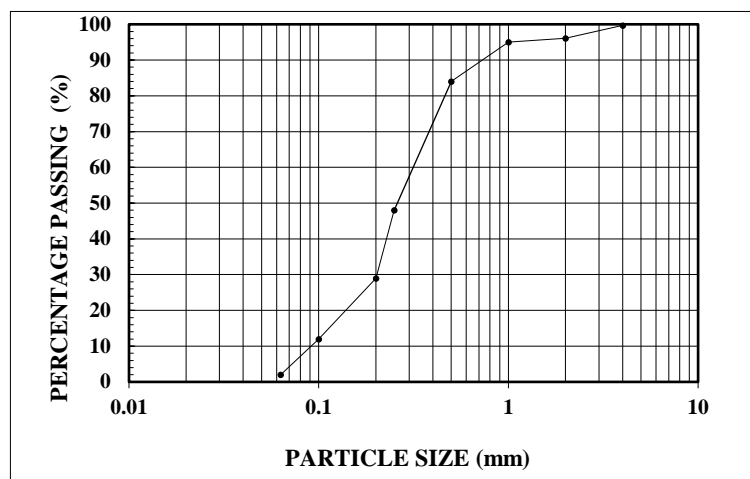


Figure III.7 Courbe granulométrique du sable testé.

Le **tableau III.1** résume les propriétés géotechniques du sable testé. Une série d'essais de cisaillement direct a été effectuée pour évaluer la résistance au cisaillement du sable à l'aide d'éprouvettes préparées par compactage à sec. Pour les trois cas des densités relatives les angles de frottement interne liées à ces densités relatives utilisées dans les essais du modèle ont été trouvés.

Tableau III.1 Propriétés géotechniques du sable utilisé.

Propriétés	Valeurs
Coefficient d'uniformité (C_u)	3.19
Coefficient de courbure (C_c)	1.4
Poids spécifique (G_s)	2.65
Densité sèche maximale $\gamma_{d \max}$ (kN/m^3)	16.32
Densité sèche minimale $\gamma_{d \min}$ (kN/m^3)	14.31
D_{60} (mm)	0.3
D_{10} (mm)	0.094
e_{\max}	0.672
e_{\min}	0.551

III.3 Préparation du sol

Le sable est mis en place dans le bac en utilisant la technique de précipitation (pleuvialisations). Cette technique consiste à laisser tomber les particules du sable en chute libre avec un taux de décharge contrôlé. La hauteur de chute libre a été corrigée en prenant plusieurs essais dans le bac avant d'entamer les essais du modèle pour atteindre la densité requise. Le sable a été versé dans le bac à une couche d'épaisseur de 5 cm d'une hauteur fixée par la technique adaptée pour maintenir la densité souhaitée pour le modèle expérimental. Aussi le sable a été compacté manuellement à l'aide d'une dame **figure III.8** de 200 mm de long, 150 mm de large et 10 mm d'épaisseur, à des densités relatives de 50 % et 70 % car on n'a pas pu atteindre ces densités par la technique précédente.



Figure III.8 Dame de compactage.

III.4 Procédure d'essai

Le programme expérimental consiste à effectuer 60 essais de chargement sur un modèle d'une semelle carrée placée à des différents endroits au sommet de la pente. Au moins trois fois chaque test a été effectué pour s'assurer des résultats. En utilisant les variables suivantes : rapport de dimensions (b/B), excentricité (e), et densité relative (D_r). Le but du présent travail tente à étudier le comportement de la capacité portante d'une fondation carrée placée au sommet d'une pente soumise à des charges centrées puis excentrés. Le modèle d'essai a été préparé en compactant le sable en couches de 50 mm d'épaisseur jusqu'à 400 mm de hauteur. Le sable a été compacté manuellement à l'aide d'une dame de 200 mm de long, 150 mm de large et 10 mm d'épaisseur, à une densité relative de 50 % et 70 %. Pour la densité relative de 30% la technique de précipitation (pleuvialisations) a été utilisé. Selon le programme d'essai prévu décrit dans le **tableau III.2**, la surface supérieure du sable formé a été nivelée à l'aide d'une lame en acier rectiligne et aigüe, puis

la semelle du modèle est placée sur la surface du sable préparé. Des repères de référence sur la face du plexiglas ont été tracés pour nous permettre de former le modèle de sable voulu. Les comparateurs à cadran ont été ajustés sur la semelle après avoir pris le déplacement nulle, la charge à été appliquée par des incréments constants et les comparateurs à cadran ont enregistré les tassements de la semelle après stabilisation à la fin de chaque incrément jusqu'à la rupture.

À la fin de chaque essai, les équipements sont retirés, le réservoir est vidé et le bac est encore rempli pour le prochain essai.

III.5. Programme des essais

Les essais expérimentaux ont été effectués à l'aide d'une semelle carrée de dimension 150mm×150mm. Le programme expérimental de cette recherche à été présenté au **tableau III.2**.

Tableau III.2 Programme des essais expérimentaux.

Semelle carrée (mm)	Densité relative D_r (%)	Rapport de dimension b/B	Excentricités e (mm)
150×150	30	0	0, 10, 20, 30,40
		0.5	0, 10, 20, 30,40
		1	0, 10, 20, 30,40
		1.5	0, 10, 20, 30,40
	50	0	0, 10, 20, 30,40
		0.5	0, 10, 20, 30,40
		1	0, 10, 20, 30,40
		1.5	0, 10, 20, 30,40
	70	0	0, 10, 20, 30,40
		0.5	0, 10, 20, 30,40
		1	0, 10, 20, 30,40
		1.5	0, 10, 20, 30,40

III.6 Analyse des résultats et discussions

Afin de pouvoir déterminer l'effet de la densité relative et de la position d'une semelle par rapport à la crête de la pente (b/B), ainsi que l'effet de l'excentricité de la charge, une chronologie de 60 essais a été exécutée sur une semelle carrée reposant sur une pente en sable de variante densité relative (lâche, moyen ou dense). La capacité portante ultime à été obtenue en divisant la charge limite par la surface de la semelle.

Avant d'entamer l'analyse et l'interprétation des résultats obtenus, nous avons jugé utile de donner un éclaircissement concernant l'obtention de la capacité portante à partir des courbes chargements tassements.

Il existe différentes méthodes pour interpréter la capacité portante ultime à partir de la courbe chargement-déplacement, à savoir la méthode Log-Log ^[55], la méthode tangente intersection ^[20], la méthode 0.1B ^[62], la méthode hyperbolique et la méthode break point ^[45].

Nous signalons que pour les présents résultats d'essais, la capacité portante ultime est déterminée par la méthode de l'intersection des tangentes, comme le montre la **figure III.9**.

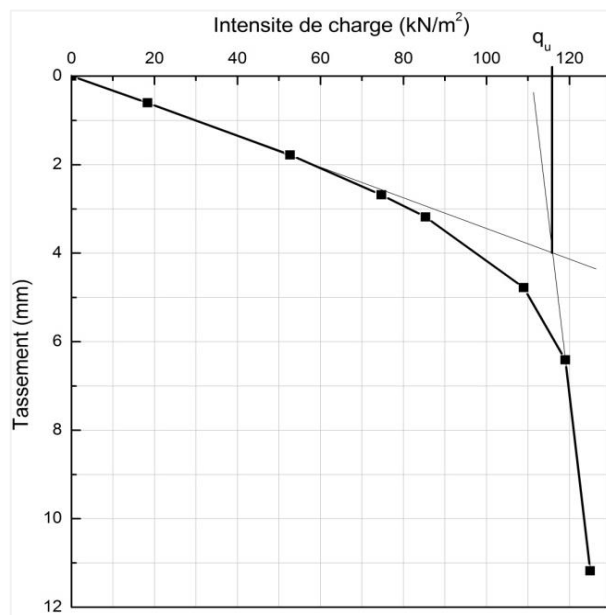


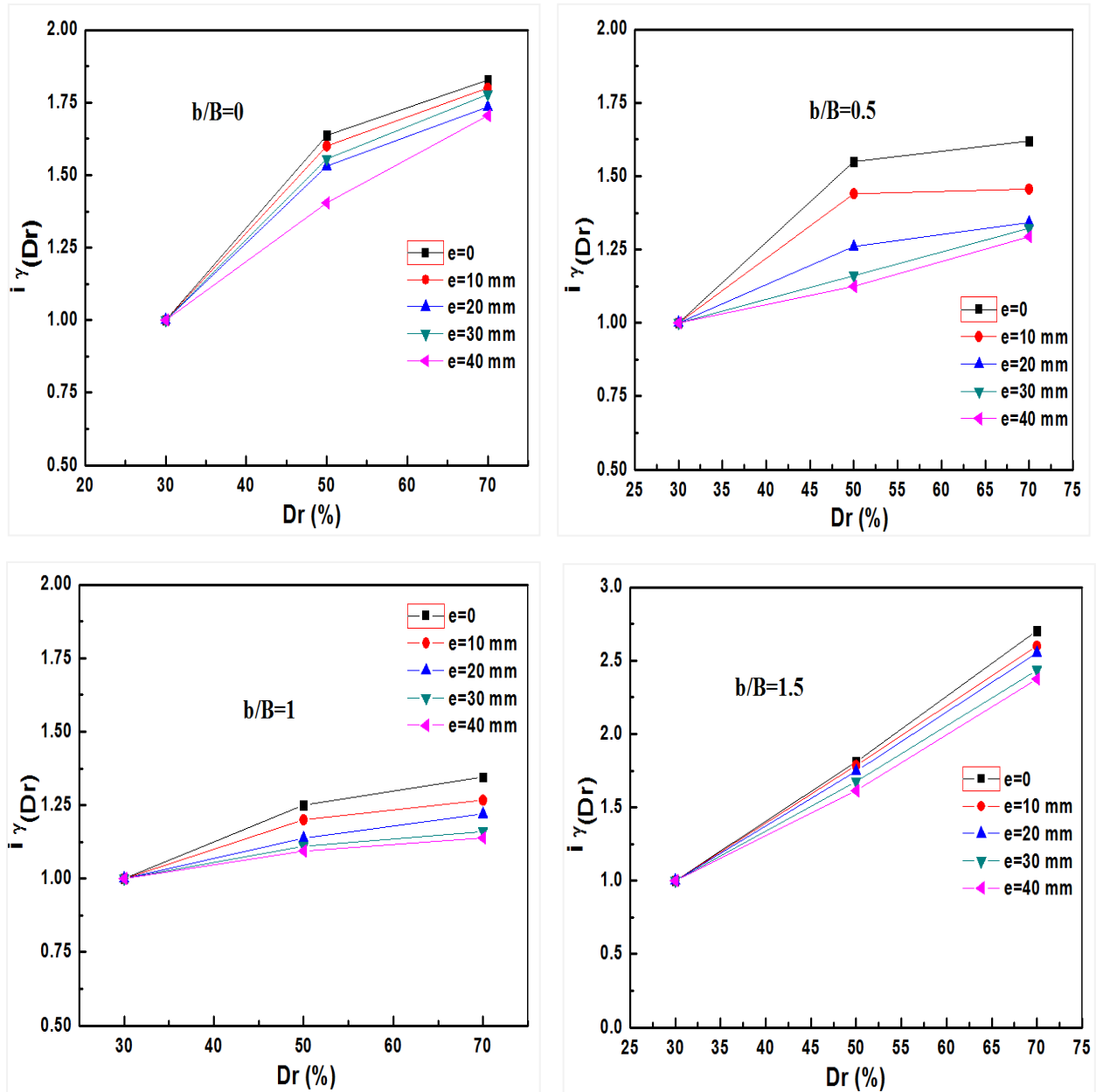
Figure III.9 Méthode d'intersection des tangentes ^[20].

III.6.1 Effets de la densité relative du sol

L'effet de la densité relative du sol a fait l'objet dans cette étude dont des séries de quatre courbes $i_{\gamma(Dr)} = f(Dr)$ ont été tracées sur lesquelles on a montré l'effet de la variation du rapport de la capacité portante en changeant à chaque fois la valeur de la densité relative ainsi que la valeur de l'excentricité.

Sachant que :

$$i_{\gamma(Dr)} = \frac{q_{(Dr)}}{q_{(Dr=30\%)}} = \frac{\text{la capacité portante pour différent cas de la densité relative du sol}}{\text{la capacité portante pour } Dr=30\%}$$



Figures III.10 Variation de $i_{\gamma(Dr)}$ pour différents cas de densité relative.

Les figures III.10 représente les variations de $i_{\gamma(Dr)}$ pour des densités relatives variant de 30 %, 50 % à 70 %. On peut donc déduire qu'avec l'augmentation de la densité relative du sol, la capacité portante du sol augmente et que les tassements équivalents diminuent, un fait qui peut être clarifié par le compactage des grains du sol due à l'augmentation de sa densité relative.

De plus, on a constaté qu'à des densités relatives de 30 %, 50 % et 70 %, le sol présentait des ruptures par poinçonnement, locales et générales par cisaillement respectivement. Aussi, on a constaté que dans le cas d'une densité relative de 30 %, le sol présentait une rupture par cisaillement due au poinçonnement et que l'effet de la pente était négligeable. Ce fait qui a été relevé

visuellement durant le déroulement des essais, aussi l'augmentation de la densité relative a entraîné aussi une modification du mécanisme de rupture du sol du cas d'une rupture par cisaillement local au cas d'une rupture par cisaillement général.

