

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
Ref :.....



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

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat LMD en Génie Civil

Spécialité : Modélisation numérique en génie civil

**Capacité portante des fondations sous charge inclinée
par approche numérique**

Présentée par :
Guetari Ahlem

Soutenue publiquement le 27/ 06 /2019

Devant le jury composé de :

| | | | |
|----------------------|------------|---------------|----------------------|
| Dr.TATI Abdelouahab | Professeur | Président | Université de Biskra |
| Dr. Benmebarek Sadok | Professeur | Rapporteur | Université de Biskra |
| Dr. Benmebarek Naima | Professeur | Co-Rapporteur | Université de Biskra |
| Dr.ABBECHE Khelifa | Professeur | Examineur | Université de Batna |
| Dr.DEMAGH Rafik | Docteur | Examineur | Université de Batna |

DEDICACE

Je dédie ce mémoire à toute ma famille, mon père, ma très chère mère que je leurs souhaite une longue vie, mes frères et toutes mes sœurs.

Je le dédie à mon mari **FERCHAT ABDELKRIM**, qu'il trouve à travers ce travail ma sincère reconnaissance, à mon adorable fils **FAROUK**

Que dieu bénisse ma petite famille.

Je vous souhaite la longue vie pleine de croyance, de bonheur et de santé.

Je le dédie à la famille de mon mari ma belle-mère, mon beau-père, que je leurs souhaite une longue vie, ses frères et ses sœurs, en particulier **Zahra**.

Mes meilleurs vœux à : tous mes amis

Guétari Ahlem

REMERCIEMENTS

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

A la fin de ce travail, je tiens à exprimer ma sincère gratitude et mes sincères remerciements à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce document. Je remercie:

➤ Je tiens à remercier très sincèrement le Professeur **Sadok BENMEBAREK** de l'université de Biskra, qui fut pour moi un directeur de thèse attentif et disponible malgré ses nombreuses charges. Ils ont été et resteront des moteurs de mon travail de chercheur.

➤ J'adresse de chaleureux remerciements à mon co-encadrant de thèse, **Naima BENMEBAREK**, Professeur à l'université de Biskra.

➤ Mention spéciale à **Mohamed Saddek Remadna** qui m'a supporté et m'a permis de me lever motivé, le cœur léger et l'esprit tranquille depuis le début de ma thèse. Très humblement, je voudrais te dire merci pour ton soutien pendant mes périodes des doutes et pour tes multiples encouragements répétés. Je voudrais aussi lui exprimer ma reconnaissance pour les conseils très précieux et les orientations qu'il m'a émis pour faire ce travail.

➤ Je tiens à remercier profondément les membres de jury:

❖ Monsieur **TATI Abdelouahab** Professeur à l'Université de Biskra, pour avoir accepté de présider le jury de mon mémoire.

❖ Monsieur **ABBECHÉ Khelifa** Professeur à l'Université de Batna, et Monsieur **DEMAGH Rafik** Docteur à l'Université de Batna, qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être mes examinateurs. Leurs idées me seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

➤ Je tiens à exprimer mes sincères remerciements ainsi que ma grande gratitude reconnaissance envers tous mes enseignants du « Département de Génie civil » à l'université de Biskra.

➤ Je souhaite également remercier : le Directeur des Travaux Publics Monsieur **KHALIL Mohamed Mansour**, le Chef Service Monsieur **ALLACH Yacine**, les Chef de Subdivision des Travaux Publics Biskra Monsieur **GUETTAF TEMAM Mohamed Larbi** et Monsieur **AISAOUI Fouzi** et tous mes collègues de "Direction des Travaux Publics à Biskra".

➤ Je tiens à remercier enfin toute ma famille surtout Mon Père, Ma Mère, Mon Marie et tous ceux qui par leur compétence, leur amitié, leur soutien, leurs encouragements ou tout simplement leur présence ont contribué à la réalisation de ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

RESUME

La capacité portante des fondations superficielles est l'un des domaines les plus importants des études dans l'ingénierie géotechnique. La plupart des études ont été effectuées sur le cas où la fondation est soumise à une charge verticale centrée. Alors que les fondations superficielles sont souvent soumises à des charges excentrées et/ou inclinées (moments de flexion et des efforts tranchants transmis par la superstructure). Toutefois, lorsque la fondation est soumise à une charge inclinée et/ou excentrée, sa stabilité devient un problème majeur en géotechnique. Cependant, les projets d'installation de plates-formes pétrolières et gazières en mer a donné un intérêt important pour la compréhension du comportement ainsi que les mécanismes de rupture des fondations superficielles sous chargement incliné et/ou excentré, ce qui va conduire à l'amélioration des méthodes d'estimation de la capacité portante de ce type de fondations.

Par ailleurs, le code de différences finies Flac a été utilisé dans cette thèse pour évaluer numériquement la capacité portante des fondations superficielles en utilisant une loi de comportement de Mohr Coulomb associée et non associée. Toutes fois l'analyse numérique a été effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques. Les résultats obtenus montrent que pour le cas d'une semelle reposant sur la surface libre du sable et soumise à un chargement vertical excentré, les valeurs des capacités portantes calculées en utilisant l'approche de la largeur effective de Meyerhof ont tendance à sous-estimer les capacités portantes notamment, quand les excentricités sont importantes. On note que sur la base des résultats obtenus par l'analyse numérique, une nouvelle conception est proposée pour la largeur effective. Pour le cas d'une semelle encastree dans un sable et sous un chargement vertical excentré, la variation de facteur de réduction (RF) avec l'augmentation du rapport d'excentricité est parabolique, et tend à être linéaire avec l'augmentation de l'encastrement de la semelle. Pour le cas d'une semelle reposant sur la surface libre du sable et soumise à un chargement incliné centré, le facteur d'inclinaison dépend uniquement de l'angle d'inclinaison α . Les résultats de cette étude, ont fait l'objet d'une confrontation avec ceux de la littérature.

Mots-clés: fondation superficielle, capacité portante; modélisation numérique; excentricité ; incliné.

ABSTRACT

The bearing capacity of shallow foundations is one of the most important areas of geotechnical engineering studies. Most studies focus on the case where the foundation is subjected to a vertically centered load. While shallow foundations are often subjected to eccentric and/or inclined loads (bending moments and shear forces transmitted by the superstructure). However, when the foundation is subjected to an inclined and / or eccentric load, their stability becomes a fundamental problem in geotechnical engineering. The increase in the installation of oil and gas platforms at sea has led to a growing interest Firstly to understanding the behavior and failure mechanisms of the superficial foundations under inclined and /or eccentric loading conditions, and secondly to improve the estimate of the ultimate bearing capacity.

The finite difference code Flac was used in this thesis, to evaluate numerically the bearing capacity of shallow strip footing for associated and non-associated Mohr-Coulomb soils and subjected to an eccentric or inclined load. The numerical analysis was performed by varying several geometric and mechanical parameters. The results obtained show that for the case of a strip footing rests on free surface of sandy soil and under an eccentric vertical loading, the load capacity values calculated using the Meyerhof's effective width approach tend to underestimate the capacities especially for large eccentricities. On the basis of the present results of the finite difference analysis, a new formula is proposed for the effective width. For the case of a strip footing embedded in the sand and under an eccentric vertical load, the variation of the reduction factor (RF) with the increase of the eccentricity ratio is parabolic, and tends to be linear as much as the depth of the footing increases. And for the case of a trip footing rests on free surface of sandy soil and under an inclined centred loading, it could be indicated with a very negligible error on the safety side that for design purposes, the inclination factor could be considered as dependent only on the angle of inclination α . The computational results are presented in the form of design tables and graphs, and compared with previous published results available in the literature.

Keywords: shallow foundation, bearing capacity; numerical modelling; eccentricity, inclined

ملخص

قدرة تحمل الأساسات السطحية هي واحدة من أهم مجالات الدراسات الهندسية الجيوتقنية. معظم الدراسات ركزت على الحالة التي يكون فيها الأساس يخضع لحمولة عمودية مركزية. في حين أن الأسس السطحية غالبًا ما تخضع لحمولة لامركزية و / أو مائلة (عزم الانحناء وقوى القص التي تنتقل عن طريق البنية العلوية). ومع ذلك، عندما تتعرض الأساسات لحمل لامركزي و / أو مائل، يصبح استقرارها مشكلة أساسية في الهندسة الجيوتقنية. أدت الزيادة في تركيب منصات النفط والغاز في البحر إلى زيادة الاهتمام من ناحية لفهم آليات السلوك والفشل في الأساسات السطحية تحت التحميل لامركزي و / أو المائل، ومن ناحية أخرى لتحسين تقدير قدرة التحمل القصوى.

في هذه الأطروحة تم استخدام برنامج (Fast Lagrangian Analysis of Continua) FLAC للتقييم العددي لقدرة تحمل الأساسات السطحية من أجل تربة غير متماسكة وفق معايير موهر كولومب المرتبطة وغير المرتبطة، ومعرضة لحمولة لامركزية و / أو مائلة. تم إجراء التحليل العددي عن طريق تغيير العديد من المعايير الهندسية والميكانيكية. النتائج التي تم الحصول عليها في هذه الدراسة تظهر أنه بالنسبة لحالة أساس فوق سطح حر من التربة الرملية وتحت تحميل رأسي لامركزي، فإن قيم قدرة التحمل المحسوبة باستخدام طريقة العرض الفعال لـ مايرهوف تميل إلى التقليل من قدرات التحمل خاصة بالنسبة للحمولات اللامركزية الكبيرة. على أساس النتائج الحالية، تم اقتراح معادلة جديدة للعرض الفعال. بالنسبة لحالة أساس سطحي منغمس في التربة الرملية وتحت تحميل رأسي لامركزي، فإن تغييرات معامل التخفيض تزيد مع زيادة نسبة لامركزية التحميل وتكون غير خطية وتميل إلى أن تكون خطية مع زيادة نسبة انغماس الأساس. وأما بالنسبة لحالة أساس سطحي فوق سطح تربة رملية وتحت حمولة مائلة مركزية، يمكن الإشارة مع وجود خطأ ضئيل جدا من ناحية السلامة انه من أجل التصميم يمكن اعتبار معامل الميل يعتمد فقط على زاوية الميل α . نتائج هذا البحث معروضة على شكل رسومات بيانية وجداول تصميمية وتم مقارنتها مع نتائج المؤلفين الآخرين المتوفرة في الأدبيات.

الكلمات المفتاحية: أساس سطحي، قدرة التحمل، نمذجة عددية، لامركزي، مائل.

Table des matières

| | |
|-----------------------|-----|
| Résumé | I |
| Abstract | II |
| Table des matières | III |
| Nomenclature | VII |
| Liste des figures | III |
| Liste des tableaux | X |
| Introduction générale | 1 |

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique des fondations superficielles

| | |
|--------------------------------------------------------------------------|----|
| 1.1 Généralités sur les fondations superficielles : | 4 |
| 1.1.1 Introduction : | 4 |
| 1.1.2 Comportement d'une semelle sous charge verticale centrée : | 5 |
| 1.1.3 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle : | 5 |
| 1.2 Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles : | 7 |
| 1.3 Bases conceptuelles des calculs de stabilité : | 9 |
| 1.3.1 La méthode de l'équilibre limite : | 9 |
| 1.3.2 La méthode d'analyse limite : | 10 |
| 1.3.3 Les calculs en déformations : | 12 |
| 1.3.4 Les méthodes dérivées des essais en place : | 14 |
| 1.4 Conclusion : | 14 |