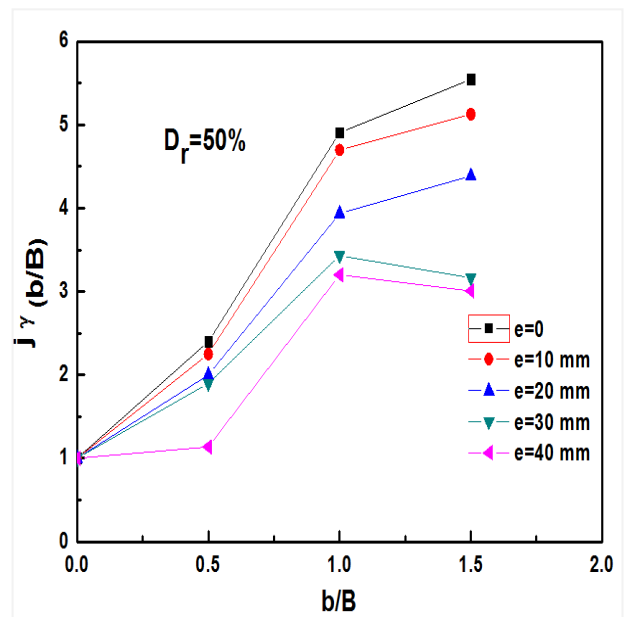
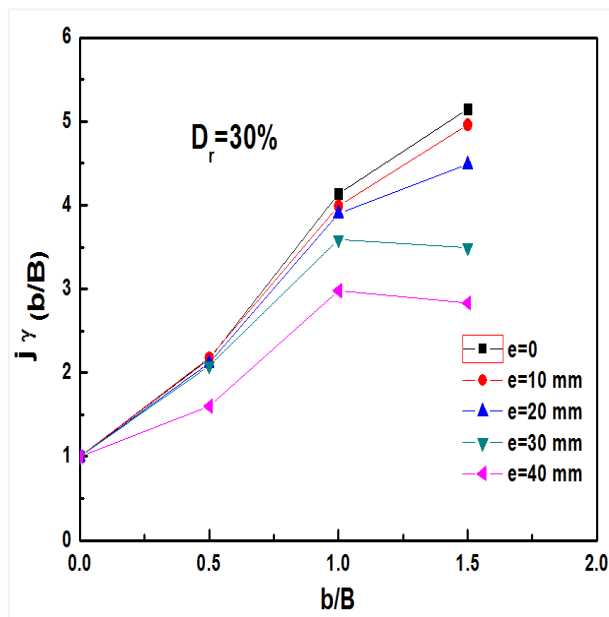
III.6.2 Effet de l'éloignement de la pente

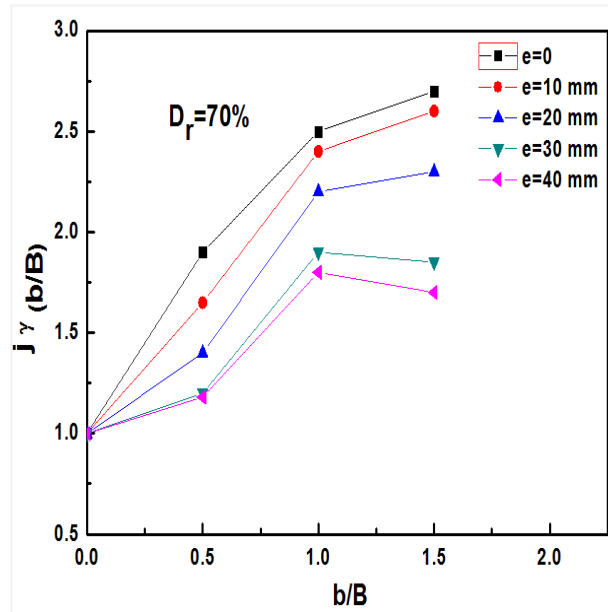
Des essais ont été conduits sur des semelles placées sur la crête de la pente ($b/B = 0$), tandis que d'autres essais ont été effectués sur des semelles placées à une distance ($b/B = 0.5, 1, 1.5$) de la crête de la pente. On fixe chaque fois une densité relative puis en faisant varier la position de la semelle b/B par rapport à la crête pour des différentes excentricités ($e=0, 10, 20, 30, 40$ mm).

Afin d'évaluer l'effet de la pente sur la charge limite du sol, ainsi que l'effet de l'écart de la semelle par rapport à cette pente sur la variation de la capacité portante du sol, Trois séries de courbe $i_{\gamma(b/B)} = f(b/B)$ on été représentées sur les figures III.11.

Sachant que :

$$i_{\gamma(b/B)} = \frac{q_{(b/B)}}{q_{(b/B=0)}} = \frac{\text{la capacité portante pour différent position de la semelle}}{\text{la capacité portante pour } b/B=0}$$





Figures III.11 Variation de $i_{\gamma (b/B)}$ avec b/B .

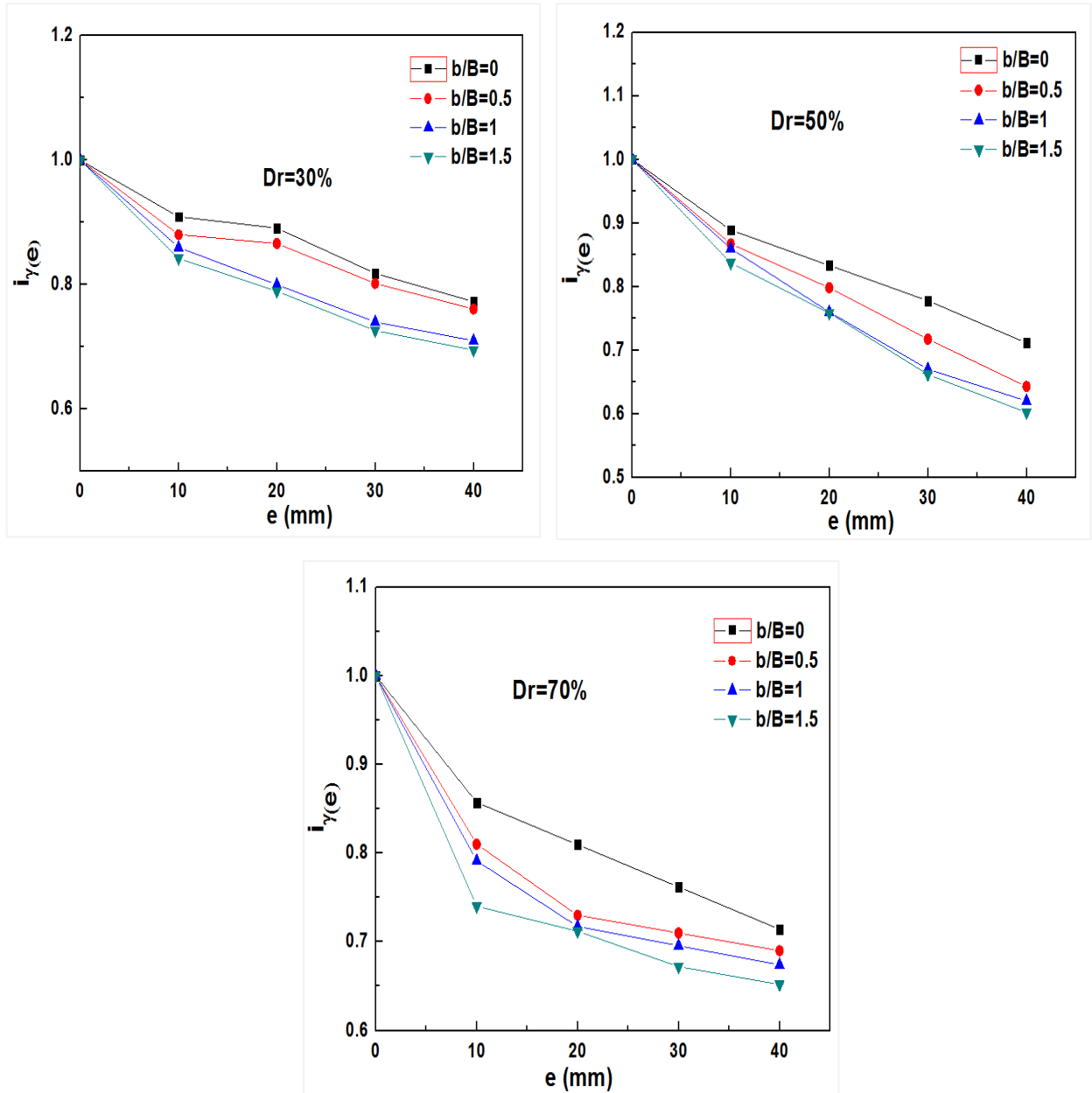
Les résultats dévoilent que la capacité portante pour différentes densités relatives de la semelle sur un terrain en pente accroît lorsque la semelle se diverge de la crête de la pente ($b/B = 0$ à $1,5$). De plus, il est clairement démontré que l'effet de la pente devient relativement négligeable à partir de $b/B = 1$ et le taux d'augmentation du facteur $i_{\gamma (b/B)}$ obtenus par la présente étude décroît légèrement avec l'augmentation de b/B ; ainsi que le comportement de la semelle devient presque similaire à celui d'une semelle située sur un sol horizontal.

Un renversement de la semelle est constatée due à l'accroissement de l'excentricité de la semelle cela est observé pour les cas où ($e = 30$ et 40 mm) et ($b/B = 1$ et 1.5) qui agit négativement sur la valeur de la capacité portante.

III.6.3 Effet de l'excentricité

Plusieurs tests sur modèles réduits ont été accomplis pour raison d'estimer la variation de la capacité portante sous l'effet des différentes charges excentrées d'une semelle carrée posée sur une pente. Pour cette démarche trois séries de courbes ont été tracées à des différentes excentricités variant de 0 à 40 mm avec un incrément de 10 mm, représentant la variation $i_{\gamma (e)} = f(e)$. Voir figures III.12.

Sachant que : $i_{\gamma (e)} = \frac{q(e)}{q(e=0)} = \frac{\text{la capacité portante pour différent position de l'excentricité}}{\text{la capacité portante pour } e=0}$



Figures III.12 Variation de $i_{\gamma}(e)$ en fonction de e .

D'après ces figures on peut noter que :

Quelque soit la densité relative du sol une réduction dans la valeur du rapport de la capacité portante à été remarqué due à l'augmentation de l'excentricité.

Pour toutes les distances par rapport à la crête, l'augmentation des densités de 30% à 70% diminue l'effet de l'excentricité sur la valeur du rapport de la capacité portante cela due au mode de rupture qui se diffère pour chaque densité relative relatives.

La valeur du rapport de la capacité portante diminue lorsque l'excentricité de la charge augmente quelque soit la position de la semelle par rapport à la crête.

III.7. Conclusions

D'après les tests de laboratoire effectués, on peut conclure ce qui suit :

- L'excentricité de la charge par rapport au centre de la semelle réduit considérablement la capacité portante ultime de la semelle carrée.
- Au fur et à mesure que la densité relative du sol augmente, la capacité portante du sol augmente et les tassements équivalents diminuent, un fait qui peut être clarifié par le compactage des grains de sol.
- La capacité portante augmente lorsque la distance de la fondation s'éloigne de la pente.
- Le déplacement des semelles dépend du degré de la charge appliqué, de la densité relative du sable et de l'excentricité de la charge.
- Plus l'excentricité augmente, plus la capacité de portance diminue.
- Les tassements augmentent considérablement du moment qu'on se rapproche de la crête de la pente, un fait qui a été observé durant le déroulement des essais.

CHAPITRE IV

L'OUTIL NUMERIQUE UTILISE ET LES MODELES DE COMPORTEMENT

IV.1 Introduction

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

IV.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis

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

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

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

IV.2.1 Calculs par la MEF

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

- **Elle nécessite :**
 - La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
 - Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay etc...
 - Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
 - L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.
- **Elle permet :**
 - D'effectuer les calculs d'écoulement ;
 - De simuler toutes les phases de travaux ;
 - De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
 - De calculer un coefficient de sécurité.
- **Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :**
 - Les déplacements des ouvrages.
 - Les sollicitations internes des ouvrages.
 - Les efforts dans les butons ou tirants.
- **Et pour le sol :**
 - Les déplacements du sol.
 - Les déformations du sol.
 - Les contraintes totales et effectives dans le sol.
 - Les pressions interstitielles.
 - Calculer un coefficient de sécurité.

IV.2.2 Présentation de PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que des procédures de choix

automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable. Le recours aux manuels devenant rare. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

IV.2.3 Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel.

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

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastique, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

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

IV.3 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

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

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

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

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

IV.3.1 Comportement élastoplastique

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

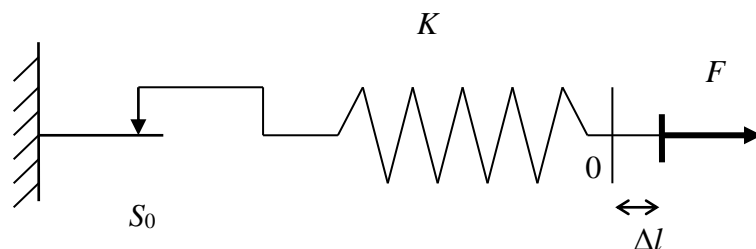


Figure IV.1 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la **figure IV.2**.

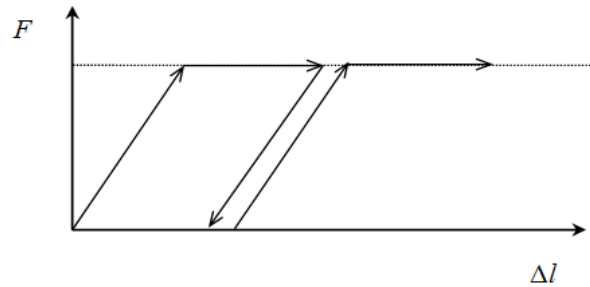


Figure IV.2 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les **figures IV.1** et **IV.2** est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La **figure IV.3** représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

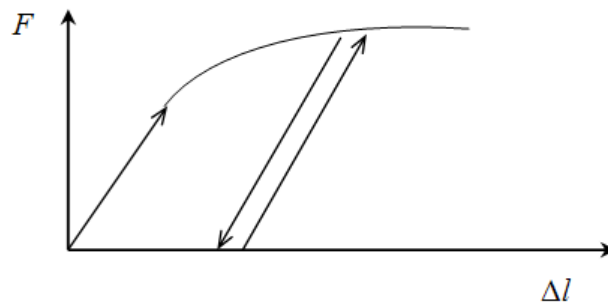


Figure IV.3 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

IV.3.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de Poisson ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais préssiométriques.

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

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

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

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la **figure IV.4**.

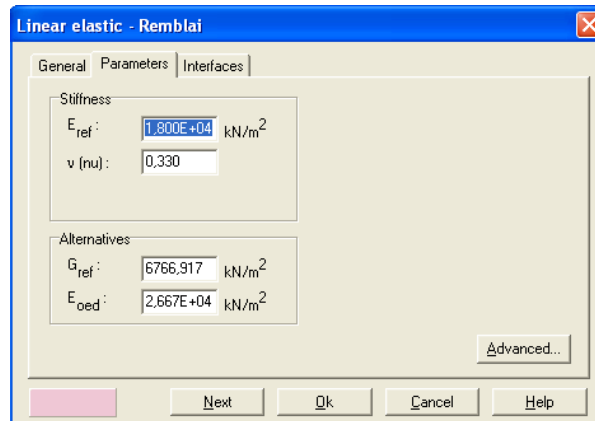


Figure IV.4 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la **figure IV.5**

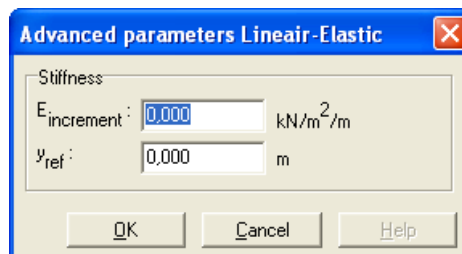


Figure IV.5 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad \text{Avec} \quad y < y_{ref} \quad (IV.1)$$

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

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

IV.3.3 Modèle de Mohr-Coulomb

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

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c ; \quad (IV.2)$$

Où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et ϕ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau **figure IV.6**.

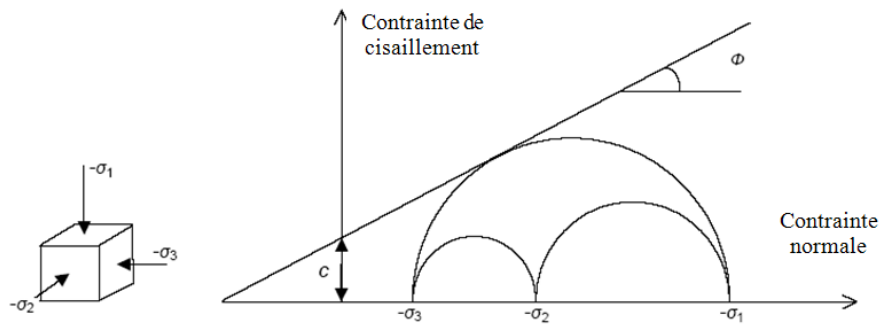


Figure IV.6 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice **figure IV.7** sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

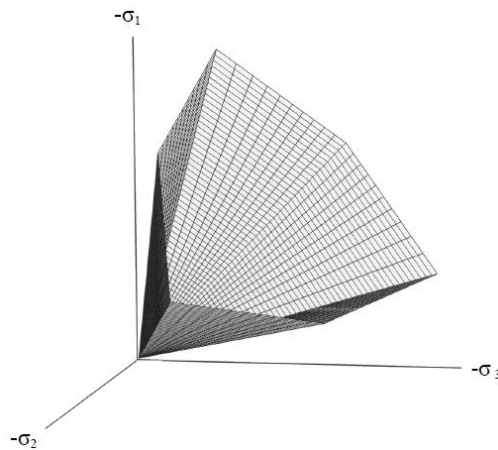


Figure IV.7 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres **figure IV.8**. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

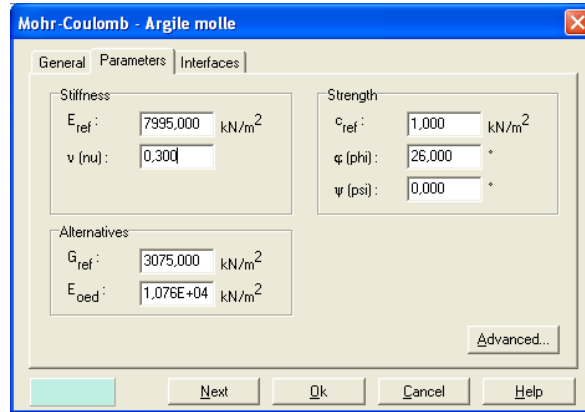


Figure IV.8 Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{\max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture **figure IV.9**.

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

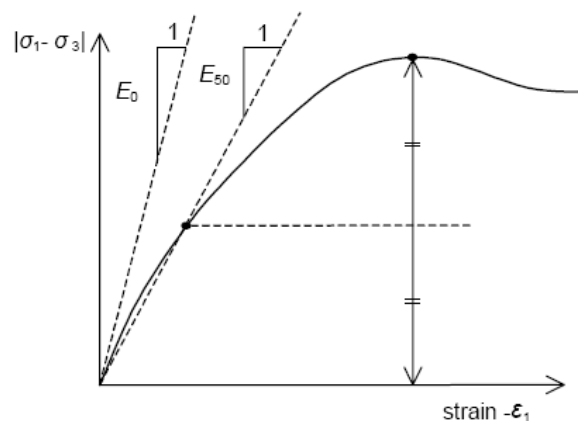


Figure IV.9 Définition du module à 50 % de la rupture.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Coefficient de Poisson

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

c) Angle de frottement

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

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb **figure IV.6**.

d) Cohésion

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

e) Angle de dilatance

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

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ. \quad (\text{IV.3})$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ. \quad (\text{IV.4})$$

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

f) Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction **figure IV.7**. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g) Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés **figure IV.10**.

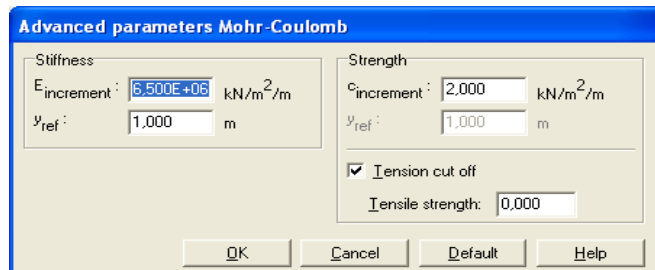


Figure IV.10 Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

IV.3.4 Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- de distinguer entre une charge et une décharge ;
- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

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

a) Les paramètres du HSM

Les paramètres du HSM sont représentés sur la **figure IV.11**.

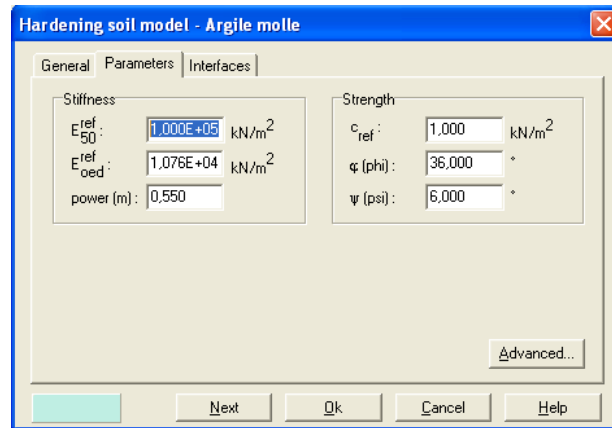


Figure IV.11 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

c	: cohésion (effective) ;	[kN/m ²]
φ	: angle de frottement effectif ;	[°]
ψ	: angle de dilatance.	[°]

Paramètres de rigidité:

E_{50}^{ref}	: module sécant dans un essai triaxial ;	[kN/m ²]
E_{oed}^{ref}	: module tangent dans un essai oedométrique ;	[kN/m ²]
m	: Puissance (environ 0,58 pour les sables)	[-]

Paramètres avancés :

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

Les paramètres avancés sont représentés sur la **figure IV.12**.

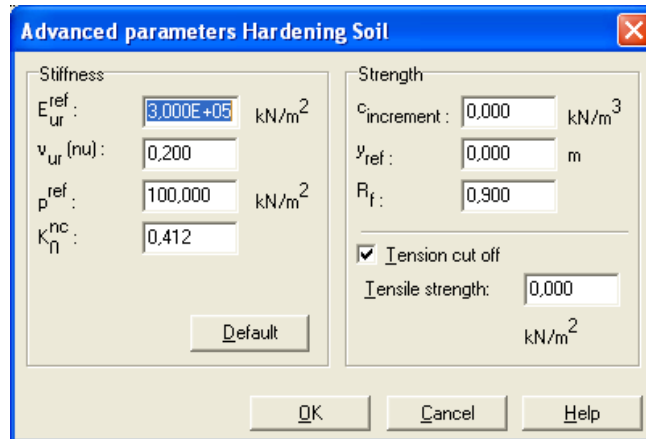


Figure IV.12 Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

b) Courbes effort-déformation

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

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour} \quad q < q_f \quad \left. \vphantom{\frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a}} \right\} \quad \text{(IV.5)}$$

$$\text{Avec : } q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad q = q_f / R_f \quad \left. \vphantom{(c \cot \varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}} \right\} \quad \text{(IV.6)}$$

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

c) Les modules

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

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{Avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2. \quad \text{(IV.7)}$$

$$\text{Pour la décharge on prend : } E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m. \quad \text{(IV.8)}$$

La **figure IV.13** redonne ces définitions :

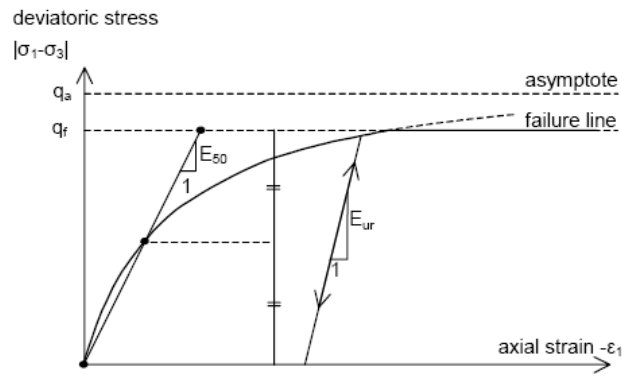


Figure IV.13 Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométriques tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m \quad (IV.9)$$

La définition du module oedométriques tangent est donnée sur la **figure IV.14** et celle de la dilatance (éventuellement) sur la **figure IV.15**.

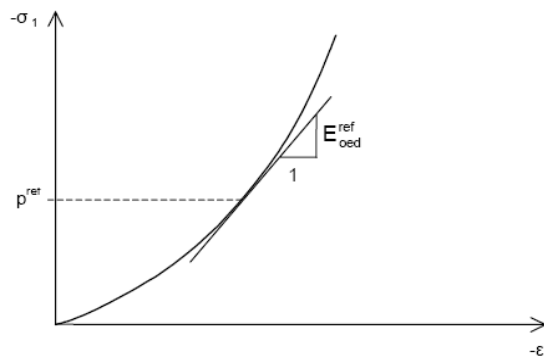


Figure IV.14 Définition du module oedométriques tangent.

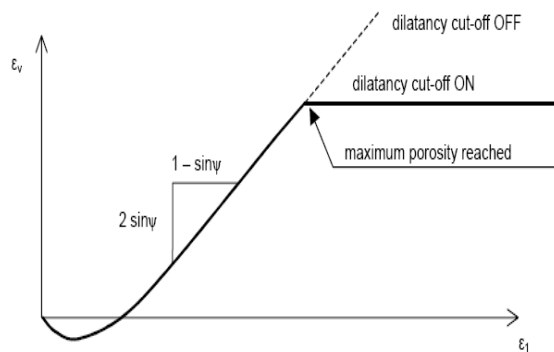


Figure IV.15 Définition de l'angle de dilatance.

d) Surface de charge

En fonction du paramètre d'écroutissage, on obtient alors dans le plan $q-p$ la forme des surfaces de charge **figure IV.16**.

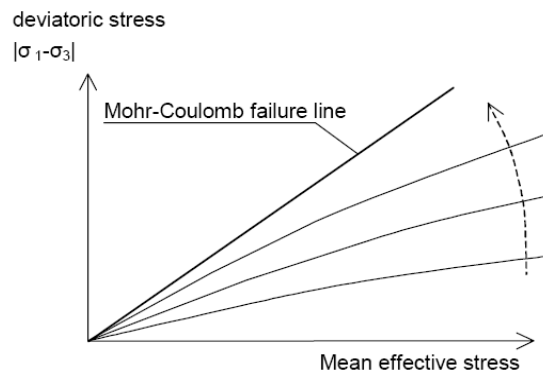


Figure IV.16 Forme des surfaces de charge du HSM.

e) Surface de rupture

La surface de rupture est présentée sur la **figure IV.17** pour un sol non cohérent.

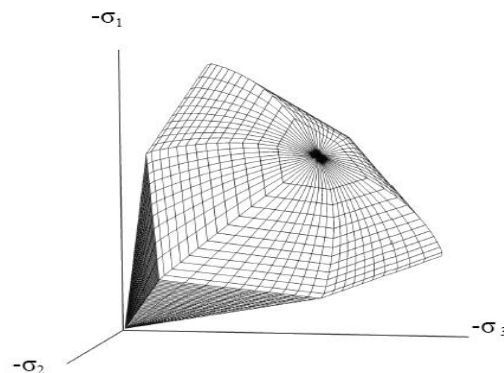


Figure IV.17 Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

IV.3.5 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)

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

a) Les paramètres de compressibilité

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

On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du **tableau IV.1**. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

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

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

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres :

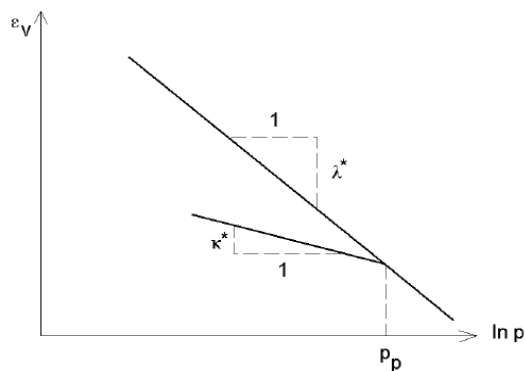


Figure IV.18 Différentes représentations lors d'un essai oedométriques.

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

b) Paramètre de contrainte K_0

Le paramètre M est calculé à partir de K_0 par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} ; \quad (IV.10)$$

$$M \approx 3,0 - 2,8 K_0^{NC}.$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écrouissage dans le plan p - q .

c) Coefficient de Poisson

Dans les modèle Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométriques, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de K_0 mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}}. \quad (IV.11)$$

Dans PLAXIS la valeur par défaut de ν_{ur} est de 0,15.

En résumé

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^*	: indice de compression ;	[-]
κ^*	: indice de gonflement ;	[-]
c	: cohésion ;	[K/m ²]
φ	: angle de frottement ;	[°]
ψ	: Angle de dilatance.	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur}	: coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) ;	[-]
K_0^{NC}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M	[-]
M	: paramètre en fonction de K_0^{NC} .	[-]

IV.3.6 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)

Le SSCM permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle

est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La **figure IV.19** résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

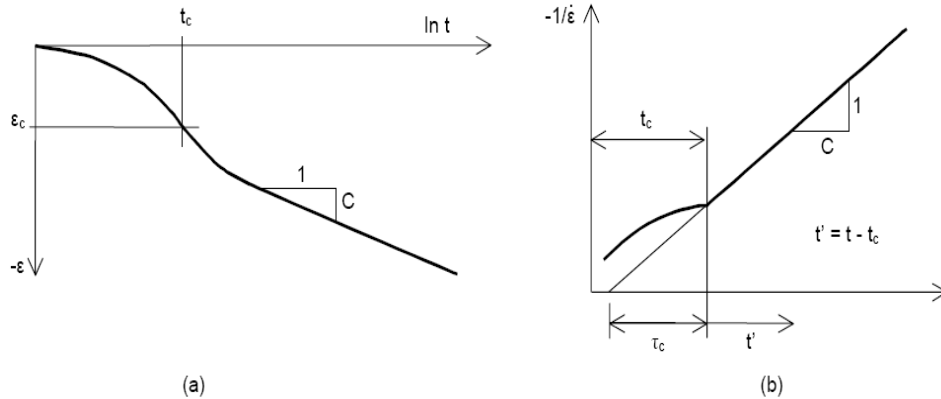


Figure IV.19 Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan p-q **figure IV.20** en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

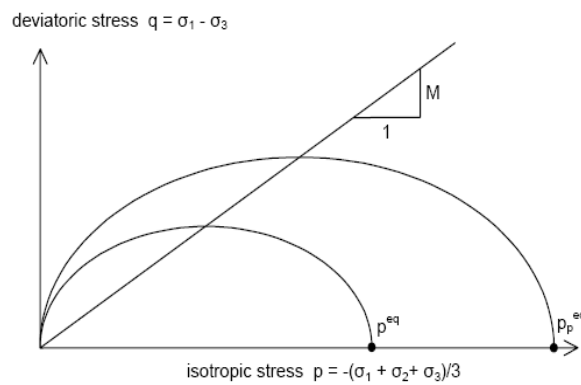


Figure IV.20 Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p-q.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} ; \tag{IV.12}$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2 (1 + 2K_0^{NC})} \right]. \tag{IV.13}$$

Les paramètres du SSCM

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{C\alpha_v}{2,3(1+e)} \quad (\text{IV.14})$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

c	: cohésion ;	[K/m ²]
φ	: angle de frottement ;	[°]
ψ	: Angle de dilatance.	[°]

Paramètre de consolidation :

κ^*	: indice de gonflement ;	[-]
λ^*	: indice de compression ;	[-]
μ^*	: indice de fluage.	[-]

Les paramètres avancés :

ν_{ur}	: coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) ;	[-]
K_0^{NC}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M	[-]
M	: paramètre en fonction de K_0^{NC}	[-]

IV.4 Conclusion

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

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel...