Chapitre 2 : Aperçu sur la capacité portante d'une semelle superficielle

| | |
|--------------------------------------------------|----|
| 2.1 Introduction : | 16 |
| 2.2 Méthodes de calcul de la capacité portante : | 16 |
| 2.2.1 Méthode de Terzaghi : | 16 |
| 2.2.2 Formule générale de la charge limite : | 20 |
| 2.2.3 Méthode de Meyerhof : | 21 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.2.4 Méthode de Hansen (1970) : | 23 |
| 2.2.5 Méthode de Vesic (1973) : | 24 |
| 2.2.6 Eurocode 7 : | 25 |
| 2.3 Revue de la littérature sur la capacité portante d'une fondation superficielle soumise à différents chargement : | 28 |
| 2.3.1 Chargement vertical centré : | 28 |
| 2.3.2 Chargement vertical excentré : | 28 |
| 2.3.3 Chargement centré incliné : | 35 |
| 2.3.4 Chargement excentré incliné : | 36 |
| 2.4 Conclusion : | 41 |
| Chapitre 3 : Aperçu sur l'outil numérique utilisé et les modèles de comportement | |
| 3.1 Introduction : | 42 |
| 3.2 Description du code de calcul FLAC : | 42 |
| 3.2.1 Méthode des différences finis : | 42 |
| 3.2.2 Analyse Lagrangienne : | 43 |
| 3.2.3 Schéma de résolution explicite : | 43 |
| 3.2.4 Méthodologie de simulation avec Flac : | 46 |
| 3.2.5 Calcul avec Flac de la pression exercée par une semelle sur le sol de fondation : | 47 |
| 3.2.5.1 Largeur effective d'une semelle de fondation : | 47 |
| 3.2.5.2 Pression sur le sol d'une semelle de fondation : | 47 |
| 3.2.6 Interfaces : | 48 |
| 3.3 Modèles de comportement : | 49 |
| 3.3.1 Modèle élastique : | 49 |
| 3.3.1.1 Modèle élastique linéaire isotrope : | 49 |
| 3.3.1.2 Modèle élastique orthotrope : | 50 |
| 3.3.2 Lois de comportement élastoplastique : | 51 |
| 3.3.2.1 Surface de charge : | 52 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------|----|
| 3.3.2.2 Notion d'écrouissage : | 52 |
| 3.3.2.3 Règle d'écoulement plastique : | 53 |
| 3.3.3 Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb : | 54 |
| 3.4 Conclusion : | 57 |

Chapitre 4 : Effet de la charge excentrée sur la capacité portante d'une fondation

filante sur sol sableux

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.1 Introduction : | 58 |
| 4.2 Vue d'ensemble des travaux antérieurs : | 60 |
| 4.3 Procédure de modélisation numérique : | 62 |
| 4.4 Résultats des calculs et discussions : | 64 |
| 4.4.1 Validation: | 64 |
| 4.4.2 Semelle filante reposant sur une surface libre et soumise à une charge verticale excentrée | 65 |
| 4.4.3 Semelle filante encastrée à une certaine profondeur et soumise à une charge verticale excentrée | 71 |
| 4.5 Conclusion : | 83 |

Chapitre 5 : Évaluation numérique du facteur d'inclinaison (i_γ) des semelles filantes sur sol sableux basées sur l'analyse Probe

| | |
|-------------------------------------------|----|
| 5.1 Introduction : | 85 |
| 5.2 Procédure de modélisation numérique : | 86 |
| 5.3 L'analyse Probe : | 89 |
| 5.4 Résultats de calculs et discussions : | 89 |
| 5.4.1 Chargement vertical centré : | 89 |
| 5.4.2 Chargement incliné centré : | 89 |
| 5.5 Conclusions : | 96 |

| | |
|------------------------------------|-----|
| Conclusion Générale | 97 |
| Références bibliographiques | 100 |

NOMENCLATURE

| | |
|--------------------------|-------------------------------------------------------------------------|
| B | Largeur d'une semelle filante |
| c | Cohésion du sol |
| D | Profondeur d'assise de la fondation |
| G | Module de cisaillement du sol |
| K | Module volumique d'élasticité du sol |
| k_p | Coefficient de poussée passive des terres (butée) |
| L | Longueur d'une semelle filante |
| N_c | Facteur de capacité portante de la fondation filante, terme de cohésion |
| N_q | Facteur de capacité portante, terme de profondeur |
| N_γ | Facteur de capacité portante, terme de surface |
| A | Surface de la fondation |
| Q_u | Charge ultime |
| q_u | Contrainte de rupture |
| F | Coefficient de sécurité |
| e | Excentrement de la charge |
| φ | Angle de frottement interne du sol |
| ψ | Angle de dilatance du sol |
| γ | Poids volumique du sol |
| q | Surcharge au-dessus du niveau des fondations |
| S_c, S_q et S_γ | Coefficients dépendant de la forme des fondations |
| d_c, d_q et d_γ | Coefficients de profondeur |
| i_c, i_q et i_γ | Coefficients d'inclinaison de la charge |
| b_c, b_q et b_γ | Facteurs d'inclinaison de la base de la fondation. |
| kn | Raideur normale |
| ks | Raideur de cisaillement |
| E | Module d'Young |
| v | Coefficient de Poisson |

Liste des figures

Chapitre 1 : Aperçu bibliographique des fondations superficielles

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 1.1 : Les différents types des fondations superficielles de dimensions B et L et de profondeur D | 4 |
| Figure 1.2 : Courbe chargement-tassement d'une semelle superficielle | 5 |
| Figure 1.3 : Mécanisme de rupture générale – modèle de semelle filante durant le test de centrifuge- A Bond et A Harris (2008) | 6 |
| Figure 1.4 : Mécanismes de rupture dans le sol (a) mécanisme général ; (b) mécanisme de cisaillement localisé; (c) rupture par poinçonnement. Vesic (1973) | 7 |
| Figure 1.5 : Notations utilisées pour la géométrie des fondations superficielles | 8 |
| Figure 1.6 : Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite | 12 |
| Figure 1.7 : Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite | 13 |

Chapitre 2 : Aperçu sur la capacité portante d'une semelle superficielle

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 2.1 : Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide d'après Terzaghi Braja M. Das (2009). | 17 |
| Figure 2.2 : les forces passives agissant sur la face bc du triangle abc Braja M. Das (2009) | 18 |
| Figure 2.3 : Principe de superposition. | 20 |
| Figure 2.4 : La surface de rupture pour une fondation filante proposée par Meyerhof (1951). | 21 |
| Figure 2.5 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B. | 23 |
| Figure 2.6 : Dérivation de la théorie de la capacité portante par Prakash et Saran (1971) | 29 |
| Figure 2.7 : Solutions de la capacité de pression \bar{p} sur sol cohésif pour différents modèles d'interface sol-semelle (pas de surcharge). | 31 |
| Figure 2.8 : Solutions de la capacité de pression \bar{p} sur sol cohésifs-frottant pour différents modèles d'interface sol-semelle (sol sans poids, pas de surcharge). | 31 |
| Figure 2.9 : Solutions numériques de la capacité de pression des semelles chargées excentriquement (coupure de tension de interface). | 32 |
| Figure 2.10 : Mécanismes de rupture du sol purement cohérent ; (a) fondation lisse, (b) fondation rugueuse (Michalowski and You 1998). | 32 |
| Figure 2.11 : Mécanismes de rupture de sol cohérent-frottant ; (a) fondation lisse, (b) fondation rugueuse (Michalowski and You 1998). | 33 |
| Figure 2.12 : Enveloppes de rupture d'une fondation filante Taiebat et Carter (2002). | 33 |
| Figure 2.13 : Capacité portante selon l'Eurocode 7 (CEN 2004) et l'analyse de la limite inférieure, angle de frottement $\varphi = 25^\circ$. | 34 |
| Figure 2.14 : Enveloppes de rupture dans le plan de chargement non dimensionnel VH pour les fondations sous chargement incliné ($M = 0$) Taiebat et Carter (2000) | 35 |
| Figure 2.15 : (a) déformation du maillage d'un sol non pesant avec ($\alpha = 7:5^\circ$ et $\varphi = 45^\circ$; b) déformation du maillage d'un sol non pesant avec ($\alpha = 22:5^\circ$ et $\varphi = 45^\circ$; c) champs de vitesse d'un sol non pesant avec $\alpha = 7:5^\circ$ et $\varphi = 45^\circ$, et (d) champs de vitesse d'un sol non pesant avec $\alpha = 22:5^\circ$ et $\varphi = 45^\circ$ Hjiat et al. (2004). | 36 |
| Figure 2.16 : Facteur de capacité portante : a) $Nc(e)$, b) $Nq(e)$ et c) $N\gamma(e)$ Saran and Agarwal (1991) | 37 |
| Figure 2.17 : Distribution des contraintes normales au-dessous de la fondation sous charges verticales centrées et excentrées, Loukidis et al (2008). | 38 |
| Figure 2.18 : Comparaison des RF avec ceux obtenus par des méthodes théoriques disponibles dans la littérature pour différentes valeurs e/B avec $\alpha = 0$ pour (a) D/B = 0, (b) D/B = 1, et (c) D/B = 2. Ganesh et al. (2016). | 41 |

Chapitre 3 : Aperçu sur l'outil numérique utilisé et les modèles de comportement

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 3.1 : Séquence de calcul générale, Billiaux (1993). | 44 |
| Figure 3.2 : Interface représentée par la connexion des face A et B par des ressorts de raideur en cisaillement (k_s) et normale (k_n) (FLAC 2007) | 48 |
| Figure 3.3 : Surface de charge. Cas de charge (a) et de décharge (b) | 52 |
| Figure 3.4 : Ecoulement isotrope (a) et cinématique (b). | 53 |
| Figure 3.5 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr. | 54 |
| Figure 3.6 : Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca (2000) | 55 |
| Figure 3.7 : Modélisation de la dilatance à partir du test triaxial, Vermeer et De Borst (1984). | 56 |

Chapitre 4 Effet de la charge excentrée sur la capacité portante d'une fondation filante sur sol sableux

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 4.1 : Géométrie et conditions aux limites du modèle numérique avec $D_f/B = 0$. | 63 |
| Figure 4.2 : Maillage utilisé dans les simulations FLAC. | 64 |
| Figure 4.3 : Variation de la capacité portante moyenne avec l'excentricité. (a) $\varphi=30^\circ$, (b) $\varphi=35^\circ$ et (c) $\varphi=40^\circ$. | 66 |
| Figure 4.4 : Distribution des contraintes normales au-dessous de la fondation sous charges verticales centrées et excentrées | 69 |
| Figure 4.5 : la largeur effective en fonction de l'excentricité. | 71 |
| Figure 4.6 : Comparaison de RF obtenue par l'analyse numérique avec ceux obtenus à partir de tests expérimentaux rapportés par Patra et al. (2012), pour différentes valeurs de e/B . (a) $D_f/B = 0$, (b) $D_f/B = 0,5$ et (c) $D_f/B = 1$. | 73 |
| Figure 4.7 : Comparaison des RF présentes avec celles obtenues dans la littérature pour $\varphi = 40^\circ$ et pour (a) $D_f/B = 0$, (b) $D_f/B = 0,5$, et (c) $D_f/B = 1$. | 75 |
| Figure 4.8 : Valeurs de RF obtenues à partir de la présente analyse numérique pour $D_f/B = 0, 0,5, 1$. et e/B variable de 0 à 0,4. | 77 |
| Figure 4.9 : Distribution de la contrainte de cisaillement maximale avec les champs de déplacement pour $\varphi= 35^\circ$. $D_f/B=0, 0,5, 1$. et $e/B= 0, 0,1, 0,2, 0,3$, et 0,4 | 83 |

Chapitre 5 : Évaluation numérique du facteur d'inclinaison (i_γ) des semelles filantes sur sol sableux basées sur l'analyse Probe

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure 5.1 : Géométrie et conditions aux limites du modèle numérique. | 87 |
| Figure 5.2 : Maillage utilisé dans les simulations FLAC. | 88 |
| Figure 5.3 : Courbes de i_γ en fonction de α à partir de l'analyse Probe pour le sol avec une règle d'écoulement associé et pour différents φ . | 90 |
| Figure 5.4 Courbes V-H normalisées pour $\varphi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ et 40° | 91 |
| Figure 5.5 Comparaison des courbes V-H normalisées pour $\varphi = 35^\circ$ de cette étude avec d'autres auteurs | 91 |
| Figure 5.6 : Courbes de i_γ en fonction de $\tan \alpha$ à partir d'analyses Probe pour le sol avec une règle d'écoulement associée et (a) $\varphi=30^\circ$ et (b) $\varphi=35^\circ$. | 92 |
| Figure 5.7 : Courbes i_γ en fonction de α à partir de l'analyse probe pour le sol avec des règles d'écoulement associées et non associées (a) $\varphi=25^\circ$ et (b) $\varphi=40^\circ$. | 94 |
| Figure 5.8 : Distribution de la contrainte de cisaillement maximale et des champs de déplacement pour $\varphi= 35^\circ$ $\alpha = 0^\circ, 4,40^\circ, 14,40^\circ$ et $26,86^\circ$ | 95 |

Liste des tableaux

Chapitre 2 : Aperçu sur la capacité portante d'une semelle superficielle

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.1 Facteur de la capacité portante suivant Terzaghi, Braja M. Das (2009). | 20 |
| 2.2 Facteurs de capacité portante et coefficient correcteurs Eurocode 7(2004). | 27 |
| 2.3 Variations de a et k , Purkayastha and Char (1977). | 30 |
| 2.4 Comparaison des valeurs de $N\gamma$. | 37 |

Chapitre 3 : Aperçu sur l'outil numérique utilisé et les modèles de comportement

| | |
|--------------------------------------------------------------------|----|
| 3.1 Méthodes explicites et implicites Candall (1980). | 46 |
| 3.2 Relations entre constantes élastiques d'après Leipholz (1974). | 50 |

Chapitre 4 : Effet de la charge excentrée sur la capacité portante d'une fondation filante sur sol sableux

| | |
|------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.1 Variation de b et c avec D_f/B , Purkayastha et Char (1977). | 61 |
| 4.2 Comparaison des valeurs de $N\gamma$ avec d'autres auteurs. | 65 |
| 4.3 Les valeurs de la capacité portante. | 72 |

Chapitre 5 : Évaluation numérique du facteur d'inclinaison (i_γ) des semelles filantes sur sable basées sur l'analyse probe

| | |
|----------------------------------------------------------------------------|----|
| 5.1 Les facteurs d'inclinaison proposés par différents auteurs. | 86 |
| 5.2 Valeurs du facteur $N\gamma$. | 89 |
| 5.3 Différence entre les charges limites des deux règles d'écoulement (%). | 93 |

Introduction générale

L'étude de la Capacité portante des fondations superficielles notamment quand elles sont soumises à des cas de chargements particuliers, constitue non seulement un sujet de recherche d'un intérêt avéré mais surtout c'est l'un des sujets les plus importants en géotechnique. Dans ce contexte le présent travail a pour objet l'étude des fondations soumises à des charges inclinées et/ou excentrées par approche numérique, comme il paraît sur le titre de cette thèse. Depuis les travaux de base de Terzaghi (1943), des résultats de plusieurs études théoriques et expérimentales ont été publiés. La plupart de ces études porte sur le cas d'une fondation soumise à une charge verticale centrée. En fait, les fondations superficielles sont souvent soumises à des charges excentrées et/ou inclinées (transfert du moment et de l'effort tranchant, résultant de chargements par les forces de pressions de la terre, du vent, de l'eau ou des plusieurs autres sources possibles comme c'est le cas des semelles des murs de soutènement, culées...etc.). Dans de telles circonstances, la théorie de la capacité portante ultime proposée par Terzaghi (1943) a besoin d'être modifiée, et ceci a attiré l'attention de plusieurs chercheurs, tels que (Meyerhof 1951-1987 ; Hansen 1961; Balla 1962 ; Prakash et Saran 1971; Vesic 1973 ; Purkayastha et Char 1977; Hanna et Meyerhof 1981 ; Agarwal 1986; Saran et Agrawal 1991; Michalowski et al 1998 ; Ueno et al. 2001 ; Hjjaj et al 2004, 2005 ; Krabbenhoft et al. 2012, 2014 ; Sokoloveski 1965 ; Fedorovskii 2005 ; Loukidis et al. 2008; Yamamoto et Hira 2009; Patra et al 2012, 2016; Atalar et al 2013 ; Ornek 2014; Tang et al. 2014; Ganesh et al. 2016).

Des divergences notables sont observées par les praticiens en géotechnique pour ce qui concerne les coefficients correcteurs des facteurs de capacité portante des semelles filantes soumises à des charges inclinées et/ou excentrées. Ce qui pose la problématique de la nécessité d'investiguer davantage la capacité portante des semelles filantes au sujet de chaque condition de chargement. Dans ce cadre, notre présent travail en constitue une contribution. Il faut dire que la sensibilité de ce problème sous ces conditions de chargement fait que l'outil numérique devienne une alternative incontournable pour solutionner le problème.

L'objectif de ce travail est de cerner l'effet de l'excentricité et l'inclinaison des charges sur la capacité portante des fondations filantes et d'évaluer la performance des méthodes de dimensionnement actuelles, en procédant à une modélisation numérique en déformation plane en utilisant le code de différences finies explicites FLAC ^{2D} (Fast Lagrangian Analysis of Continua).

La thèse est scindée en Cinq (05) chapitres.

Le premier chapitre fait un rappel succinct sur les connaissances de base et la terminologie utilisée dans les fondations superficielles, leur fonctionnement, les différents mécanismes de rupture et, les méthodes conceptuelles de base des calculs de stabilité les plus utilisés, tels que, la méthode de l'équilibre limite, la méthode de l'analyse limite, les calculs en déformations et enfin les méthodes dérivées des essais en place.

Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Ce chapitre rappelle, évidemment, les méthodes les plus célèbres, à savoir, de celle de Terzaghi, Meyerhof, Hansen...etc. Le rappel concerne notamment les semelles filantes sous les conditions des charges inclinées et excentrées. Ensuite, et afin d'effectuer une revue critique, les études expérimentales et théoriques disponibles dans la littérature sont listées séparément par rapport aux conditions de leur chargement.

Dans le troisième chapitre nous présenterons l'outil numérique utilisé dans cette analyse, à savoir, le code FLAC 2D. Ainsi que les lois de comportement utilisées, notamment le modèle élastique parfaitement de Mohr-Coulomb.

Le quatrième chapitre représente notre première contribution dans cette thèse, à savoir « **Effet de la charge excentrée sur la capacité portante d'une fondation filante sur sol sableux** » on présentera la validation de la procédure de simulation numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle. On se concentrera sur le calcul de la largeur effective B' et le facteur de réduction non dimensionnel (RF) et on proposera une expression de la largeur effective qui donne des valeurs de capacité portante raisonnables, même pour les grandes excentricités. En outre, ce présent travail numérique, permettra de déterminer la répartition des contraintes de contact au-dessous de la fondation et de faire élucider d'une part, le mécanisme de rupture du sol de fondation, et d'autre part approfondir la discussion et la comparaison des présents résultats numériques avec les résultats d'autres auteurs. Dans l'ensemble, une diminution significative de RF est à noter lorsque l'excentricité augmente et la courbe de cette diminution est parabolique, comme indiqué précédemment par Meyerhof. De plus, il s'avère que ce facteur de réduction n'est pas influencé par l'angle de frottement, ni de la largeur de la semelle, mais dépend uniquement du rapport d'excentricité de la charge et

du rapport de profondeur de la semelle. Sur la base des résultats numériques obtenus, une nouvelle formule de RF est proposée et les raisons de divergence entre (RF) proposées par plusieurs auteurs sont identifiées.

Le cinquième et dernier chapitre représente notre deuxième contribution dans cette thèse, à savoir « **Évaluation numérique du facteur d'inclinaison ($i\gamma$) des semelles filantes sur sol sableux basées sur l'analyse Probe** ». On se concentrera sur le calcul du facteur d'inclinaison ($i\gamma$). Le but de la présente étude est de vérifier l'influence de φ sur $i\gamma$ et d'évaluer la capacité portante verticale des semelles filantes sous un chargement centré incliné.

L'ensemble des résultats des simulations entreprises sera discuté et comparé aux résultats d'autres auteurs disponibles dans la littérature.

CHAPITRE 1

APERÇU BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES FONDATAIONS SUPERFICIELLES

1.1 Généralités sur les fondations superficielles

1.1.1 Introduction

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastées qui transmettent les charges au niveau des couches proches de la surface. Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans, les couches superficielles, qu'elles traversent. Pour différencier ces deux types de fondations on est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leurs bases au-dessus de cette profondeur critique. Elle est réalisée sur un terrain de bonne qualité, ce qui signifie que le sol doit posséder une bonne capacité portante.

Alors on a affaire à une fondation superficielle, de longueur L , de largeur B et de profondeur D (Figure 1.1). La fondation superficielle est constituée d'une dalle qui supporte une partie de la structure. Si cette fondation supporte un poteau unique, elle est appelée semelle isolée ($L/B < 5$), elle peut être généralement, soit circulaire (de diamètre B), soit carrée ($L=B$), soit rectangulaire ($B < L < 5B$), etc. Si la fondation supporte une file de plusieurs poteaux ou un mur, elle est appelée fondation filante ou continue ($L/B > 5$). Si la fondation supporte toute une structure, ou une partie importante de la structure, il s'agit d'une semelle de grandes dimensions appelée radier général.

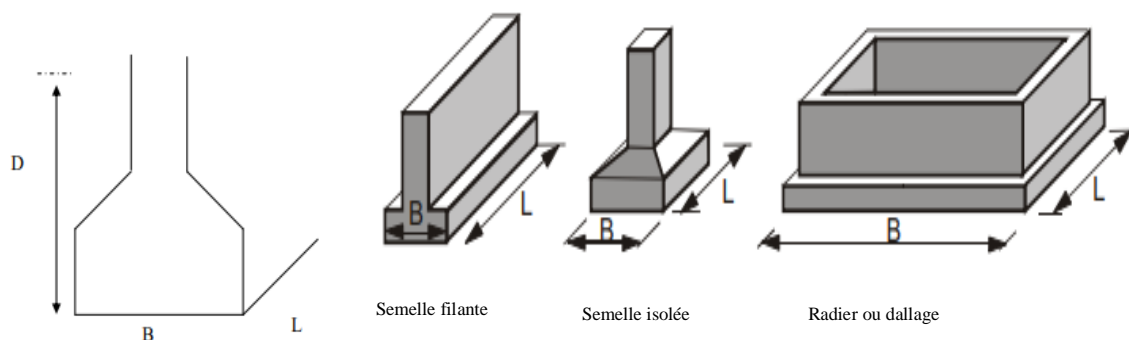


Figure 1.1 Les différentes type des fondations superficielles de dimensions B et L et de profondeur D .

1.1.2 Comportement d'une semelle sous charge verticale centrée :

Sous une charge axiale, verticale, monotone croissante Q (manière quasi-statique), l'allure de la courbe des tassements (s) en fonction de la charge appliquée Q est celle présentée ci-après :

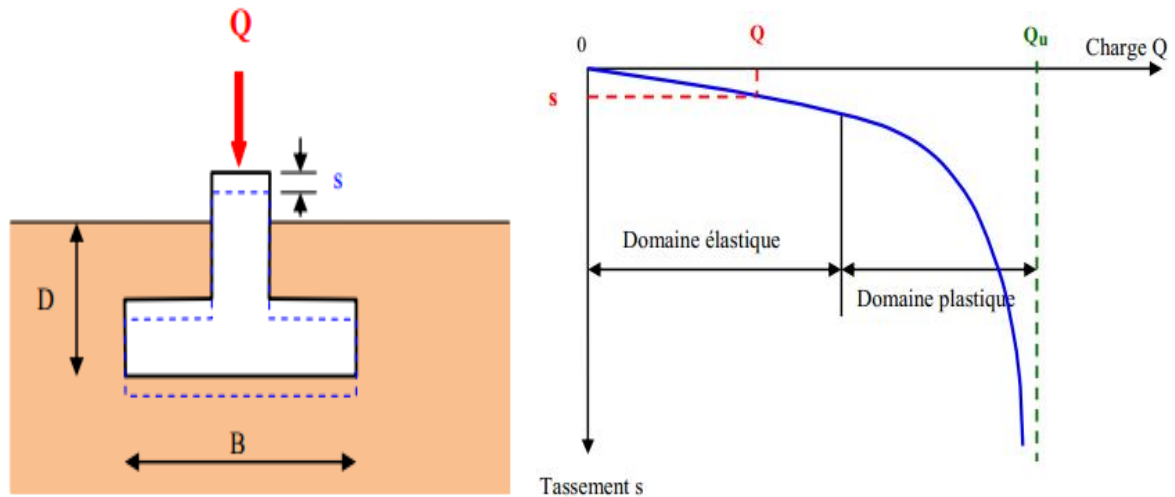


Figure 1.2 Courbe chargement-tassement d'une semelle superficielle.

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, le tassement croît proportionnellement à la charge appliquée. Ensuite le tassement n'est plus proportionnel. A partir d'une certaine charge Q_u , il y a poinçonnement du sol ou du moins le tassement n'est plus contrôlé. On définira :

- Q_u : charge limite de la semelle, conventionnellement définie comme la charge correspondant à un enfoncement égal à $B/10$.
- q_u : contrainte limite ou contrainte de rupture = Q_u / A : (A : aire de la semelle).