CHAPITRE V

ANALYSE NUMERIQUE DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE SOUMISES AUX CHARGEMENTS EXCENTRE, INCLINE SITUEES AU BORD D'UNE PENTE

V.1 Introduction

La majorité des travaux qui ont été réalisés ont été penchés sur l'étude du comportement des fondations construites sur des sables en pente. Cependant, peu de travaux ont été consacrés à l'analyse du comportement d'une fondation carrée reposant sur un sol frottant en pente soumise à des chargements centrée, excentrée puis inclinée.

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement des semelles ainsi que du massif du sol en dessous. La modélisation du comportement des semelles exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des semelles ainsi que le choix d'un bon modèle et d'une loi de comportement adéquat du sol, aussi qu'elle peut être réalisée par une schématisation de révolution ou tridimensionnelle.

En revanche, pour les fondations carrées, les modélisations numériques sont récentes et les ingénieurs géotechniciens utilisent des coefficients empiriques recommandés par les différentes réglementations.

Dans cette étude, on s'intéresse aux quelques situations relatives à la construction d'une fondation carrée sur un sable en pente avec des simulations numériques qui ont été mené par le code Plaxis 3D tunnel. Et en variant des paramètres incluant la densité relative du sol, la position de la semelle par rapport à la crête et enfin des chargements centrées, excentrées et inclinées sont imposés jusqu'à la rupture.

Les simulations numériques adoptées et les résultats numériques correspondants seront successivement présentés.

V.2 Procédure de la simulation numérique

V.2.1 Présentation du modèle

La présente étude est indiquée par un modèle géométrique tridimensionnel de 1.4 m×0.6m on plans et de 0.4 m de hauteur **figure V.1**. Puisque la plupart des solutions théoriques disponibles et des données expérimentales de la littérature sont destinés uniquement pour les semelles rugueuses,

donc notre fondation est représentée par une semelle carrée rugueuse ayant une dimension de (150mm×150mm), cette fondation est posée sur la surface du talus et supposée infiniment rigide $E_b/E_{sol} = \infty$.

Les trois sols utilisés dans cette analyse sont des sables non cohésifs ayant les trois poids volumiques sec $\gamma = (15, 17 \text{ et } 19) \text{ kN/m}^3$ et des angles de frottements de $34^\circ, 37^\circ$ et 39° sachant que l'angle d'inclinaison de la pente est de : $\alpha=34^\circ$.

La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la **figure V.1**.

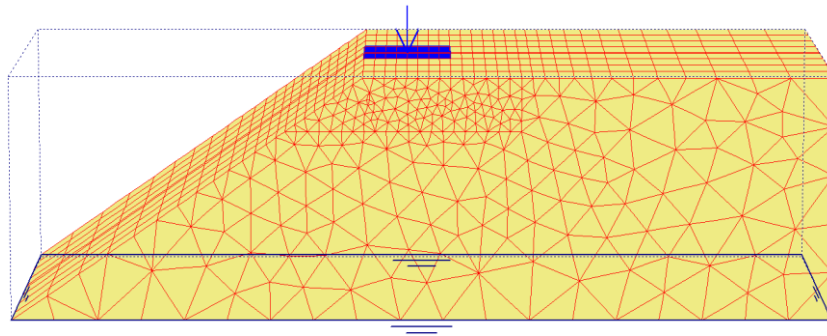


Figure V.1 Géométrie du modèle numérique.

V.2.2 Caractéristiques des matériaux

V.2.2.a Propriétés de la couche de sol

Pour modéliser le sable on a décidé d'utiliser le critère non linéaire de **Mohr-Coulomb** due à sa simplicité et la disponibilité des paramètres dont on a besoin.

Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Propriétés de la couche de sol.

Paramètres	Nom	Sable	Unité
Modèle type	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique sec	γ_d	15-17-19	kN/m^3
Module d'Young	E_{ref}	$4,56 \cdot 10^5$	kN/m^2
Coefficient de Poisson	ν	0,30	-
Cohésion	c	0.2	kN/m^2
Angle de frottement	ϕ	$34^\circ-37^\circ-39^\circ$	$^\circ$

V.2.2.b Maillage et conditions aux limites

b.1 Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux du modèle en utilisant l'option par défaut (standard fixities).

b.2 Maillage

Plaxis offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 15 nœuds qui fournissent une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis jouissant d'une puissance suffisante qui peut produire des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes.

Le maillage de référence (adapté pour cette étude) est un maillage moyen (medium) ensuite il est raffiné localement sur la partie au dessous de la semelle comme il est indiqué sur la **figure V.2**.

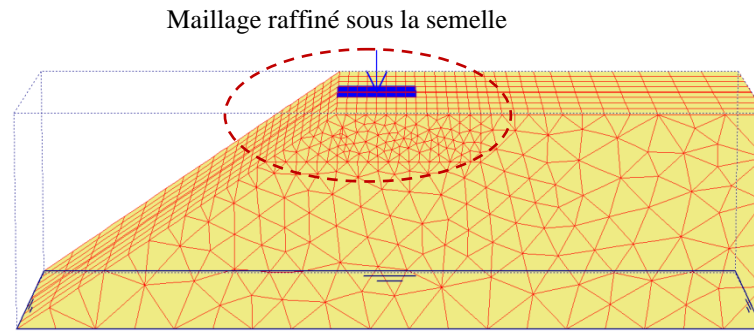


Figure V.2 Maillage du modèle.

b.3 Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales et cela se fait dans la phase de calcul.

b.4 Les contraintes initiales

La plupart des problèmes analysés en ingénierie géotechnique nécessitent des données sur l'état des contraintes initiales. Ces contraintes générées par la gravité représentent l'état d'équilibre du sol ou de la matrice rocheuse intacts.

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

- La procédure K_0 .
- Le chargement gravitaire.

La règle suivante doit être appliquée : La procédure K_0 sera utilisée uniquement dans les cas où la surface est horizontale et où les couches de sols et la nappe phréatique lui sont parallèles. Dans tous les autres cas, on utilisera le chargement gravitaire.

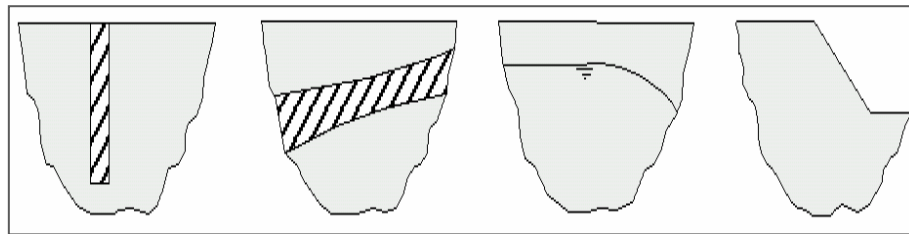


Figure V.3 Surfaces non horizontales et stratifications non horizontales.

Comme la surface du talus n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant le coefficient K_0 : donc il faut recourir à une étape de chargement préalable pour appliquer la gravité au modèle.

V.2.3 Méthode de l'analyse

Dans toutes les analyses effectuées dans la présente étude, nous supposons que la semelle est située sur la surface du sol. Les facteurs de portance N_c et N_q sont négligeables. Des chargements centré, excentré puis incliné ponctuel sont appliqués sur la semelle avec une même amplitude.

La charge pour laquelle il y a eu rupture s'appelle charge limite. Avant d'entamer l'analyse, on a jugé utile d'étudier le cas usuel d'une semelle isolée reposant sur un sol homogène. Cette étude nous a permis d'avoir une idée sur le comportement de la semelle, et nous servira par la même occasion de test de validation pour notre procédure de simulation, et montre, en plus, la crédibilité du code Plaxis pour le calcul de la charge limite ultime.

Les résultats numériques obtenus nous ont permis de déterminer la valeur de la charge limite dont on peut comparer avec les résultats expérimentaux ainsi que les résultats obtenus par certains auteurs.

V.2.3.a Test de validation

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

Les résultats numériques obtenus nous ont permis de déterminer la valeur du facteur de portance N_γ et que l'on peut comparer avec les résultats obtenus par certains auteurs.

Tableau V.2 Comparaison des valeurs N_γ pour une semelle isolée à base rugueuse avec ceux disponibles à partir de la littérature.

φ (degré)	Présente étude	Terzaghi ^[63]	Meyerhof ^[41]
20	4.25	3.64	2.87
25	9.07	8.34	6.77
30	22.35	19,13	15,67
35	45.29	45,41	37,15
40	101.76	115,31	93,69

Le **tableau V.2** présente une comparaison des valeurs N_γ pour une semelle isolée à base rugueuse posée sur un sable ayant divers angles de frottements internes ($\varphi=20\div 40^\circ$), comparées avec ceux de la littérature. Les résultats obtenus montrent que la présente étude se confronte assez bien avec les résultats donnés par ces auteurs.

V.3 Influence des paramètres géométriques critiques

Pour déterminer l'effet des paramètres critiques (D_r , b/B , e , δ).On doit réaliser une étude paramétrique montrant l'effet de ces derniers sur la capacité portante du sol. On va prendre les mêmes données et changer à chaque fois le paramètre concerné.

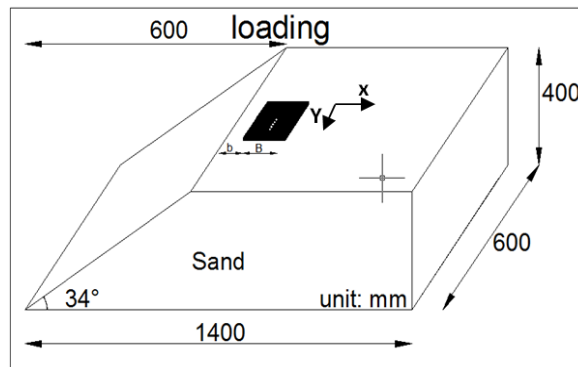


Figure V.4 Présentation du cas étudié.

D_r : Densité relative du sol.

b/B : Distance de la semelle par rapport à la crête.

e : Excentricité de la charge dans le sens (yy) dans notre cas d'étude.

δ : Inclinaison de la charge par rapport au centre de la fondation.

Le **tableau V.3** illustre le programme d'essais réalisé :

Tableau V.3 Programme d'essais réalisé.

Semelle carrée (mm)	Densité relative D_r (%)	Rapport de dimension b/B	Excentricité e (mm)	Inclinaison de la charge δ (degré)
150×150	30	0	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25
		0.5	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25
		1	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25
		1.5	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25
	50	0	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25
		0.5	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25
		1	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25
		1.5	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25
	70	0	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25
		0.5	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25
		1	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25
		1.5	0, 10, 20, 30,40	0, 5, 10, 15, 20, 25

V.4 Résultats et interprétations

V.4.1 Cas d'une charge centrée et excentrée

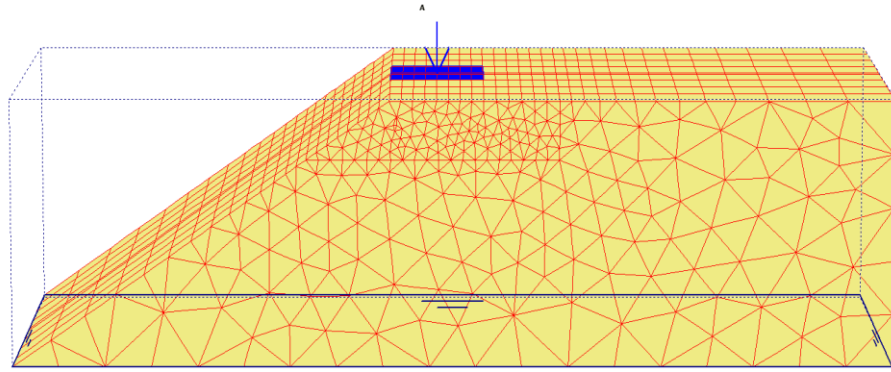


Figure V.5 Modèle numérique étudié pour $b/B=0$, $e=0$.

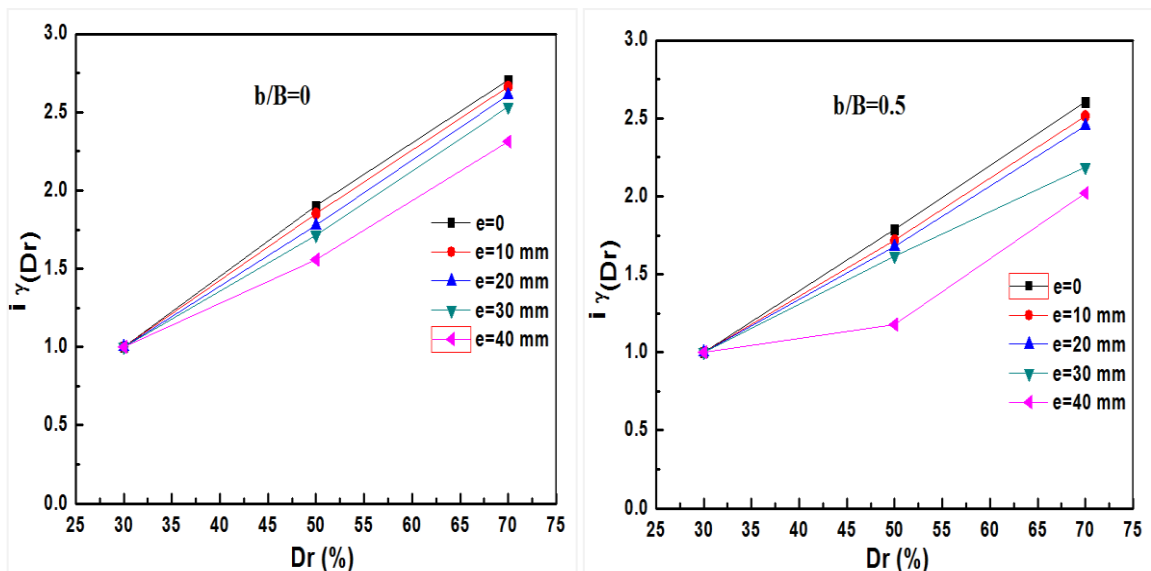
Soixante modèles d'essais sont modélisés dont le but d'étudier l'effet de l'excentricité de la charge sur la valeur de la capacité portante dans des conditions des charges centrées, ainsi que des charges excentrées. Le programme détaillé est mentionnés dans le **tableau V.3**.