1.1.3 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle :

Avant l'application de la charge sur une semelle, le sol de fondation est en état d'équilibre. Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine valeur critique, le sol est en état d'équilibre. Au moment de la rupture on peut distinguer sous une semelle trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol : 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 (Figure 1.3).

L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol, d'autant

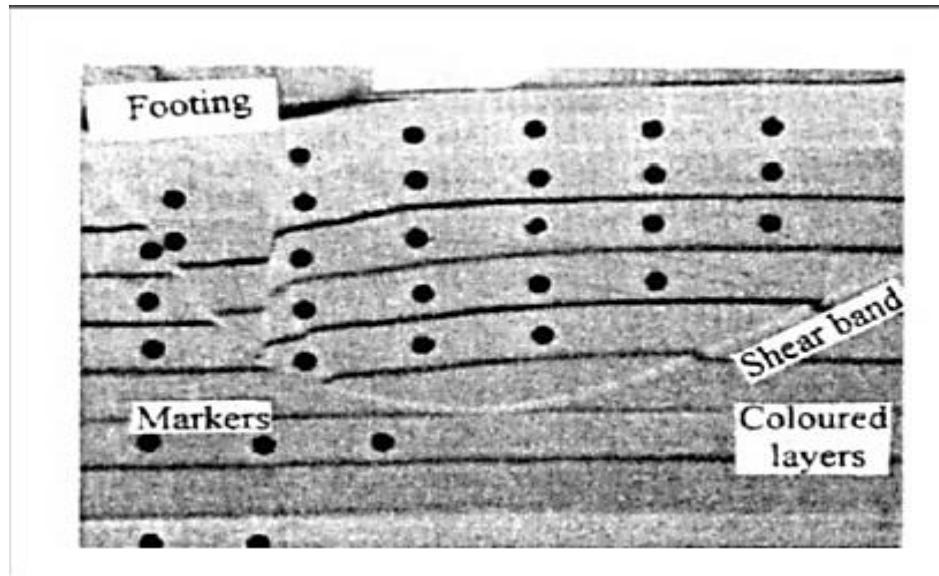


Figure 1.3 : Mécanisme de rupture générale – modèle de semelle filante durant le test de centrifuge. A. Bond et A. Harris (2008)

plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants (Figure 1.4-a)

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 1.4-b) ; Une rupture par poinçonnement, la fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation (Figure 1.4-c)

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 drainé ou à court terme). Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume à cause à la réorganisation des grains. La charge de rupture peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant connus les paramètres de résistance des sols au voisinage des fondations. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur :

- Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après excavation, gonflement des argiles, remaniement des sols granulaires, effet du gel, affouillement, etc.) ;
- Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage, vibrations, excavation de tranchée, creusement, etc.).

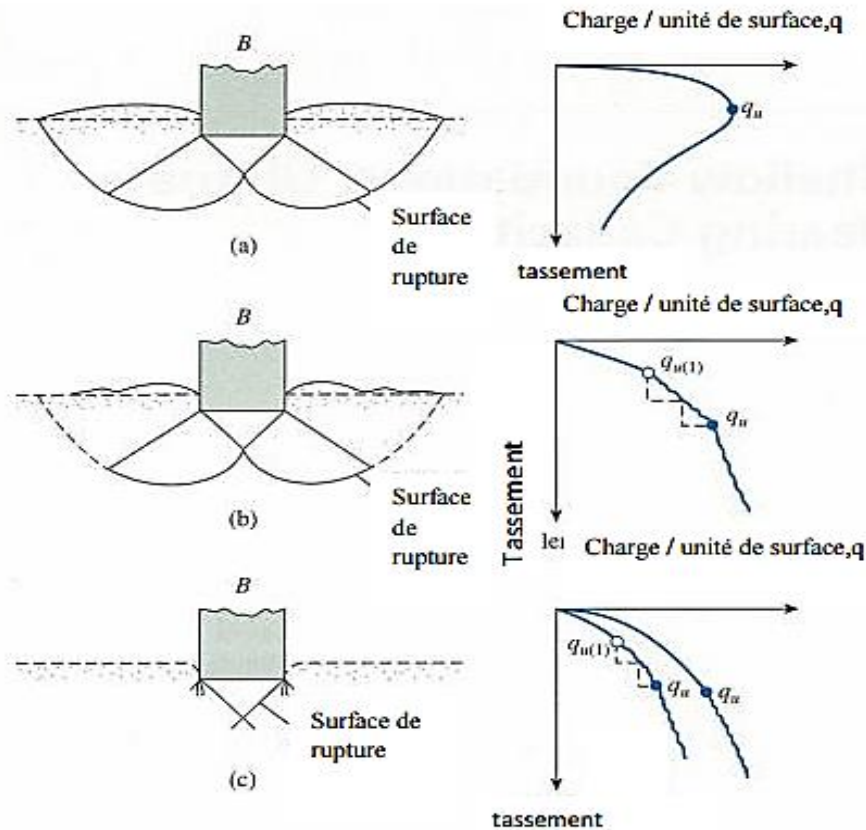


Figure 1.4 : Mécanismes de rupture dans le sol : (a) mécanisme général ; (b) mécanisme de cisaillement localisé ; (c) rupture par poinçonnement. Vesic (1973).

1.2 Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles

Les facteurs de la capacité portante des fondations superficielles sont nombreux et variés. On peut distinguer :

- la forme des fondations (semelles filantes, carrées, rectangulaires, circulaires, etc.),
- l'inclinaison du sol ou de la fondation (sol horizontal, sol incliné, bord de talus, fondation inclinée),
- la géométrie et les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant),

- les conditions de l'interface entre semelle et sol (contact rugueux, contact lisse),
- les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée),
- l'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

Les méthodes de calcul ont été développées progressivement. Elles doivent beaucoup à certains éminents auteurs (Terzaghi 1943, Meyerhof 1963, Hansen 1970, etc.), qui ont établi un ensemble de règles validées par l'expérience et largement utilisées.

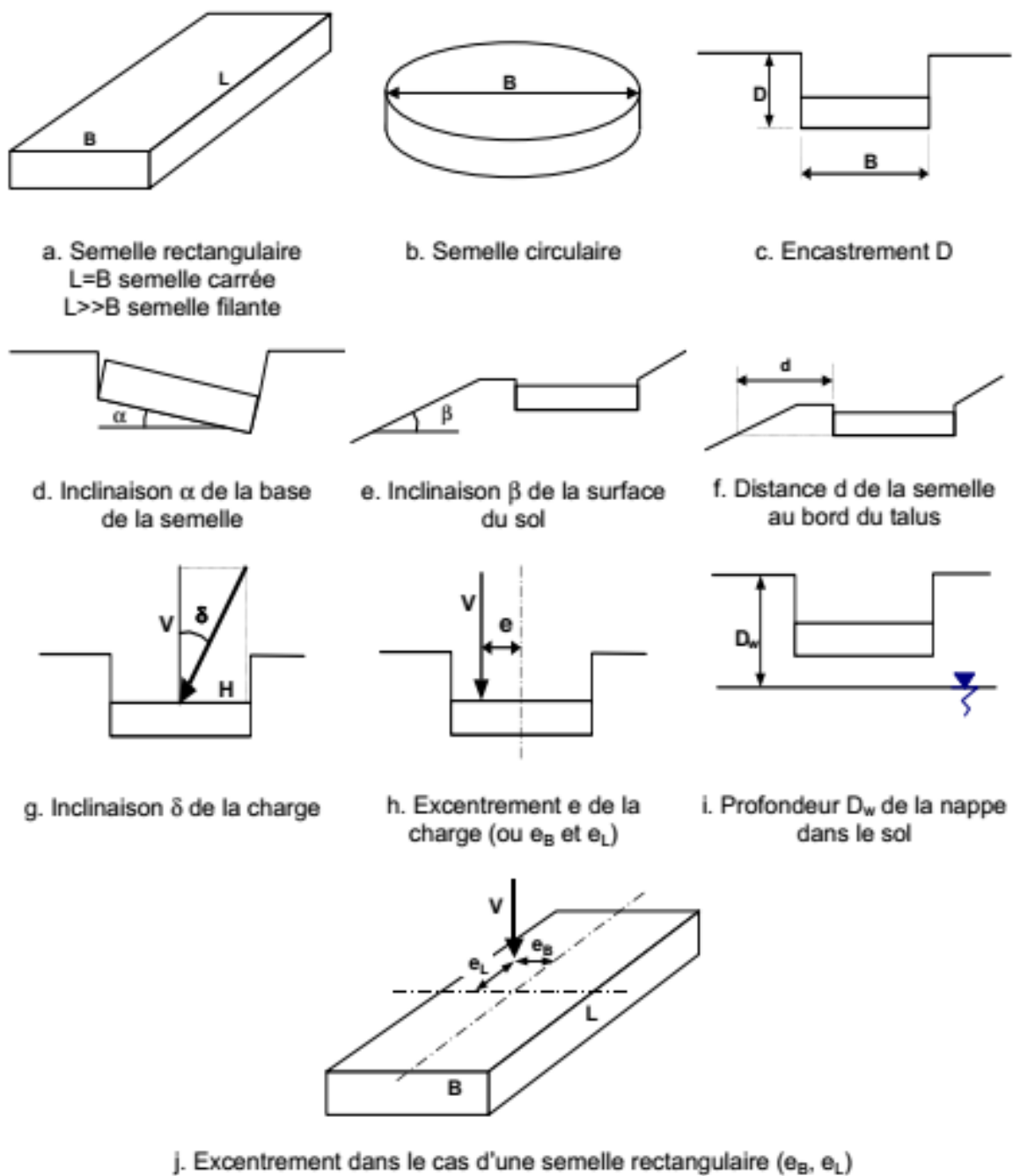


Figure 1.5 Notations utilisées pour la géométrie des fondations superficielles

Il faut dire que, le développement de la théorie de la plasticité a offert des outils analytiques qui offrent une nouvelle perspective sur les méthodes classiques de calcul (Salençon, 1974; Chen, 1975), mais dont l'utilisation n'a pas changé la pratique des études de fondations.

Si les méthodes d'analyse limite, notamment l'approche cinématique, ne présentent pas d'avantages pour la résolution des problèmes courants, on peut en attendre des possibilités accrues pour le traitement des problèmes complexes de la géotechnique moderne (problèmes tridimensionnels d'interaction entre structures et terrains) qui sortent du champ des méthodes classiques d'analyse. Toutefois, leur usage est conditionné par une validation sur tous les cas classiques de calcul de capacité portante.

L'approche cinématique régularisée du calcul à la rupture a été développée depuis près de 35 ans (Frémond et Salençon, 1973; Guennouni, 1982 ; Guennouni et Le Tallec, 1982). Au cours des vingt dernières années, ses applications dans le domaine de la géotechnique ont été systématisées (Jiang 1992; Sassi 1996 ; Antao 1997 ; Droniuc 2001) et l'on dispose maintenant d'un nombre convainquant d'exemples qui peuvent servir à valider une approche cinématique de la stabilité des ouvrages géotechniques.

1.3 Bases conceptuelles des calculs de stabilité :

On peut analyser la stabilité des fondations superficielles, mais aussi des autres ouvrages géotechniques, de quatre façons différentes :

- Par analyse d'équilibre limite,
- Par analyse limite,
- Par des calculs en déformations et
- Par des corrélations avec des essais en place.

1.3.1 La méthode de l'équilibre limite :

La méthode de l'équilibre limite est de loin la méthode la plus utilisée pour l'analyse des structures géotechniques.

L'analyse d'équilibre limite applique les principes de base de la mécanique des matériaux et des structures. Les équilibres de forces ont vu leur première application géotechnique dans les travaux de Coulomb (1773). L'idée est que tout solide ou toute partie de solide en équilibre (comme l'est un ouvrage géotechnique avant la rupture) est soumis à un système de

forces et moments en équilibre. La référence aux parties de solides en équilibre permet de raisonner aussi sur les forces internes, donc sur les contraintes, et de définir deux principes :

- les charges (forces et moments externes, forces internes) appliquées à un solide en équilibre doivent être équilibrées (forces et moments résultants égaux à zéro) ;

- les forces internes ou contraintes doivent être inférieures ou égales à la résistance des sols et des autres matériaux existant dans le solide considéré. Ces principes peuvent être exprimés par deux ensembles d'équations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F_i = 0. (forces) , \\ \sum M_j = 0. (moments) \end{array} \right. \quad (1.1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Charge} \leq \text{Résistance} \end{array} \right. \quad (1.2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{div } \sigma + f_i = 0 \\ \sigma \text{ satisfait les conditions aux limites en forces et contraintes} \end{array} \right. \quad (1.1a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contraintes } \sigma \leq \text{Résistance} \end{array} \right. \quad (1.2a)$$

Les équations (1.1) et (1.2) s'appliquent aux cas où les sols et les ouvrages sont traités comme des solides soumis à des forces F_i et à des moments M_j . Les équations (1.1a) et (1.2a) s'appliquent dans les cas où l'on utilise la mécanique des milieux continus (contraintes σ et forces volumiques f_i).

La formulation de l'analyse d'équilibre limite en termes de contraintes trouve ses précurseurs dans les travaux de Rankine (1856), de Caquot (1934), de Frontard (1936). La résolution des équations (1.1a) et (1.2a) a fait l'objet de nombreuses recherches et est facilitée notamment par la méthode dite des caractéristiques Sokolovskij (1960).

1.3.2 La méthode d'analyse limite

L'évolution des concepts de la mécanique depuis le 18^{ème} siècle a permis le développement d'une autre stratégie d'analyse de stabilité appelée « analyse limite ». L'analyse limite utilise notamment les concepts de travaux virtuels et équilibre statique (Lagrange, 1788) et le principe du travail plastique local maximal (Kazinczy, 1914 ; Kist, 1917 ; Gvozdev, 1938, 1948 ; Markov, 1947 ; Hill, 1948, 1950 ; Drucker, 1951, 1962 ; Drucker et Prager, 1952). L'analyse cinématique régularisée, qui sera évoquée plus loin, s'appuie de plus sur les travaux de Moreau (1966) et Nayrolles (1970).

La grande différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture. L'analyse

des déformations permet d'une part de raisonner en termes de travail des forces internes et externes, et plus seulement en termes d'équilibres de forces, et d'autre part de tenir compte directement des conditions aux limites sur les déplacements.

L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes, ce qui est aussi la base du calcul à la rupture Salençon (1996). Des présentations détaillées en ont été données par Salençon (1974, 1983, 1996), Chen (1975) et Christiansen (1996). Deux théorèmes limites ont été établis, qui définissent deux approches de charges limites par valeurs supérieures et par valeurs inférieures :

- selon le théorème des bornes supérieures, si le travail d'une force externe associé à une cinématique de rupture est supérieur au travail des forces internes (bornées par la résistance des matériaux) pour la même cinématique de rupture, alors cette force est supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite cinématique, consiste donc à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol ;

- selon le théorème des bornes inférieures, si l'on peut trouver dans les matériaux (sols et structures) un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant compatible avec les résistances des différents matériaux, alors cette charge ne peut être supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite statique, consiste donc à chercher des champs de contraintes qui vérifient les conditions d'équilibre statique et les critères de résistance des matériaux et équilibrent la plus grande charge extérieure possible.

La méthode cinématique a connu une plus grande popularité que la méthode statique et de nombreuses bornes supérieures ont été proposées pour la portance des sols. Les mécanismes de rupture correspondant à ces bornes supérieures comportent des surfaces de discontinuité, où la vitesse de déplacement instantané fait un angle ϕ avec la surface de contact (Figure 1.6a) et des zones de déformation plastique, où la loi d'écoulement plastique associée détermine la géométrie et l'extension de la rupture (Figure 1.6b). L'angle entre la vitesse de déplacement et la surface de discontinuité explique la forme de spirale logarithmique des surfaces de rupture dans de nombreux modèles de calcul à base de blocs.

On ne peut comparer directement les analyses d'équilibre limite et les calculs d'analyse limite, qui ne résolvent pas les mêmes équations et posent différemment le problème de l'équilibre limite. Même si l'analyse limite paraît plus proche des concepts modernes de la mécanique, elle comporte aussi des approximations fortes qui peuvent l'éloigner de la réalité des sols, tandis que la force de l'analyse d'équilibre limite réside dans le choix de mécanismes de rupture inspirés des modes de rupture observés et la grande expérience acquise dans son utilisation Magnan et Droniuc (2000).

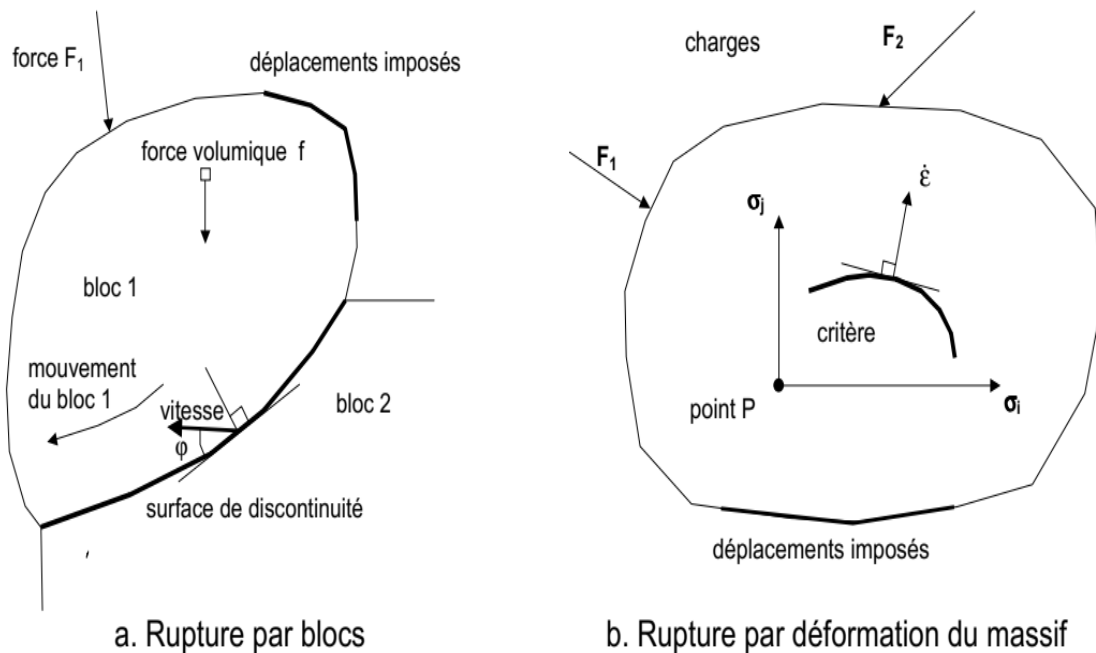


Figure 1.6 Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite

1.3.3 Les calculs en déformations

Dans les sols et les roches, la rupture est toujours précédée de déformations, plus importantes et visibles dans les sols, mais aussi présentes dans les roches. La rupture peut être repérée par l'amorce de grands déplacements lors de la rupture des matériaux (ruptures de remblais sur sols mous, glissements de terrain, par exemple), mais aussi par une augmentation des mouvements de terrain, sans instabilité réelle (fondations superficielles et fondations profondes), le cas des soutènements étant intermédiaire (la rupture côté poussée est généralement confinée et la rupture côté butée est la vraie cause de l'instabilité). La rupture peut donc être définie en termes de déplacements, à condition de savoir calculer des déformations non linéaires et qui se concentrent si nécessaire sur des surfaces de rupture.

Il est évident que cette possibilité n'existait pas au début du 20ème siècle et qu'elle n'est offerte que depuis l'avènement du calcul élastoplastique sur ordinateur, notamment par le calcul en éléments finis.

Les calculs d'équilibre limite et d'analyse limite supposent que l'instabilité ne dépend pas de l'état initial du sol et de sa réponse aux faibles valeurs des charges. Dans les calculs en déplacements, la rupture est au contraire définie sur la courbe (les courbes) de variation des déplacements en fonction de la charge et/ou du temps (Figure 1.7).

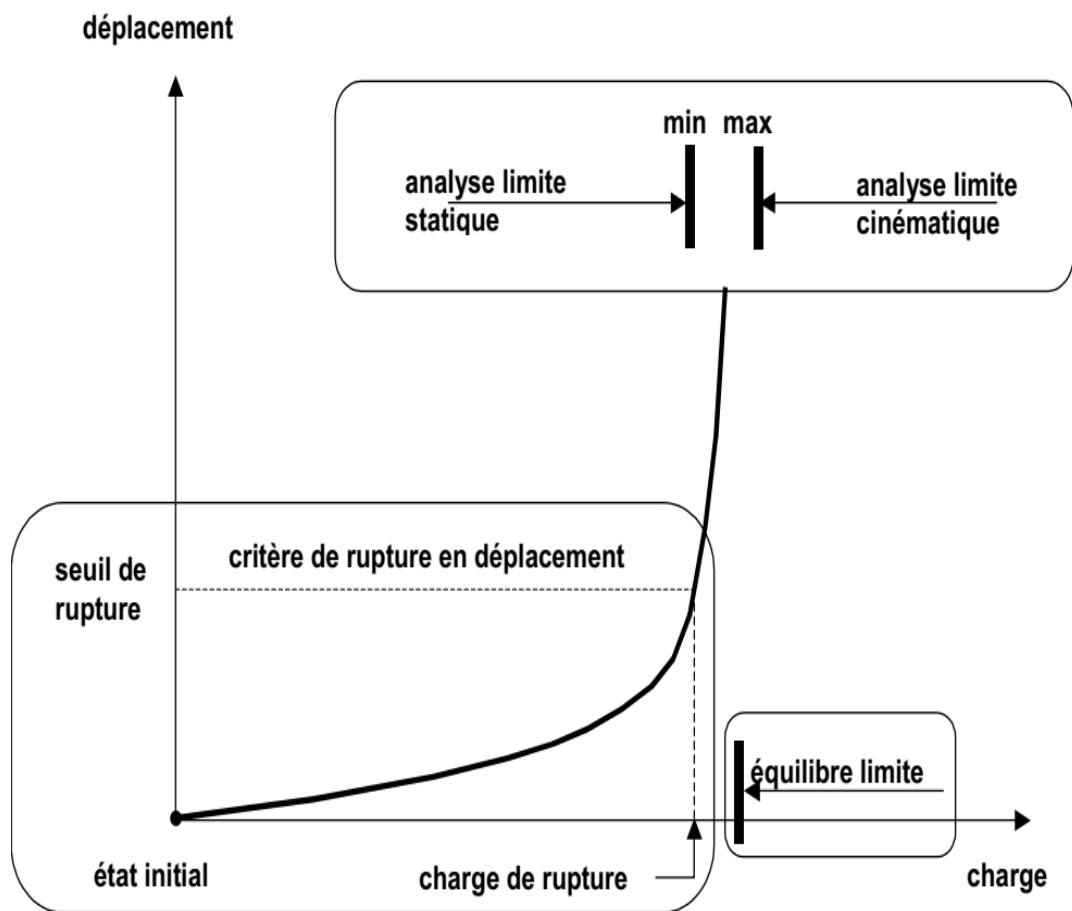


Figure 1.7 Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite

L'approche en déplacements des calculs de stabilité est à la fois la plus naturelle, car elle suit l'évolution des terrains et des ouvrages depuis leur état initial jusqu'à la rupture (ou ce qui est défini conventionnellement comme la rupture), et la plus exigeante car elle nécessite de connaître la déformabilité des matériaux en plus de leur résistance. Les paramètres de déformabilité des sols sont particulièrement sensibles aux conditions de prélèvement des carottes pour les essais de laboratoire et aux conditions d'exécution des essais en place. Mais on rencontre aussi des difficultés pour spécifier l'état initial des

contraintes dans le sol, qui conditionne l'étendue de la plage élastique avant d'atteindre le critère de plasticité et le passage à un mode de déformation différent.

Le perfectionnement des outils de calcul de stabilité en déplacements est toutefois une voie d'avenir, notamment pour les ouvrages complexes.