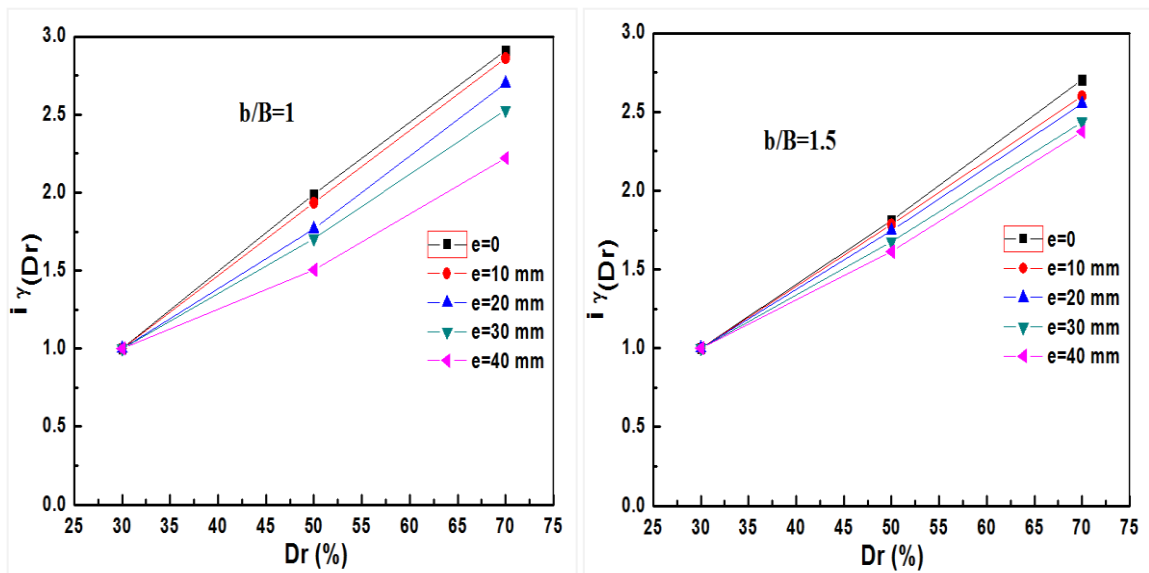
V.4.1.a Effet de la densité relative

Pour pouvoir distinguer l'effet de la densité relative du sol, on a tracé une série de courbes $i_{\gamma(Dr)} = f(Dr)$ sur lesquelles on a montré l'amélioration de la valeur du rapport de la capacité portante en variant à chaque fois la valeur de la densité relative et on changeant la valeur de l'excentricité.

Sachant que :

$$i_{\gamma(Dr)} = \frac{q_{(Dr)}}{q_{(Dr=30\%)}} = \frac{\text{la capacité portante pour différent cas de la densité relative du sol}}{\text{la capacité portante pour } Dr = 30\%}$$





Figures V.6 Variation de $i_{\gamma}(Dr)$ avec la densité relative.

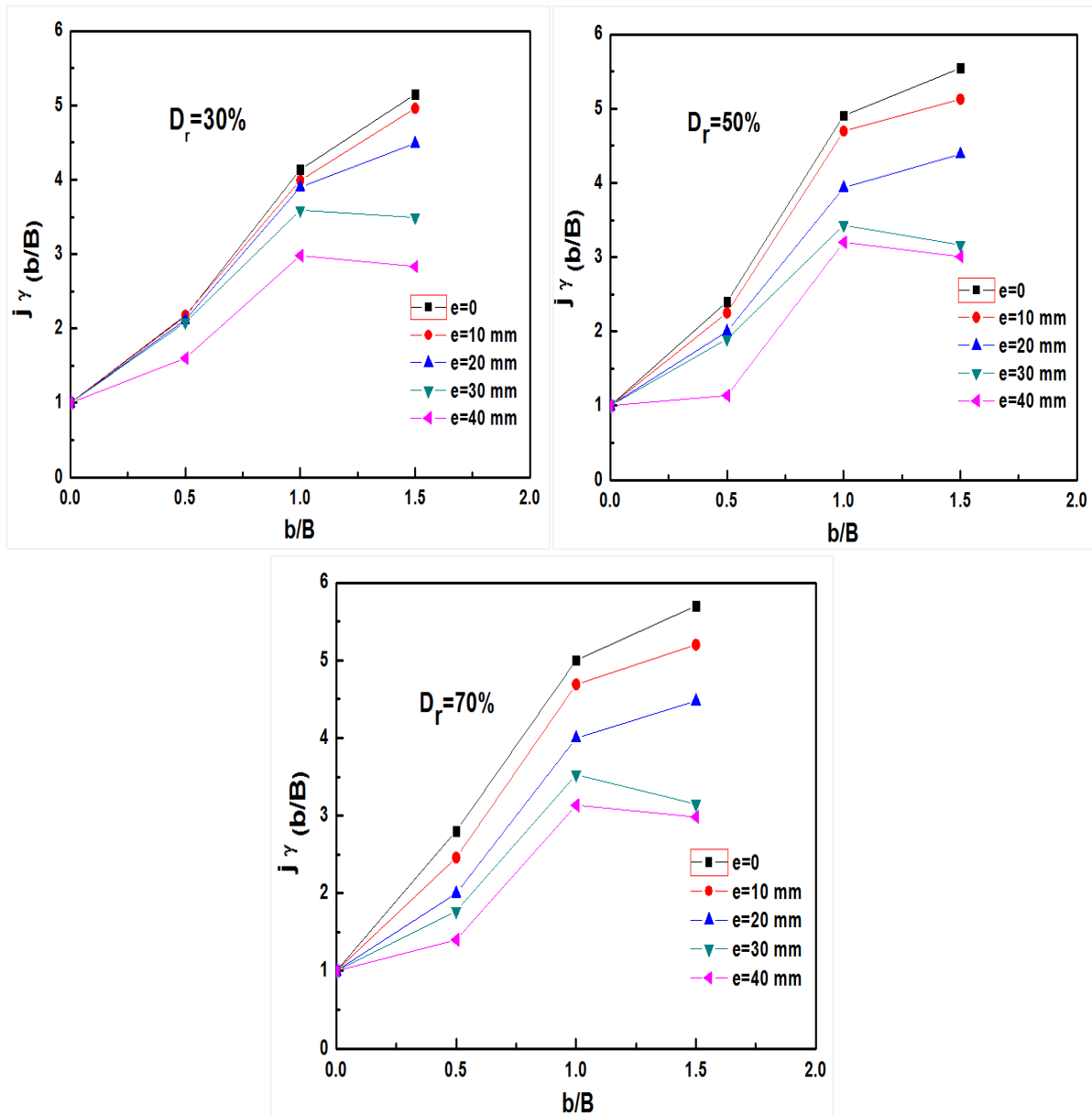
- D'après un premier temps et d'après les **figures V.6** ; on constate une augmentation significative de la valeur du rapport de la capacité portante due à l'augmentation de la valeur de la densité relative du sol.
- Dans un second lieu, voir **figures V.6** on constate que la valeur maximale du rapport de la capacité portante diminue progressivement due à l'accroissement de l'excentricité de la semelle plus on se dirige du centre de la semelle et cela quelque soit sa densité relative.
- L'effet de l'excentricité diminue plus qu'on augmente la valeur de la densité relative.

V.4.1.b Effet de la pente

Dans le but d'étudier l'effet de la pente ainsi que l'effet de l'éloignement de la semelle par rapport à la crête de cette pente sur la valeur de la capacité portante du sol, plusieurs cas ont été étudiés pour divers valeurs de « $b/B=0, 0.5, 1$ et 1.5 ».

On fixe chaque fois une densité relative puis en faisant varier la position de la semelle b/B par rapport à la crête pour des différentes excentricités ($e=0, 10, 20, 30, 40$ mm). Des séries de courbes ont été tracé dont le but de représenté les variations $i_{\gamma(b/B)} = f(b/B)$. sachant que :

$$i_{\gamma(b/B)} = \frac{q_{(b/B)}}{q_{(b/B=0)}} = \frac{\text{la capacité portante pour différent position de la semelle}}{\text{la capacité portante pour } b/B=0}$$



Figures V.7 Variation de $i_{\gamma(b/B)}$ avec b/B .

- D'après ces figures il est clair que le rapport de la capacité portante du sol augmente plus qu'on s'éloigne de la crête.
- L'effet de la présence du talus est presque négligeable à partir de $b/B=1$ et le taux d'augmentation du rapport $i_{\gamma(b/B)}$ obtenus par la présente étude décroît légèrement avec l'augmentation de b/B . A la particularité qui est constatée dans les cas où $b/B=1$ et $b/B=1.5$.

- Dans un autre lieu et d'après les **figures V.7** on remarque que la valeur maximale du rapport de la capacité portante diminue graduellement pour les cas ou ($e=30-40\text{mm}$) et ($b/B=1-1.5$) cela due à l'accroissement de l'excentricité de la semelle qui provoque une rotation de cette dernière voir **figure V.8**.

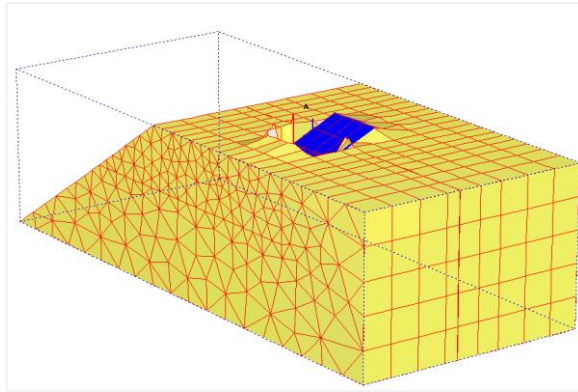
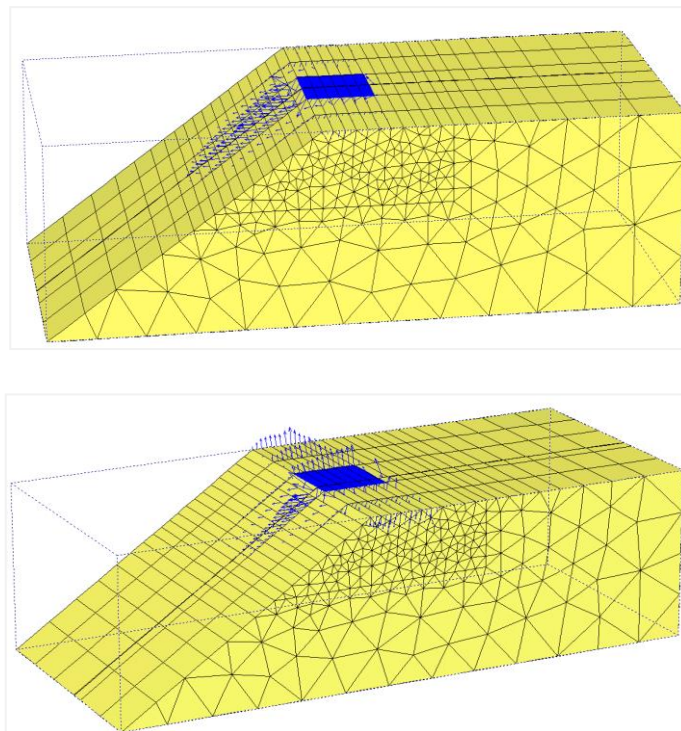


Figure V.8 Rotation de la semelle due à l'accroissement de l'excentricité.

- Une diminution étonnante de la valeur de la capacité portante dans le cas ou $e=30-40\text{mm}$ et $b/B=0$ est due à la combinaison de l'intensité de glissement de la semelle vers le sens de la crête en même temps que sa rotation due à l'excentrement de la charge. Voir **figures V.9**.



Figures V.9 Comportement de la semelle pour le cas ou $b/B=0$, $e=40\text{mm}$.

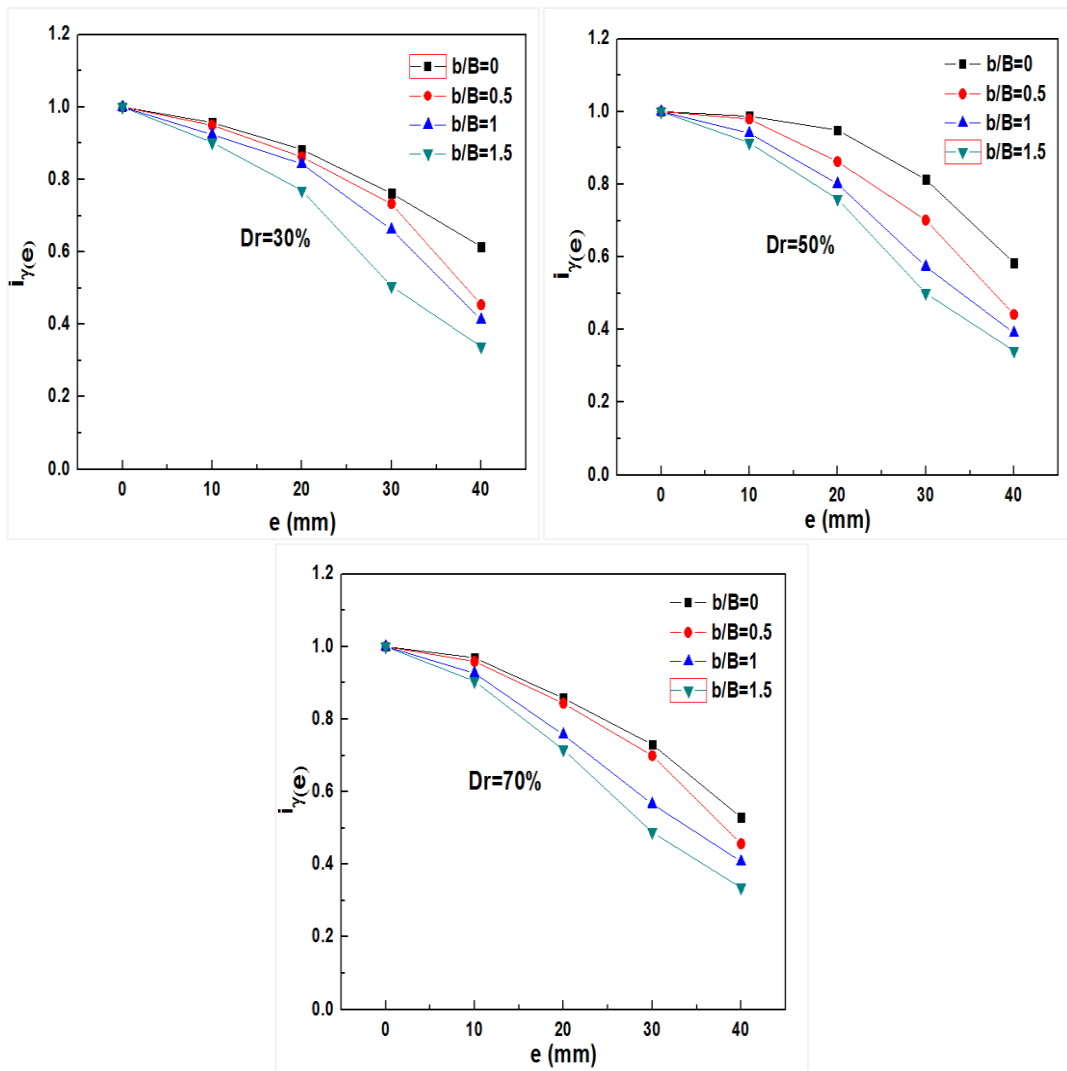
- Le mode de rupture dépend de l'emplacement de la semelle, de l'excentricité de la charge par rapport à la pente, ainsi qu'on peut percevoir que le comportement de la fondation est complètement modifié par rapport à celui placé sur un sol horizontal.

V.4.1.c Effet de l'excentricité

Plusieurs modèles numériques ont été menés sous l'effet des différentes charges excentrées d'une semelle carrée posée sur une pente dont le but d'estimer la valeur de la capacité portante. Les figures V.10 représentent la variation $i_{\gamma(e)} = f(e)$.