1.3.4 Les méthodes dérivées des essais en place

Les essais en place (pénétromètre statique et dynamique, scissomètre, essais de pénétration de carottier – SPT, pressiomètre, ...) complètent depuis plus de cinquante ans les essais de laboratoire pour la caractérisation mécanique des sols, notamment pour les sols où l'on ne peut prélever d'échantillons représentatifs. Leurs résultats sont parfois exploités pour obtenir par corrélations ou par transformation analytique des paramètres de résistance utilisables pour l'analyse d'équilibre limite ou l'analyse limite (c_u , c' et ϕ'). Mais ils sont souvent utilisés directement pour évaluer la charge limite du massif de sol par des formules simples, du type de celles utilisées pour déduire la portance de la pression limite pressiométrique (Ménard) :

$$q_{max} = k(pl - p_o) + q_o \quad (1.3)$$

Ces formules ne font plus référence à un quelconque équilibre de contraintes ou mécanisme de rupture et proviennent en général d'une étude de corrélation entre les résultats d'essai et la portance des massifs de sol. Elles sont souvent complétées par des coefficients correcteurs (d'inclinaison, d'excentrement, d'encastrement, etc.) directement inspirés de l'analyse d'équilibre limite ou d'analyse limite. Ces méthodes sont très souvent utilisées pour l'étude des ouvrages courants.

1.4 Conclusion

Pour conclure ce chapitre, nous pouvons rappeler un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement, les différents mécanismes de rupture et les différentes méthodes courantes de calcul de la capacité portante. Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol, plus le sol est compact et présente une bonne résistance au cisaillement, plus il aura de la portance, et donc, plus la semelle aura des dimensions réduites.

La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante, qui dépend de plusieurs facteurs (la forme des fondations; l'inclinaison du sol; les propriétés mécaniques du sol; interaction sol structure; la charge appliquée ...).

Pour le calcul de la stabilité des fondations, les méthodes classiques les plus utilisées dans la littérature, sont les méthodes: d'équilibre limite et d'analyse limite qui, utilisent des hypothèses simplificatrices en imposant un mécanisme de rupture qui peut être en réalité très grossier et elles souffrent de quelques difficultés et critiques. Toutes ces difficultés et critiques font appel à d'autres techniques pour résoudre ce problème et supposent que l'instabilité ne dépend pas de l'état initial du sol et de sa réponse aux faibles valeurs des charges, alors que dans les calculs en déplacements, la rupture est au contraire définie sur la courbe de variation des déplacements en fonction de la charge et du temps. L'approche en déformation, des calculs de stabilité est la plus naturelle, la plus réaliste, car elle suit l'évolution des terrains et des ouvrages depuis leur état initial jusqu'à la rupture ou ce qui est défini conventionnellement comme la rupture, et la plus exigeante car elle nécessite de connaître la déformabilité des matériaux en plus de leur résistance.

CHAPITRE 2

APERÇU SUR LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SEMELLE SUPERFICIELLE

2.1 Introduction :

Les méthodes de prédiction de la capacité portante des sols sur la base des résultats d'essais de laboratoire a été développée (le critère de rupture adopté étant le critère de Mohr-Coulomb ($\tau_{\max} \leq c + \sigma \tan \phi$)). Pour avoir une idée sur la genèse de la problématique et des progrès accomplis depuis maintenant presque un siècle, on peut se référer à l'état des lieux dressé par Meyerhof en (1963) qui fait le point du calcul des fondations superficielles 20 ans après le manuel de Terzaghi (1943), et à celui de Vesic (1973). Terzaghi (1943) a donné pour sa part des indications sur les théories développées au début du vingtième siècle.

Les fondations superficielles sont souvent soumises à des charges inclinées et/ou excentrées, où le problème devient plus compliqué à cause du détachement à l'interface sol-fondation. L'inclinaison de la charge, l'excentricité et l'enfoncement de la semelle sont pris en compte, au moyen de facteurs de correction empiriques et semi-empiriques appliqués à la solution de base. La complexité de ce problème pour les conditions de chargement a attiré l'attention de plusieurs chercheurs dans ce domaine. Ce chapitre présente les méthodes de calcul de la capacité portante sous les différentes conditions de chargement. Afin de réaliser une revue critique sur ce sujet, les travaux de recherche sur la capacité portante des semelles superficielles sont listés séparément selon les conditions de chargement : (1) vertical centré; (2) vertical excentré ; (3) centré incliné ; et (4) excentré incliné.

2.2 Méthodes de calcul de la capacité portante

2.2.1 Méthode de Terzaghi :

Sur la base de la théorie de la capacité portante ultime pour une fondation superficielle (rigide, continue, et avec une base rugueuse) supportée par un sol homogène d'assez grande profondeur ; Terzaghi définit les paramètres géométriques de la fondation superficielle comme suit : $B \leq D_f$ (B : Largeur de la semelle, D_f : Profondeur de l'ancrage). La surface de

rupture dans le sol provoquée par la charge ultime (q_u) ; la surface de rupture du sol sous la fondation peut être divisée en trois (03) majeures zones (Figure 2.1). Ce sont :

Zone 1 "abc" : Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. L'inclinaison des faces ac et bc avec l'horizontale est l'angle $\alpha = \phi$ (angle de frottement du sol) ;

Zone 2 "bcf" : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Déplacements et cisaillement importants : rupture généralisée (dite zone de cisaillement radial de Prandtl) ;

Zone 3 "bfg" : La zone externe n'est soumise qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture (c'est la zone passive de Rankine). Les lignes inclinées dans cette zone font un angle de $\pm (45 - \phi/2)$ avec l'horizontale. Il est à noter que la zone de cisaillement radial '2', et la zone passive de Rankine '3' existe aussi à gauche du triangle élastique zone abc, cependant ils ne sont pas montrés. La ligne cf est un arc spiral logarithmique définie par l'équation ($r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \phi}$).

Les lignes bf et fg sont des lignes rectilignes. En principe, la droite fg continue jusqu'à la surface du sol, mais Terzaghi a supposé que le sol au-dessus du niveau de la base de la semelle est remplacé par une surcharge égale à γD_f .

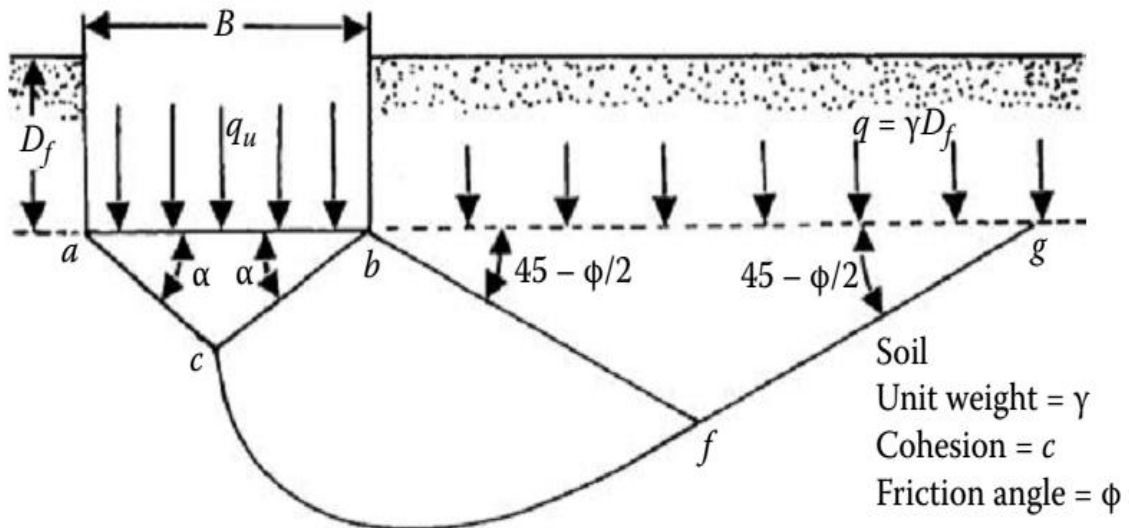


Figure 2.1 Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide d'après Terzaghi, Braja M. Das (2009).

La contrainte de cisaillement qui peut être mobilisée par le sol est donnée par :

$$\tau = \sigma' \tan \varphi + c \quad (2.1)$$

Où σ' est la contrainte effective normale, et c est la cohésion

La capacité portante ultime, q_u , de la fondation peut être déterminée en considérant les faces ac et bc du triangle abc et en déterminant les forces passives sur chaque face provoquant la rupture.

Il est à noter que la force passive P_p est une fonction de la surcharge $q = \gamma \cdot D_f$, cohésion c , poids volumique γ , et de l'angle de frottement interne φ du sol.

D'après la Figure 2.2 la force passive P_p sur la face bc par unité de longueur de la fondation est:

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma} \quad (2.2)$$

Avec : P_{pq} , P_{pc} et $P_{p\gamma}$ composantes de la force passive dues respectivement à q , c , et γ

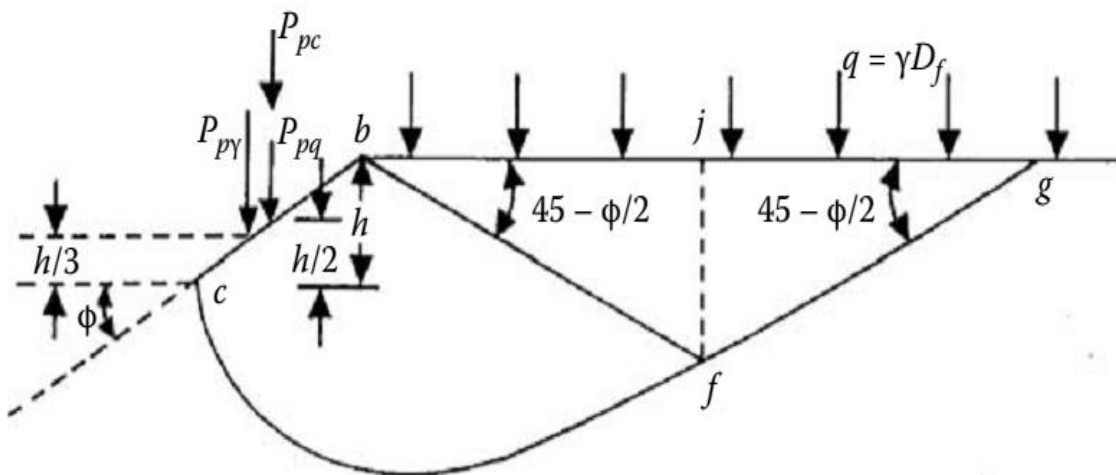


Figure 2.2 les forces passives agissant sur la face bc du triangle abc . Braja M. Das (2009).

Par ailleurs il est important de noter que les directions P_{pq} , P_{pc} , et $P_{p\gamma}$ sont verticales, et puis que la face bc fait un angle φ avec l'horizontale, et P_{pq} , P_{pc} , et $P_{p\gamma}$ doivent faire un angle φ avec la normale de bc . Pour obtenir les valeurs de P_{pq} , P_{pc} , et $P_{p\gamma}$ la méthode de superposition peut être utilisée, mais ce n'est pas une solution exacte.

Ainsi il a été démontré que :

$$q_q(B * 1) = 2P_{pq} \quad (2.3)$$

$$q_q = \frac{2P_{pq}}{B} = q \left[\frac{e^{2\left(\frac{2\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} \right] = qN_q \quad (2.4)$$

Pareillement l'expression des termes q_c et q_γ ont été démontré :

$$q_c = c \cot\varphi \left[\frac{e^{2\left(\frac{2\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{2\cos^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} - 1 \right] = cN_c = c \cot\varphi(N_q - 1) \quad (2.5)$$

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left[\frac{1}{4} \gamma B^2 K_{p\gamma} \tan^2\varphi - \frac{B^2}{4} \gamma \tan\varphi \right] = \frac{1}{2} \gamma B \left(\frac{1}{2} K_{p\gamma} \tan^2\varphi - \frac{\tan\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (2.6)$$

$K_{p\gamma}$ coefficient de poussée des terres (passive).

La charge ultime par unité de surface de la fondation (c'est-à-dire la capacité portante ultime q_u) pour un sol avec cohésion c , et un poids spécifique γ peut s'écrire d'onc :

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma \quad (2.7)$$

En remplaçant q_q , q_c et q_γ par leurs expressions trouvées précédemment, on aura l'expression de la capacité portante. Le premier terme de l'équation est lié à la cohésion du sol. Le deuxième terme est lié à la profondeur de la semelle et de pression de surcharge. Le troisième terme est lié à la largeur de la semelle et à la longueur de la zone de contrainte de cisaillement. Les facteurs de capacité portante, N_c , N_q , N_γ , sont uniquement fonction de l'angle de frottement interne, φ . Terzaghi a obtenu cette solution par la méthode de l'équilibre limite.

L'expression générale de la capacité portante a été écrite par Terzaghi (1943) sous la forme :

- Semelle filante :

$$q_u = c N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (2.8)$$

- Semelle carré :

$$q_u = 1.3 c N_c + \gamma D N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma \quad (2.9)$$

- Semelle circulaire :

$$q_u = 1.3 c N_c + \gamma D N_q + 0.3 \gamma B N_\gamma \quad (2.10)$$

Les expressions suivantes des trois facteurs de capacité portante :

$$N_c = \cot\varphi(N_q - 1) \quad (2.11)$$

$$N_q = \frac{\left(e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi} \right)}{2\cos^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (2.12)$$

$$N_{\gamma} = \frac{1}{2} K_{py} \tan^2 \varphi - \frac{\tan \varphi}{2} \quad (2.13)$$

Les valeurs des facteurs sont présentées sur le tableau 2.1, les valeurs de N_{γ} sont obtenues par Braja M. Das (2009).

Tableau 2.1 : Facteur de la capacité portante suivant Terzaghi, (Braja M. Das 2009).

| 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 | 11.35 |
| 2 | 6.30 | 1.22 | 0.18 | 28 | 31.61 | 17.81 | 15.15 |
| 4 | 6.97 | 1.49 | 0.38 | 30 | 37.16 | 22.46 | 19.73 |
| 6 | 7.73 | 1.81 | 0.62 | 32 | 44.04 | 28.52 | 27.49 |
| 8 | 8.60 | 2.21 | 0.91 | 34 | 52.64 | 36.51 | 36.96 |
| 10 | 9.61 | 2.69 | 1.25 | 36 | 63.53 | 47.16 | 51.70 |
| 12 | 10.76 | 3.29 | 1.70 | 38 | 77.50 | 61.55 | 73.47 |
| 14 | 12.11 | 4.02 | 2.23 | 40 | 95.67 | 81.27 | 100.3 9 |
| 16 | 13.68 | 4.92 | 2.94 | 42 | 119.67 | 108.75 | 165.69 |
| 18 | 15.52 | 6.04 | 3.87 | 44 | 151.95 | 147.74 | 248.29 |
| 20 | 11.69 | 7.44 | 4.97 | 46 | 196.22 | 204.20 | 426.96 |
| 22 | 20.27 | 9.19 | 6.91 | 48 | 258.29 | 287.86 | 742.61 |
| 24 | 23.36 | 11.40 | 8.85 | 50 | 347.52 | 415.16 | 1153.15 |

2.2.2 Formule générale de la charge limite :

Terzaghi a émis l'hypothèse que la charge maximum que l'on pouvait appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être considérée approximativement comme étant la résultante des charges maximales (le principe de superposition d'une charge limite de la fondation). Voir la Figure 2.3 qui consiste à superposer les trois états suivants:

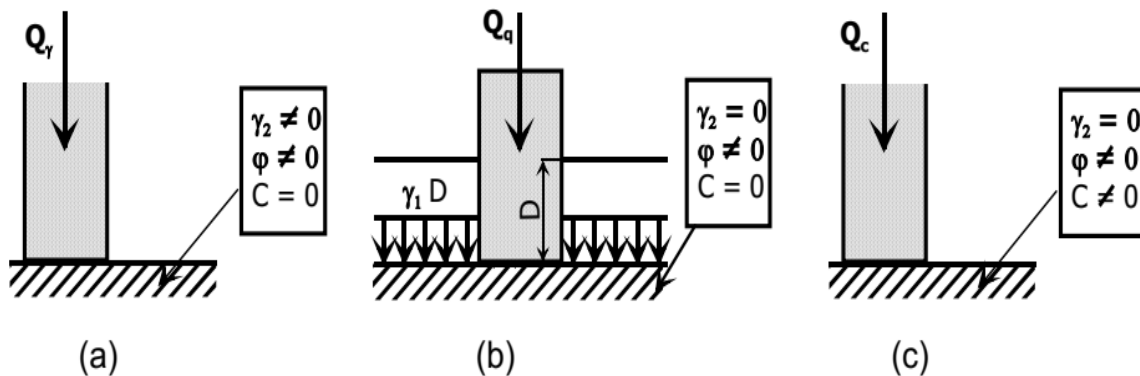


Figure 2.3 Principe de superposition

- Le premier terme est appelé terme de surface (proportionnel à B) (a).
- Le second terme est appelé terme de profondeur (proportionnel à D) (b).
- Le troisième terme est appelé terme de cohésion (proportionnel à c) (c).

2.2.3 Méthode de Meyerhof

Sur la base d'un modèle original et d'études théoriques décrites par Terzaghi, avec des expressions établies par Prandtl (1921) pour N_c , par Reissner (1924) pour N_q et, par Meyerhof (1961) pour une valeur approchée de N_γ , ces coefficients qui ne tenaient pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation, Meyerhof (1963) propose les expressions suivantes :

$$N_c = (N_q - 1) \tan \varphi \quad (2.14)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.15)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \quad (2.16)$$

Meyerhof (1951) a publié une théorie de capacité portante qui pourrait être appliquée à la fondation superficielle rigide et profonde. La surface de rupture à la charge ultime sous une fondation superficielle continue assumée par Meyerhof est montrée sur la Figure 2.4.

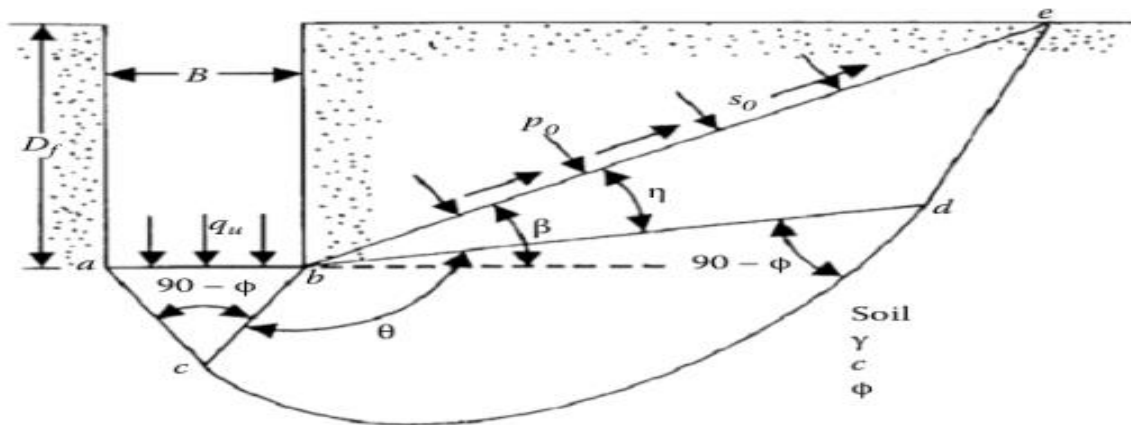


Figure 2.4 : La surface de rupture pour une fondation filante proposée par Meyerhof (1951).

Les semelles circulaires et rectangulaires de côtés B et L , des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Skempton (1951) pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et des semelles circulaires :

$$\left[\begin{array}{l} S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ S_c = S_\gamma = 1 \\ S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{si } \varphi = 0 \\ \\ \text{si } \varphi > 10 \text{ degrés} \end{array} \quad (2.17)$$

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) :

$$\varphi = \varphi_p = \left(1.1 - 0.1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad (2.18)$$

Dans le cas, où le sol n'est pas sec, ou 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 :

- Jusqu'à deux fois B sous la base des semelles filantes,
- jusques 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ d_c = d_\gamma = 1 \\ S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{si } \varphi = 0 \\ \\ \text{si } \varphi > 10 \text{ degrés} \end{array} \quad (2.19)$$

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

$$B' = B - 2e \quad (2.20)$$

Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle Hansen (1955). Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentrements correspondants est jugée suffisante.

Pour les charges inclinées, les travaux de Meyerhof (1953) ont défini des coefficients réducteurs comme suit :

$$\begin{cases} i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \\ i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \end{cases} \quad (2.21)$$

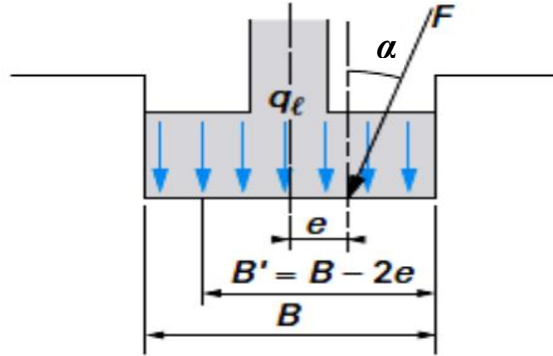


Figure 2.5 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B

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

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma S_\gamma \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + i_q S_q (q + \gamma_2 D) \cdot N_q(\varphi) + i_c S_c C \cdot N_c(\varphi) \quad (2.22)$$

La liaison entre la résistance et le déplacement, c'est l'intérêt de Meyerhof : 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.

2.2.4 Méthode de Hansen (1970)

Dans une conférence présentée au Japon en octobre 1968 et publiée après son décès, Brinch Hansen en (1970) résume ses recommandations sur la force portante des fondations superficielles en suivant le cadre général introduit par Terzaghi, l'équation (2.8)

- trois facteurs de capacité portante

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi \end{cases} \quad (2.23)$$

Le facteur de la capacité portante N_γ est une borne inférieure, calculée par Lundgren et Mortensen (1953). Hansen (1961) proposait une expression différente :

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \varphi \quad (2.24)$$

Intermédiaire entre la borne inférieure précédente et la solution de Meyerhof (1951). Le statut de cette expression n'est pas clair. Hansen (1961) indique que ce n'est qu'une borne inférieure parce qu'elle n'est que statiquement admissible.

À part l'excentrement des charges, qui est pris en compte en calculant la portance sur la « surface effective de la fondation », tous les autres écarts par rapport au cas de la semelle filante sous charge verticale centrée sont décrits au moyen de coefficients correcteurs établis séparément et dont l'usage simultané constitue naturellement une approximation.

Hansen a proposé des coefficients correcteurs pour les fondations filantes non encastrées pour deux types de sol ; cohérent ou frottant :

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A \cdot c_u}} \quad (2.25)$$

Cependant, pour un sol purement frottant :

$$i_c = \left[1 - \frac{0.7H}{v}\right]^5 \quad (2.26)$$

2.2.5 Méthode de Vesic (1973) :

Vesic (1973) présente le développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commença avec Rankine en 1857, et a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi (1925).

Vesic décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs N_c et N_q de Prandl et Reissner ; pour N_γ , il indique que la solution tabulée de Caquot et Kérisel (1953) peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle $15 < \varphi < 45$ degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_q = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (2.27)$$

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

Pour les coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de l'équation (2.8), Vesić donne les expressions suivantes :

-coefficients de forme:

$$\begin{cases} S_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c - 1} \tan \varphi \\ S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \\ S_\gamma = 1 + 0.4 \frac{B}{L} \end{cases} \quad (2.28)$$

-coefficients de profondeur (pour $D/B \leq 1$, d'après Hansen (1970)) :

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} \\ d_\gamma = 1 \end{cases} \quad (2.29)$$

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. Des équations sont proposées pour en tenir compte.

2.2.6 Eurocode 7

Dans le projet d'Eurocode 7, la formule de calcul de la capacité portante des fondations superficielles donnée a 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 :

* pour la forme de la fondation :

$$q_{\max} = \frac{V}{A'} = (\pi + 2) c_u s_c i_c b_c + q \quad (2.30)$$

La valeur minimale correspondante de N_c pour $\varphi=0$, ($N_c = 5,14$), avec des coefficients correcteurs :

$$\begin{aligned} S_c &= 1 + 0.2 \frac{B'}{L'} ; && \text{pour une semelle rectangulaire de dimensions réduites } B' \text{ et } L', \\ S_c &= 1.2 && ; \text{ pour une semelle circulaire.} \end{aligned} \quad (2.31)$$

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

$$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right) \quad (2.32)$$

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

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi+2} \quad (2.33)$$

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.

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

$$q'_{\max} = c'N_cS_c i_c b_c + q'N_qS_q i_q b_q + 0.5\gamma'B'N_\gamma S_\gamma i_\gamma b_\gamma \quad (2.34)$$

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 2.2 rassemble les valeurs de ces facteurs et les expressions des coefficients correcteurs correspondants.