Sachant que :

$$i_{\gamma(e)} = \frac{q(e)}{q(e=0)} = \frac{\text{la capacité portante pour différent position de l'excentricité}}{\text{la capacité portante pour } e=0}$$



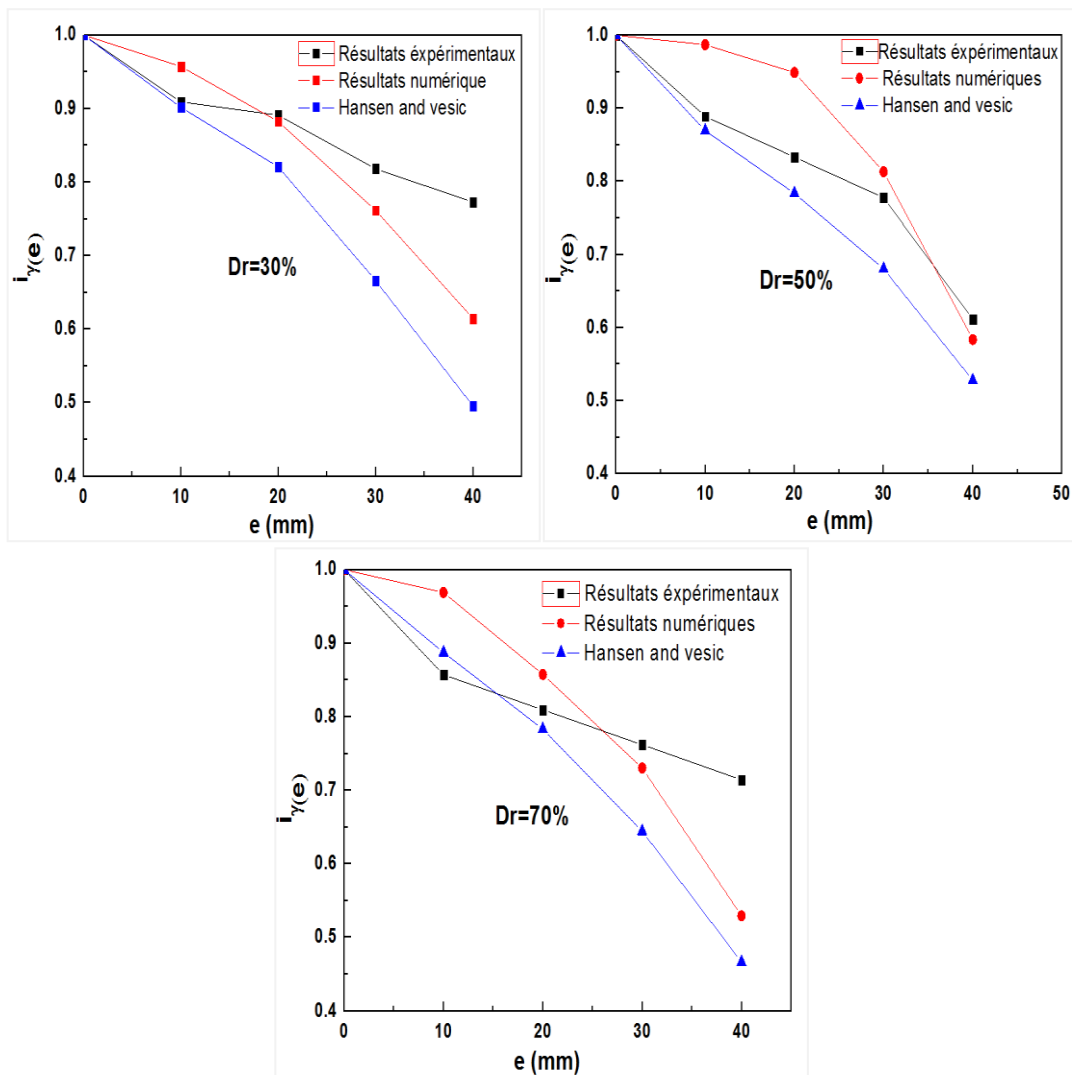
Figures V.10 Variation de $i_{\gamma(e)}$ en fonction de e .

D'après ces figures on peut noter que :

- La capacité portante diminue lorsque l'excentricité de la charge augmente quelque soit la position de la semelle par rapport à la crête.
- Quelque soit la densité relative du sol une réduction dans la valeur du rapport de la capacité portante à été remarqué due à l'augmentation de l'excentricité.
- Plus qu'on s'éloigne de la crête on constate que l'effet de l'excentricité est remarquable car la présence du talus déséquilibre le mode de rupture.

V.4.1.d Comparaisons des résultats

Les figures V.11 et V.12 représente la confrontation des résultats expérimentaux, numériques et ceux de la littérature des rapports de la capacité portante pour une semelle carrée posée sur une surface d'un talus soumise à des chargements centrées et excentrées.



Figures V.11 Comparaison des résultats pour différentes densités relatives.

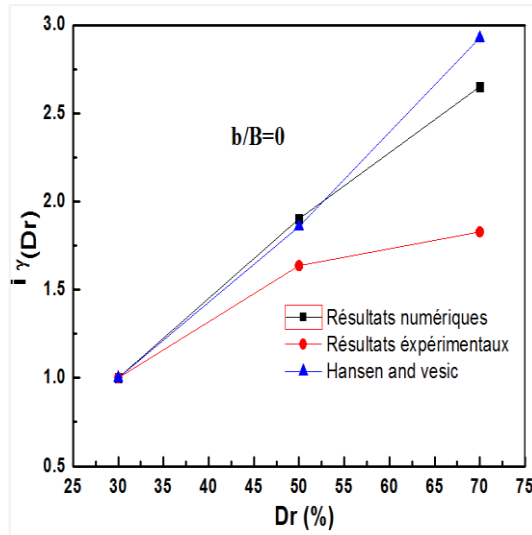


Figure V.12 Comparaison des résultats pour le cas : $b/B=0$.

Cette étude a permis de montrer l'écart entre les résultats des rapports de la capacité portante obtenus pour différentes études (expérimentales, numériques et de la littérature), pour les différentes valeurs de la densité relative **figures V.11**, et on a pu aussi comparer ces résultats pour le cas où la semelle est posée près de la crête ($b/B=0$) voir **figure V.12**.

A cet effet on constate que la tendance des courbes obtenues à partir des résultats expérimentaux est presque similaire à celles des résultats numériques et de la littérature. En outre, une variation dans les amplitudes entre les résultats expérimentaux et celles des résultats numériques. Cet écart entre les résultats peut être attribué à l'effet d'échelle, le modèle géométrique choisi et les caractéristiques géotechniques selon le modèle du comportement utilisé.

V.4.2 Cas d'une charge centrée incliné

Soixante douze modèles d'essais sont mis au point dans des conditions de la charge centrée, centrée inclinée. Le programme détaillé est mentionnés dans le **tableau V.3**.

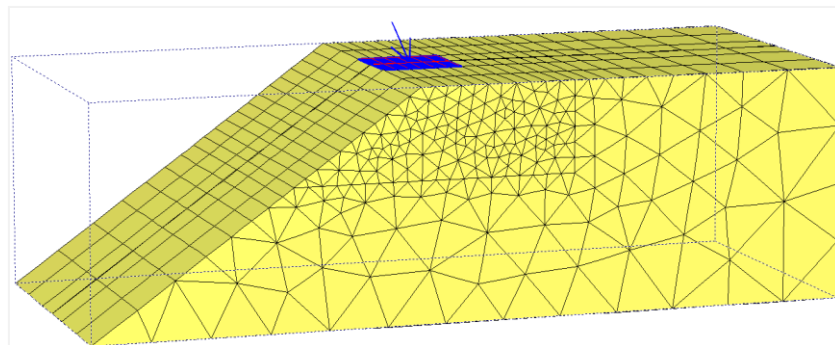
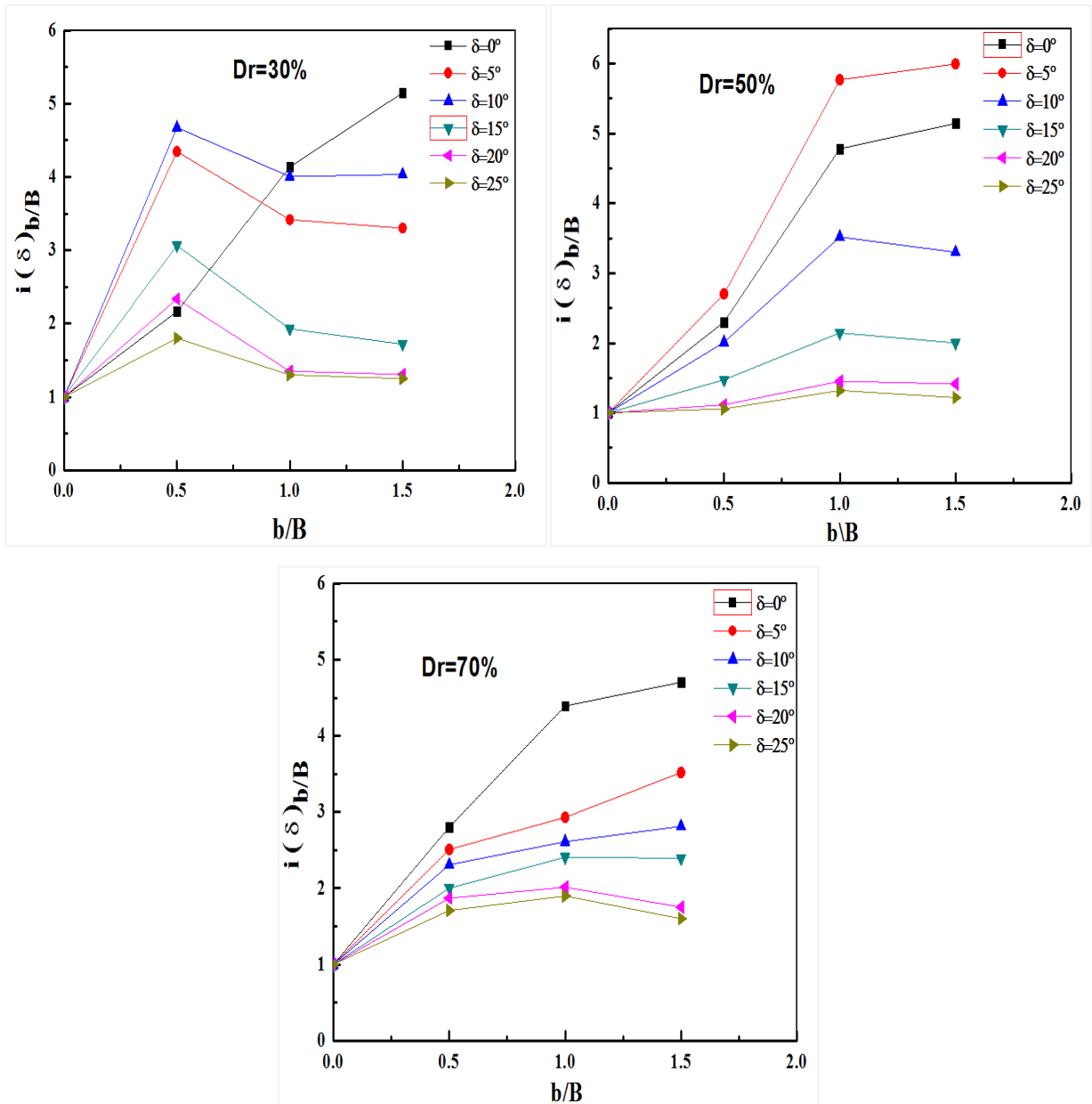


Figure V.13 Modèle numérique étudié pour $b/B=0$, $\delta=10^\circ$.

V.4.2.a Effet de la pente

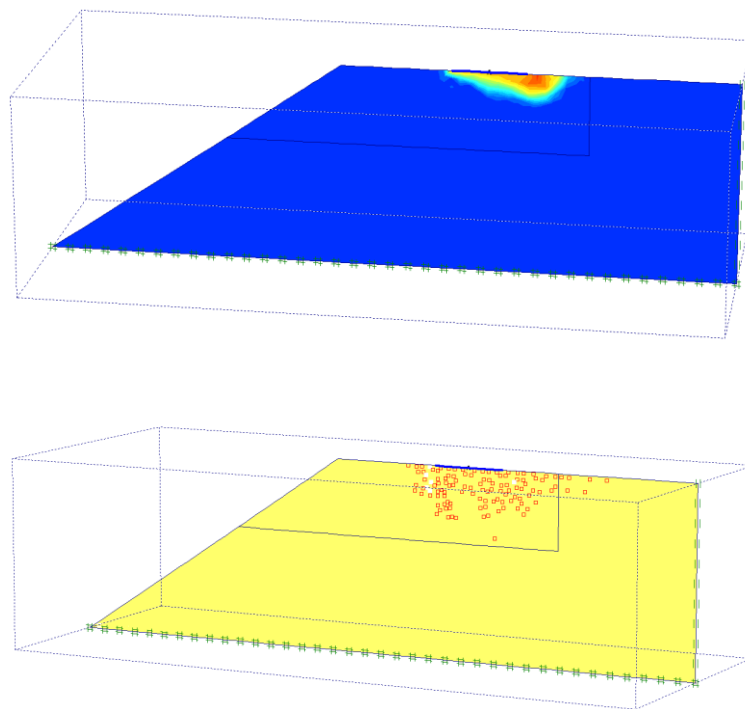
Pour mieux comprendre le comportement ainsi que le mode de rupture de la semelle carrée sous l'effet de différentes charges centrées inclinées et leurs positions par rapport à la crête, différentes courbes de la variation de $i_{(\delta) b/B}$ en fonction de b/B ont été tracées en se basant sur les résultats numériques. Sachant que :

$$i_{(\delta) b/B} = \frac{q(b/B)}{q(b/B=0)} = \frac{\text{la capacité portante pour différent position de } b/B}{\text{la capacité portante pour } b/B=0}$$



Figures V.14 Variation de $i_{(\delta) b/B}$ en fonction de b/B .

- Une stabilité distincte du rapport de la capacité portante particulièrement entre les cas où ($b/B=1$ et 1.5) quelque soit l'inclinaison de la charge.
- L'effet de la pente est minimisé lorsque la charge est inclinée dans un sens opposé de la face de la pente.
- D'après les figures ci-dessus et dans les cas où ($b/B=0.5$, $Dr=30\%$) et ($b/B=1$, $Dr=50\%$), on a pu constater que la présence de la charge inclinée dans le sens opposé de la crête fait augmenter la valeur du rapport de la capacité portante et elle stabilise l'effet de glissement du talus.
- l'effet de la présence du talus est quasiment inaperçu au delà de $b/B=1$ et le taux d'augmentation du rapport $i_{\delta(b/B)}$ obtenus par la présente étude décroît légèrement avec l'augmentation de b/B .
- L'inclinaison de la charge fait changer le mécanisme de rupture par rapport au cas de la charge centrée ou excentrée, ainsi qu'on peut percevoir que le comportement de la fondation est complètement modifié.



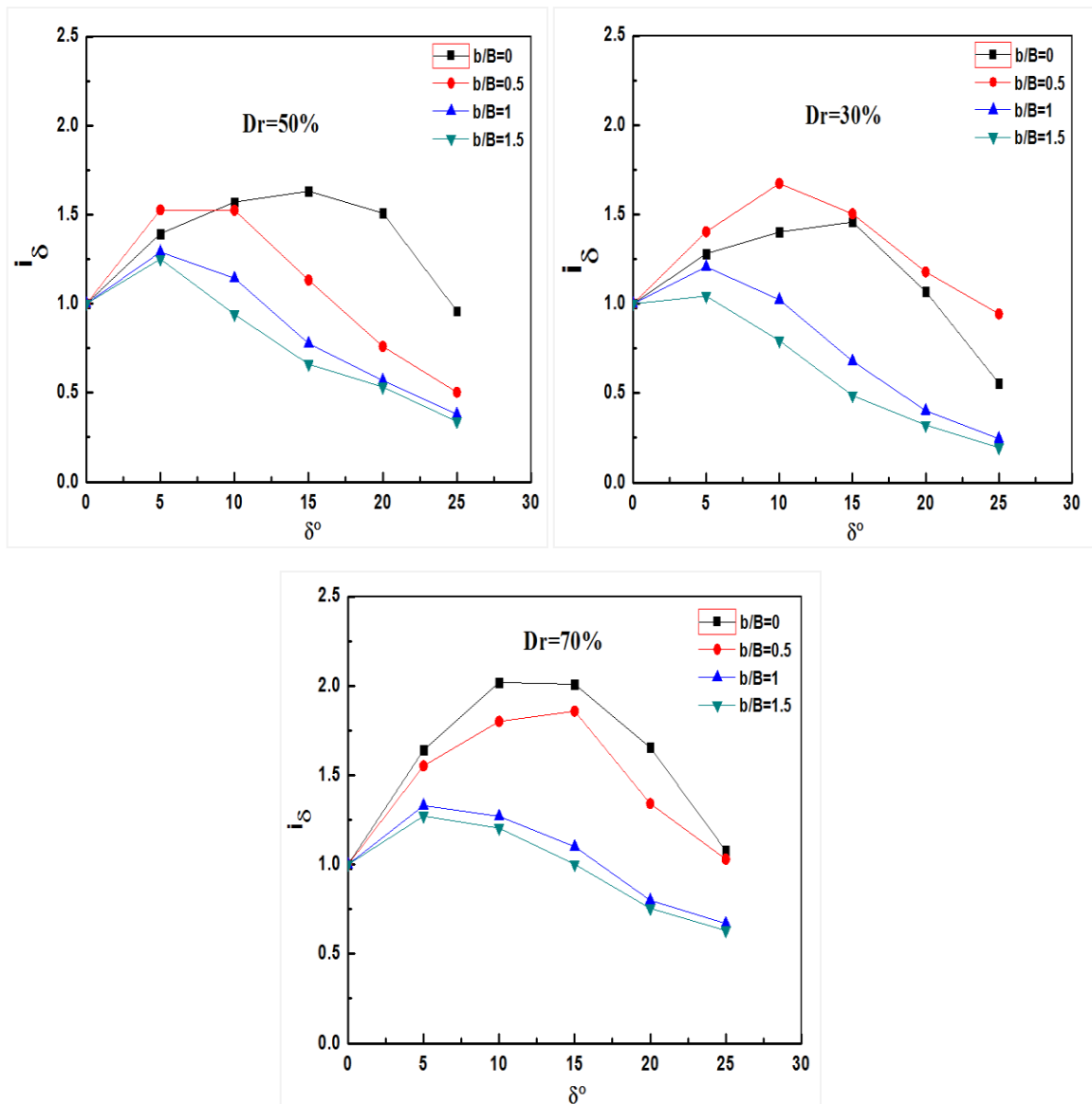
Figures V.15 Mécanisme de rupture pour $b/B=1$, $\delta=25^\circ$.

V.4.2.b Effets de la densité relative pour différents cas de b/B

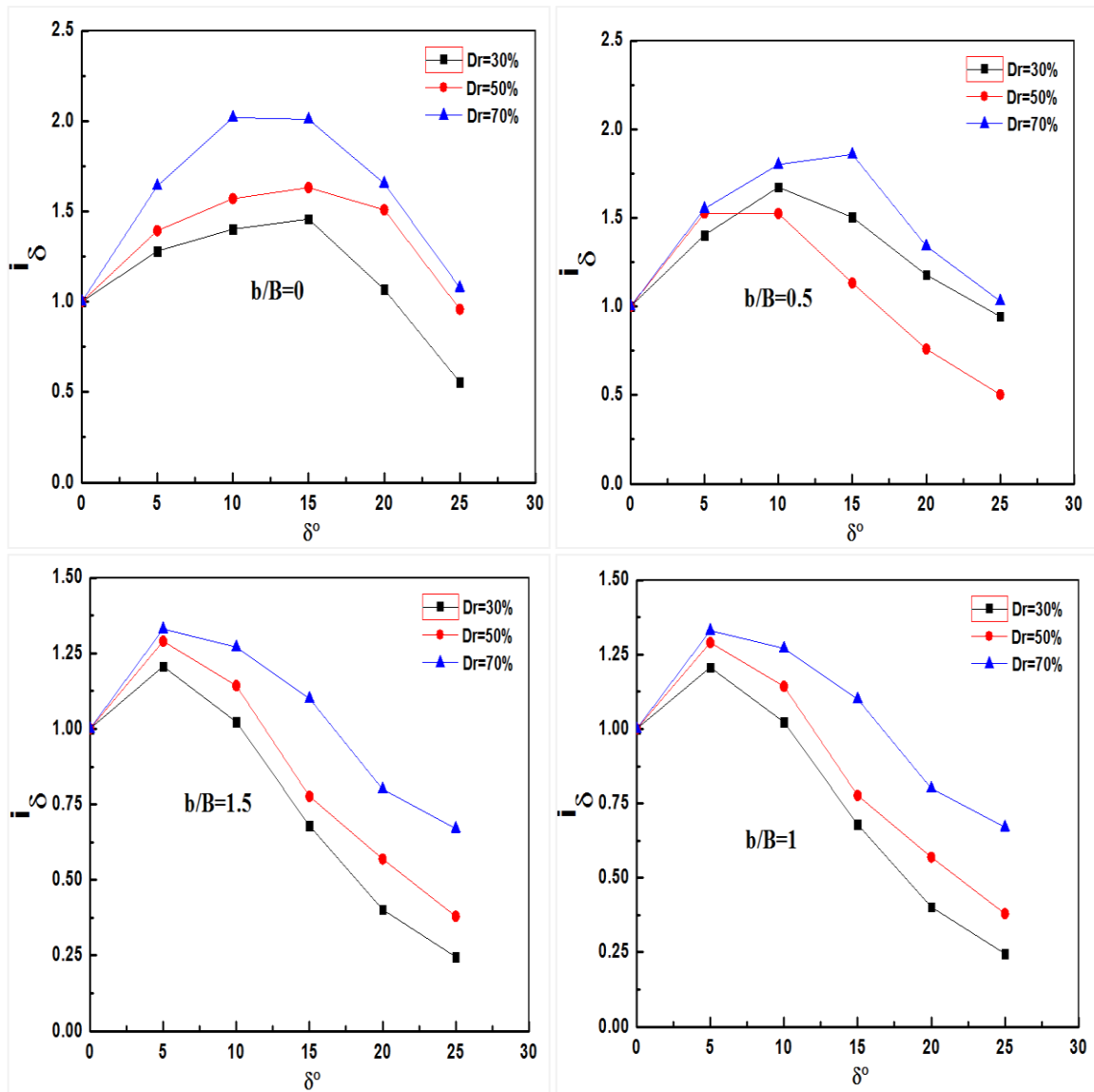
Plusieurs modèles numériques en été menés sous l'effet des différentes inclinaisons de la charge et leurs emplacements par rapport à la crête de la pente.

Différentes courbes de la variation de $i_{\delta}=f(\delta)$ ont été tracées en se basant sur des résultats numériques. Sachant que :

$$i_{\delta} = \frac{q_{\delta}}{q_{\delta=0}} = \frac{\text{la capacité portante pour différent inclinaisons de } \delta}{\text{la capacité portante pour } \delta=0}$$



Figures V.16 Variation de i_{δ} pour différents cas de b/B.

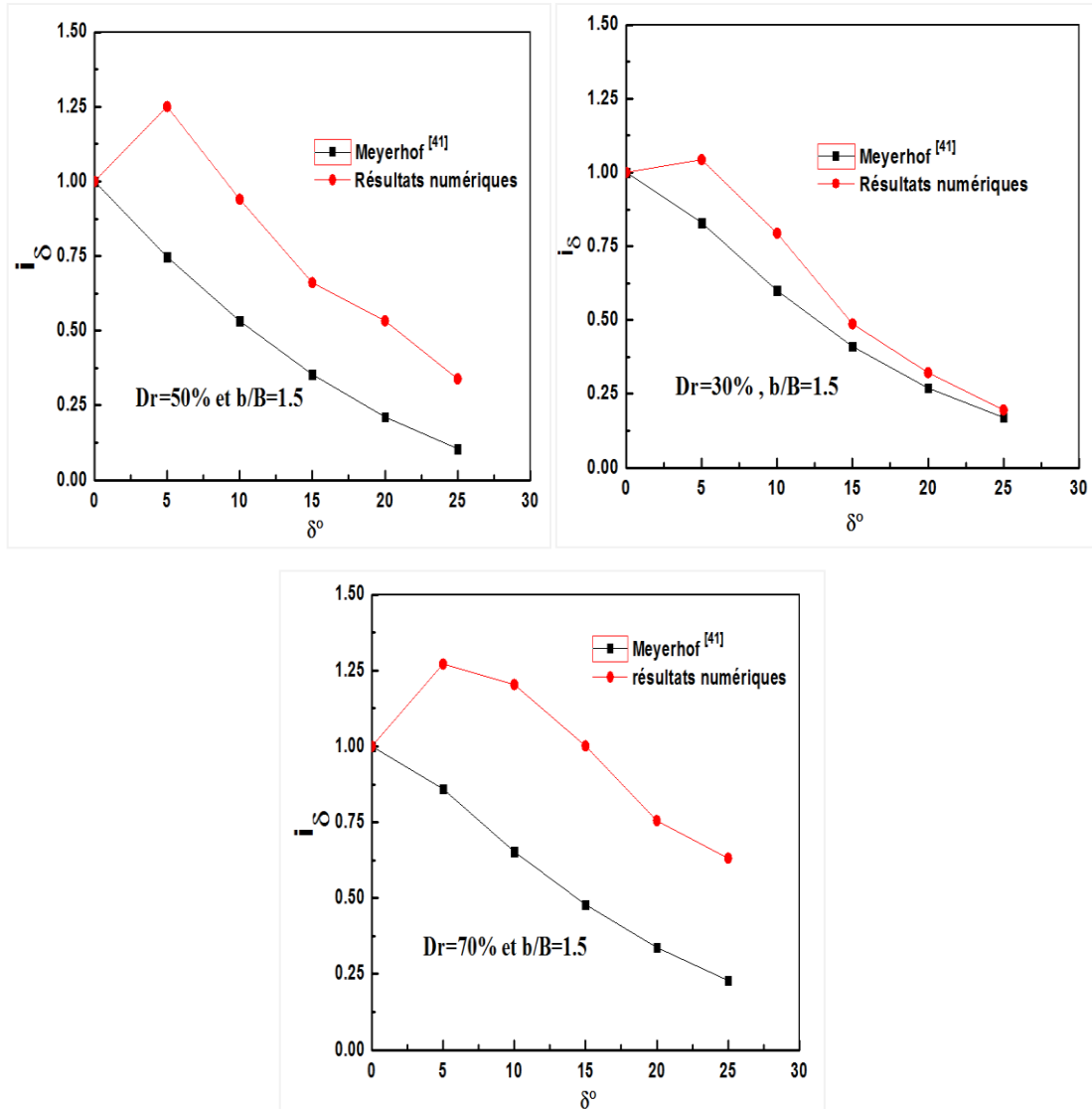


Figures V.17 Variation de $i(\delta)$ pour différents cas de Dr .

- A l'examen de ces graphes, on constate que la capacité portante augmente avec l'accroissement de la densité relative quelque soit le degré d'inclinaison de la charge également la position de la semelle par rapport à la crête.
- On tien a signalé que pour les cas ou $b/B=0$ et $b/B=0.5$, la variation de degré d'inclinaison de charge à un effet bénéfique sur le rapport de la capacité portante dans l'intervalle de 5° à 15° . Au delà de cette valeur on a constaté une diminution de la valeur de la capacité portante due un glissement qui se produira entre sol-semelle.
- Pour les cas ou $b/B=1$ et $b/B=1.5$, l'effet de la pente est presque négligé comme il est cité précédemment et la présence d'une charge inclinée fait diminuée la valeur du rapport de la capacité portante d'une manière remarquable.

- Cette particularité peut être expliquée par la diminution du potentiel de glissement vers la pente cela du fait de la charge inclinée qu'elle à couvert l'effet de la pente, à l'exception de la densité relative de 70%.

V.5 Comparaison des résultats obtenus avec ceux de la littérature



Figures V.18 Comparaisons des résultats.

Les figures V.18 représentent la confrontation entre les résultats d'études numériques et celles de la littérature de la capacité portante pour une semelle carrée posée sur la surface d'un talus soumise à des chargements centrées, centrées inclinées.

Pour confirmer ces résultats on a choisi le cas extrême ou $b/B=1.5$ qui est presque similaires au cas d'un terrain horizontal qui a été comparés avec les travaux de Meyerhof [41] d'une semelle carrée posée sur un terrain horizontale.

Il en ressort que les résultats trouvés lors de cette étude ont la même allure avec ceux de Meyerhof ^[41]. À l'exception dans les cas où l'inclinaison de la charge allant de 5° à 10° pour la différente densité relative du sol où une faible croissance de la capacité portante a été observée. En outre, une variation dans les amplitudes entre les résultats de la littérature et celles des résultats numériques.

Cet écart entre les résultats peut être attribué au modèle géométrique choisi ainsi que les caractéristiques géotechniques selon le modèle du comportement utilisé.

V.6 Conclusion

La modélisation numérique nous a permis l'examen de l'effet des charges centrées, excentrées et inclinées d'une semelle carrée construite sur la surface d'une pente sableuse, pour estimé la valeur de la capacité portante.

A l'issu de cette étude, quelques conclusions peuvent être formulées:

- La modélisation numérique, en utilisant le code des éléments finis Plaxis, donne des résultats acceptables concordant bien avec les résultats de la littérature.
- Une augmentation significative de la valeur du rapport de la capacité portante due à l'augmentation de la densité relative du sol.
- La valeur maximale du rapport de la capacité portante diminue progressivement due à l'accroissement de l'excentricité de la semelle et cela quelque soit la densité relative du sol.
- La valeur maximale du rapport de la capacité portante diminue graduellement pour les cas où ($e=30-40\text{mm}$) et ($b/B=1-1.5$) cela due à l'accroissement de l'excentricité de la semelle qui provoque une rotation de cette dernière.
- Une diminution étonnante de la valeur de la capacité portante dans le cas où ($e=30-40$)mm et ($b/B=0$). Cela due à la combinaison de l'intensité de glissement de la semelle vers le sens de la crête en même temps que sa rotation due à l'excentrement de la charge.
- Le rapport de la capacité portante du sol augmente plus qu'on s'éloigne de la crête.
- Plus qu'on s'éloigne de la crête on constate que l'effet de l'excentricité est remarquable car la présence du talus déséquilibre le mode de rupture.
- Une stabilité distincte de la capacité portante particulièrement au cas ($b/B=1$ et 1.5) quelque soit l'inclinaison de la charge.
- La capacité portante augmente avec l'accroissement de la densité relative quelque soit le degré d'inclinaison de la charge également la position de la semelle par rapport à la crête.

- On tien a signalé que pour les cas ou $b/B=0$ et $b/B=0.5$, la variation de degré d'inclinaison de charge dans un sens opposé de la face de la pente à un effet bénéfique sur la valeur du rapport de la capacité portante dans l'intervalle de 5° à 15° . Au delà de cette valeur on a constaté une diminution de la valeur du rapport de la capacité portante due un glissement qui se produira entre sol-semelle.

CONCLUSION GENERALE

Dans le présent travail nous nous sommes intéressés à une analyse numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle carrée soumise aux chargements centré, excentré et incliné situées au bord d'une pente sableuse. Pour atteindre l'objectif il nous a fallu un protocole d'essais expérimental plus un outil de calcul numérique permettant de traiter le problème dans sa globalité.

De ce point de vue, le protocole d'essais expérimental s'est révélé bien adapté à ce type d'étude. En plus, le calcul numérique nous a en effet permis d'obtenir des estimations de la capacité portante de la fondation, les déplacements ainsi que d'autres résultats que l'on n'a pas pu les obtenir expérimentalement.

On premier lieu on s'est intéressait à la réalisation du banc d'essais en respectant le dimensionnement de ce banc pour répondre aux conditions aux limites du problème traité dans le cadre d'une modélisation tridimensionnelle, relevant d'une analyse par le calcul à la rupture. Des différentes courbes ont été tracées à partir des résultats expérimentaux lors de cette partie, et les paramètres étudiés, sont la position de la semelle par rapport à la crête du talus l'excentricité de la charge et la variation des différentes densités relative.

Nous avons à ce titre, pu évaluer l'influence des paramètres déjà cités sur la capacité portante des fondations placées à proximité d'une pente sableuse.

A l'issue des résultats obtenus dans cette première étape on a pu retenir que : l'excentricité de la charge par rapport au centre de la semelle carrée réduit considérablement la capacité portante ultime de cette semelle et plus que l'excentricité augmente, la capacité portante diminue. Tandis que la capacité portante augmente lorsque la distance de la fondation s'éloigne de la pente. Ainsi, on peut conclure que les déplacements des semelles dépendent du degré de la charge appliqué, de la densité relative du sable et de l'excentricité de la charge.

Un calcul numérique tridimensionnel de la capacité portante d'une fondation superficielle carrée soumise aux chargements centré, excentré et incliné situées au bord d'une pente sableuse a été mené dans un second lieu. Les résultats basés sur l'analyse numérique, montrent la bonne adaptation de cette approche pour le traitement des problèmes de ce type. Ainsi, la méthode d'estimation numérique dans cette étude se présente comme un outil d'aide à l'identification du comportement de la semelle et d'autres paramètres qu'on n'a pas pu les estimer expérimentalement.

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

Les résultats numériques on montrés que les résultats obtenus sont similaires aux résultats expérimentaux pour le cas de la semelle carrée soumise au chargement excentrée situées au bord d'une pente

Pour le cas de la semelle carrée soumise aux chargements centré incliné situées au bord d'une pente on a pu aussi retenir que l'augmentation de l'inclinaison de la charge diminue la valeur de la capacité portante et que l'inclinaison de la charge dans le sens inverse de la face de la pente fait réduire l'effet du talus.

Au fur et à mesure que la densité relative du sol augmente, la capacité portante du sol augmente et les tassements équivalents diminuent, un fait qui peut être clarifié par le compactage des grains de sol. Aussi les tassements augmentent considérablement du moment qu'on se rapproche de la crête de la pente quelque soit le type de chargement. Encore un effet de glissement se produira dans de grande inclinaison de la charge surtout dans les sols de grande densité relative.

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

References Bibliographiques

- [1] Albusoda, B. S., & Hussein, R. S. (2013). Bearing capacity of eccentrically loaded square foundation on compacted reinforced dune sand over gypseous soil. *Paper presented at journal of earth sciences and geotechnical engineering*, vol 3, no. 4, pp. 47–62.
- [2] Algin, H. M. (2009). Elastic settlement under eccentrically loaded rectangular surface footings on sand deposits. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(10), 1499-1508.
- [3] Azzouz, A. S., & Baligh, M. M. (1983). Loaded areas on cohesive slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(5), 724-729.
- [4] Baazouzi, M., Benmeddour, D., Mabrouki, A., & Mellas, M. (2016). 2D numerical analysis of shallow foundation rested near slope under inclined loading. *Procedia Engineering volume 143*, pp. 623–634.
- [5] Badakhshan, E., & Noorzad, A. (2015). Load eccentricity effects on behavior of circular footings reinforced with geogrid sheets. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7(6), 691-699
- [6] Bakir N., Garnier J., Canepa Y. (1994) Etude sur modèles centrifugés de la capacité portante de fondations superficielles. *Série Géotechnique GT 59, LCPC*.
- [7] Biarez, J., Burel M., & Wack B. (1961). Contribution à l'étude de la force portante des fondations, in *Proc., V Intl. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, France*, 1: 603.
- [6] Bourges F. (1993). Cours de mécanique des sols. Les tassements dans les sols. Les fondations. *Université de Nantes. Maîtrise de sciences et techniques de travaux publics et maritimes*.
- [7] Bowles, J. E. (1988). Foundation analysis and design. *Mc Graw-Hill, New York*. 4th ed.
- [8] Bushra, S. A. & Rusul, S. H. (2013). Bearing capacity of eccentrically loaded square foundation on compacted reinforced dune sand over gypseous soil. *Paper presented at journal of earth sciences and geotechnical engineering*, vol 3, no. 4, pp. 47–62.
- [9] Caquot, A. I. (1934). Équilibre des massifs à frottement interne: stabilité des terres, pulvérulentes ou cohérentes. *Gauthier-Villars*.
- [10] Caquot, A. I., & Kérisel, J. L. (1948). Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations. *Gauthier-Villars*.
- [11] Caquot, A.I., Kérisel J. (1953). Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent. *Comptes rendus, 3ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Zürich*, vol. 1, 336-337.

- [12] Caquot, A.I., & Kerisel, J. (1966). *Traité de mécanique des sols. 4^{ème} édition, Gauthier-Villars, Paris*, 506 pages.
- [13] Cornelissen, J. H. C., Lavorel, S., Garnier, E., Diaz, S., Buchmann, N., Gurvich, D. E., ... & Pausas, J. G. (2003). A handbook of protocols for standardised and easy measurement of plant functional traits worldwide. *Australian journal of Botany*, 51(4), 335-380.
- [14] Costet, J., Sanglerat, G., Biarez, J., & Lebel, P. (1969). *Cours pratique de mécanique des sols*. Dunod.
- [15] Costet, J., & Sanglerat, G. (1981). 1983. *Cours Pratique de Mécanique des Sols*.
- [16] Cure, E., Turker, E., & Uzuner, B. A. (2014). Analytical and experimental study for ultimate loads of eccentrically loaded model strip footings near a sand slope. *Ocean Engineering*, 89, 113-118.
- [17] Davis, E. H., & Booker, J. R. (1973). Some adaptations of classical plasticity theory for soil stability problems. *In Published in the Proceedings of the Symposium on the Role of Plasticity in Soil Mechanics, September 13-15, 1973, Cambridge, England*.
- [18] De Beer, E. E. (1965). Bearing capacity and settlement of shallow foundation on sand. *In Proc. Of Symposium held at. Duke University* (pp. 15-34).
- [19] Eurocode 7 (1996). Norme XP 1997-1 : Calcul géotechnique. Déc. 1996, AFNOR. Filliat, G. (1981). *La pratique des sols et fondations Éditions du Moniteur. N ISBN, 2-86282*.
- [20] Frontard, J. (1936). Calculations on the stability of earth dams. *In Transactions of the 2nd Congress on Large Dams* (Vol. 4, pp. 288-293).
- [21] Gemperline, M. C. (1988). Coupled effects of common variables on the behavior of shallow foundations in cohesionless soils. *Centrifuge 88*, 285-292.
- [22] Georgiadis, K. (2010). Undrained bearing capacity of strip footings on slopes. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 136(5), 677-685.
- [23] Giroud, J. P., Tran-Vô-Nhiem (1971). Force portante d'une fondation sur une pente. *Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des travaux publics, Paris, n°283-284, Série « Théories et méthodes de calcul, n° 142, 132-179*.
- [24] Giroud, J. P., Darrasse, J., & Bachus, R. C. (1993). Hyperbolic expression for soil-geosynthetic or geosynthetic-geosynthetic interface shear strength. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(3), 275-286.

- [25] Gorbunov-Posadov, M. I. (1965). Calculations for the stability of a sand bed by a solution combining the theories of elasticity and plasticity. *Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal*, vol. 2, 51-55.
- [26] Graham, J., Andrews, M., & Shields, D. H. (1988). Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(2), 238-249.
- [27] Griffiths, D. V. (1982). Computation of bearing capacity factors using finite elements. *Geotechnique*, 32(3), 195-202.
- [28] Hansen, J. B. (1955). Calculation of settlements by means of pore pressure coefficients. *Denmarks Acad. of Technical Sciences*.
- [29] Hansen, J. B. (1961). The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. *Geoteknisk Instit., Bull.*
- [30] Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, n° 28, 5-11.
- [31] Kézdi, Á., & Rétháti, L. (1988). *Soil mechanics of earthworks, foundations, and highway engineering* (Vol. 3). Elsevier.
- [32] Krabbenhoft, S., Damkilde, L., & Krabbenhoft, K. (2014). Bearing capacity of strip footings in cohesionless soil subject to eccentric and inclined loads. *International Journal of Geomechanics*, 14(3), 04014003.
- [33] Kumbhojkar, A. S. (1993). Numerical evaluation of Terzaghi's $N \gamma$. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(3), 598-607.
- [34] 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.
- [35] Lancellotta, R. (1995). *Geotechnical engineering*. A.A. Balkema, Rotterdam, 436 pages.
- [36] Lebègue, Y. (1972): "Pouvoir portant du sol sous une charge inclinée," *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, No. 292, pp. 1-44.
- [37] Lebègue Y. (1981). Fondations superficielles. « La pratique des sols et des fondations », *sous la direction de G. Filliat, Éditions du Moniteur, Paris*, 319-353.
- [38] 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. Doi: 10.1139/t08-015.

- [39] Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., & Mellas, M. (2010, July). Etude numérique de la capacité portante d'une fondation filante au bord d'une pente. *In Journées nationales de géotechnique et géologie de l'ingénieur JNGG* (Vol. 1, pp. 489-496).
- [40] Maréchal O. (1999). Portance des fondations superficielles établies à proximité de talus et soumises à des charges inclinées et excentrées. *Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes*, 357 pages.
- [41] Meyerhof, G.G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *In proc. of the 3rd Int. Conf, on SMFE* .vol 1. pp. 440–445.
- [42] Meyerhof, G. G. (1957). The ultimate bearing capacity of foundations on slopes." *Proceedings of the 4th Int. conf. S.M.F.E.*, vol. 3, pp. 384–386.
- [43] Meyerhof, G. G. (1961). Discussion on «Foundations other than piled foundations». *In Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris* (Vol. 3, p. 193).
- [44] Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, vol. I, No. 1, pp. 16–26.
- [45] Moreau, J. J. (1967). Fonctionnelles convexes: Séminaire sur les équations aux dérivées partielles II, Collège de France 1966-1967. Collège de France.
- [46] Muhs, H. (1969). Neue Erkenntnisse über die Tragfähigkeit von flach gegründeten Fundamenten aus Großversuchen und ihre Bedeutung für die Berechnung. *Bautechnik*, 46, 181-191.
- [47] Ouahab, M. Y., Mabrouki, A., Benmeddour, D & Mellas, M. (2016). Bearing capacity of strip footing on frictional soil under inclined load. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Nancy 2016*.
- [48] Ouahab, M. Y., Mabrouki, A., Mellas, M., & Benmeddour, D. (2018). Effect of load eccentricity on the bearing capacity of strip footings on non-homogenous clay overlying bedrock. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 5(2), 169-186.
- [49] Prakash, S., & Saran, S. (1971). Bearing capacity of eccentrically loaded footings. *Journal of SM & FE division, ASCE* 97, pp. 901–921.
- [50] Prandl, L. (1920). Über die Härte plastischer Körper. *Nachrichten der Königlichen Gesellschaft für Wissenschaften, Göttingen, Math. Phys. Kl*, 74.
- [51] Prandl, L. (1921). Hauptaufsätze: Über die eindringungsfestigkeit (härte) plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden. *Journal of Applied Mathematics and Mechanics*. 1, 1 (1921) 15-20.

- [52] Prat, M., Bisch, P. H., Millard, A., Mestat, P., & Pijaudier-Calot, G. (1995). *La modélisation des ouvrages*. 1995.
- [53] Purkayastha, R. D., & Char, A. N. (1977). Stability analysis for eccentrically loaded footings. *J. Geotech. Eng.* 103(6), pp. 647–651.
- [54] Raes, P. E. (1941). Het oppersingsvraagstuk bij een strookvormig fundament. *Technisch-Wetenschappelijk Tijdschrift, Bd, 10*, 261-263.
- [55] Rankine, W. M. (1856). On the Stability of Loose Earth. *Proceedings of the Royal Society of London*, 185-187.
- [56] Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem. *In Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics* (pp. 295-311). Delft.
- [57] Saran, S., Sud, V. K., & Handa, S. C. (1989). Bearing capacity of footings adjacent to slopes. *Journal of geotechnical engineering*, 115(4), 553-573.
- [58] Schultze, H. E., & Schwick, G. (1952). Über den Mechanismus der Thrombinbildung im isolierten System. *Hoppe-Seyler's Zeitschrift für physiologische Chemie*, 289(1), 26-43.
- [59] Shields, D., Chandler, N., & Garnier, J. (1990). Bearing capacity of foundations in slopes. *Journal of geotechnical engineering*, 116(3), 528-537.
- [60] Shukla, R. P., & Jakka, R. S. (2017). Critical setback distance for a footing resting on slopes. *Acta Geotechnica Slovenica*, 14(2), 18-31.
- [61] Skempton, A. W. (1951). The bearing capacity of clays. *Selected Papers on Soil Mechanics*, 50-59. Skempton A. The bearing capacity of clays. (1951).
- [62] Sokolovski V. Statics of Soil Media (translated from Russian by DH Jones and AN Schofield). Butterworth, London, England. 21, (1960) 369-95.
- [63] Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. John Wiley and sons Inc New York, 5th ed.
- [64] Tran-Vo-Nhiem (1965) "Contribution à l'étude de la force portante limite des fondations superficielles dans un milieu à deux dimensions : Fondations à charge inclinée et excentrée et fondation sur talus", *Thèse de spécialité de la faculté des sciences de l'université de Grenoble*.
- [65] Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J. Soil mech. Found.Div, ASCE* 99, No. SM1, 45–73.
- [66] Vesic, A. S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. *Foundation engineering handbook*.

[67] Zhu, F. (1998). Centrifuge modelling and numerical analysis of bearing capacity of ring foundations on sand. *Faculty of engineering and applied science Memorial university of newfoundland*.

[68] Zienkiewicz, O. C. (1975) The finite element method and boundary solution procedures as general approximation methods for field problems. In: *Proceedings of the World Conference on Finite Element Methods in Structural Mechanics, Bournemouth, England*. ed, pp.12-17.