Tableau 2.2 Facteurs de capacité portante et coefficient correcteurs Eurocode 7(2004)

| | Terme de surface N_γ | | Terme de profondeur N_q | | Terme de cohésion N_c | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------|------------|--------------------------------------------------------------------------------|-------|------------------------------------------------------|-------|
| | $N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan\varphi$ | | $N_q = e^{\pi\tan\varphi}\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ | | $N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$ | |
| Valeurs de N_γ, N_q, N_c | φ (deg) | N_γ | φ (deg) | N_q | φ (deg) | 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' | $S_\gamma = 1 - 0.3\frac{B'}{L'}$ | | $S_q = 1 + \frac{B'}{L'}\sin\varphi'$ | | $S_c = \frac{S_q N_q - 1}{N_q - 1}$ | |
| Profondeur | (pas de formule) | | (pas de formule) | | (pas de formule) | |
| Inclinaison de la charge (2) | $i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A'c' \cot\varphi'}$ | | $i_q = 1 - \frac{H}{V + A'c' \cot\varphi'}$ | | $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c}\tan\varphi'$ | |
| Inclinaison de la semelle | $b_\gamma = (1 - \alpha \tan\varphi)^2$ | | $b_q = (1 - \alpha \tan\varphi)^2$ | | $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c}\tan\varphi$ | |
| 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 : | | | | | | |
| $m = m_b = \frac{2+B'/L'}{1+B'/L'}$ Lorsque H est dirigé dans la direction de B, | | | | | | |
| $m = m_L = \frac{2+L'/B'}{1+B'/B'}$ Lorsque H est dirigé dans la direction de L. | | | | | | |
| Lorsque la force est dirigée dans une direction quelconque θ , le paramètre m vaut : | | | | | | |
| $m = m_L = m_L \cos^2\theta + m_B \sin^2\theta$ | | | | | | |

2.3 Revue de la littérature sur la capacité portante d'une fondation superficielle soumise à différents chargements :

Cette section présente une revue des travaux antérieurs publiés dans la littérature correspondant à la capacité portante des fondations superficielles sous chargement vertical et/ou incliné, centré et/ou excentré.

2.3.1 Chargement vertical centré :

Ueno et al. (2001) ont développé une méthode de ligne de glissement prolongée, dans laquelle la dépendance de l'angle de frottement interne sur la contrainte de confinement est formulée à partir des résultats des essais de compression triaxiale conventionnelle pour différents types de sables.

Hjiaj et al. (2005) ont utilisé la méthode des éléments finis pour déterminer le facteur de portance N_γ des semelles filantes sur des sols purement frottants, selon le critère de Mohr-Coulomb, et une base rigide avec une interface lisse ou rugueuse avec une règle d'écoulement associée. Sur la base des résultats numériques obtenus, ils ont proposé une nouvelle expression du facteur de portance, (Eq 2.35).

$$N_\gamma = e^{\frac{1}{6}(\pi+3\pi^2 \tan \varphi)} \tan^{\frac{2\pi}{5}} \varphi. \quad (2.35)$$

Martin (2005) a utilisé la méthode des caractéristiques (méthode de la ligne de glissement) pour résoudre le problème classique de la capacité portante géotechnique d'une semelle rigide soumise à une charge verticale reposant sur un demi-espace cohésif-frottant.

Ils ont conclu que la méthode des caractéristiques peut être utilisée pour établir la charge d'effondrement plastique exacte pour n'importe quelle combinaison des paramètres c , φ , γ , B et q - y compris le problème de N_γ .

2.3.2 Chargement vertical excentré :

Des études ont été effectuées par plusieurs chercheurs :

Prakash and Saran (1971) ont proposé une formule mathématique globale pour estimer la capacité portante ultime d'une semelle filante rugueuse sous charge excentrée, (Eq 2.36).

La surface de rupture comme supposé dans un sol $c-\varphi$ sous une semelle filante soumise à une charge verticale avec une excentricité e est représentée sur la Figure (2.6a), la largeur de contact semelle-sol est égale à Bx_1 est représentée sur la Figure (2.6b).

Selon cette théorie, pour une semelle filante sur un sol $c-\varphi$, la capacité portante ultime peut être exprimée comme suit :

$$q_u = \frac{Q_u}{(B \times 1)} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma(e)} + \gamma D_f N_{q(e)} + c N_{c(e)} \quad (2.36)$$

Où $N_{\gamma(e)}$, $N_{q(e)}$, $N_{c(e)}$ sont les facteurs de capacité portante pour une semelle filante excentrée soumise à un chargement vertical excentré. Les facteurs de capacité portante sont en fonction de e/B , ϕ et le facteur de contact de la semelle x_1 . La variation de x_1 avec e/B est illustrée à la Figure 2.6 (c). Les facteurs de capacité portante sont présentés sous forme graphique pour différents e/B et ϕ .

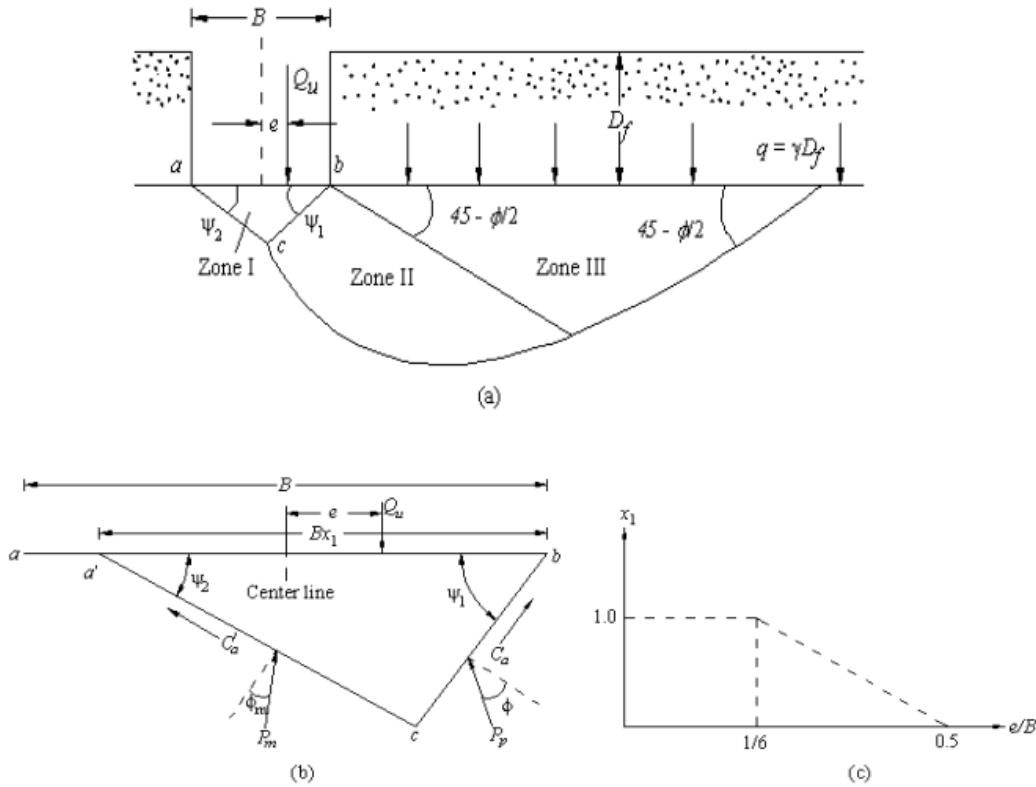


Figure 2.6 Dérivation de la théorie de la capacité portante par Prakash et Saran (1971)

Ils ont affirmé que la méthode commune basée sur la méthode d'équilibre limite qui définit les conditions de charge par le biais du locus de défaillance n'obtient généralement pas une explication raisonnable de l'application de la solution de Meyerhof.

Purkayastha et Char (1977) se sont basés sur la méthode des tranches pour effectuer des analyses de stabilité d'une fondation filante soumise à une charge excentrée supportée par un sol sableux. Ils ont introduit un facteur de réduction RF adimensionnel pour obtenir la capacité portante d'un chargement excentré par rapport à la valeur d'un chargement centré similaire.

$$R_k = 1 - \frac{q_{u(e)}}{q_{u(\text{centré})}} \quad (2.37)$$

Où :

R_k : Facteur de réduction ;

$q_{u(e)}$: Capacité portante ultime des fondations sous chargements excentrés ;

$q_{u(\text{centré})}$: Capacité portante ultime des fondations sous chargements centrés.

La magnitude de R_k peut être exprimée comme :

$$R_k = a \left(\frac{e}{B} \right)^k \quad (2.38)$$

Où a et k sont des fonctions du rapport d'encastrement D_f/B (Tableau 2-3)

Tableau 2.3 Variations de a et k , Purkayastha and Char (1977).

| D_f/B | a | k |
|-------------|-------|-------|
| 0.00 | 1.862 | 0.73 |
| 0.25 | 1.811 | 0.785 |
| 0.5 | 1.754 | 0.8 |
| 1.00 | 1.820 | 1.820 |

Par conséquent, en combinant des équations (3.37) et (3.38) :

$$q_{u(e)} = q_{u(\text{centré})} (1 - R_k) = q_{u(\text{centré})} \left[1 - a \left(\frac{e}{B} \right)^k \right] \quad (2.39)$$

Michalowski et You (1998) ont évalué la capacité portante des semelles chargées excentriquement en utilisant l'approche cinématique de l'analyse limite. Ils ont trouvé que la méthode de la largeur effective donnée par Meyerhof (1953) conduit à la même capacité portante que la solution d'analyse limite pour une semelle lisse, et sous-estime la capacité portante des semelles sur des sols cohérents avec des interfaces sol-semelle rugueuses, voir la Figure (2.7). La règle de la largeur effective sous-estime significativement la capacité portante pour les argiles ($\varphi \approx 0$) seulement lorsque la semelle est liée au sol et que l'excentricité est relativement importante ($e/B > 0,25$) (Figure 2.7).

Pour les sols cohésifs-frottants cette sous-estimation diminue avec une augmentation de l'angle de frottement interne. La règle de la largeur effective donne des estimations très raisonnables de la capacité portante des semelles chargées excentriquement sur des sols cohésifs ou cohésifs-frottants lorsque l'interface sol-semelle n'est pas collée, et pour tout type d'interface lorsque l'excentricité est faible ($e/B < 0,1$) comme indiqué sur la Figure 2.8.

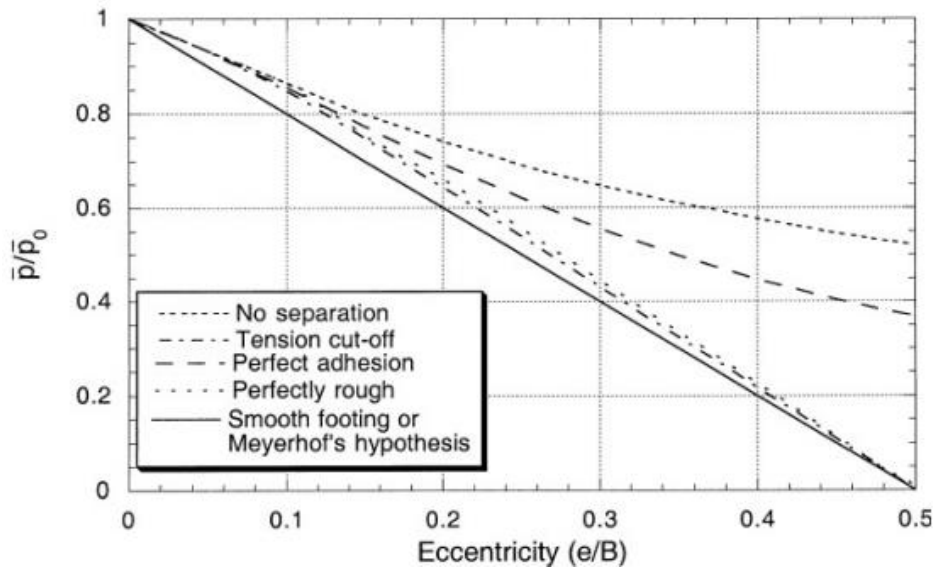


Figure 2.7 Solutions de la capacité de pression \bar{p} sur sol cohésif pour différents modèles d'interface sol-semelle (pas de surcharge). Michalowski and You (1998).

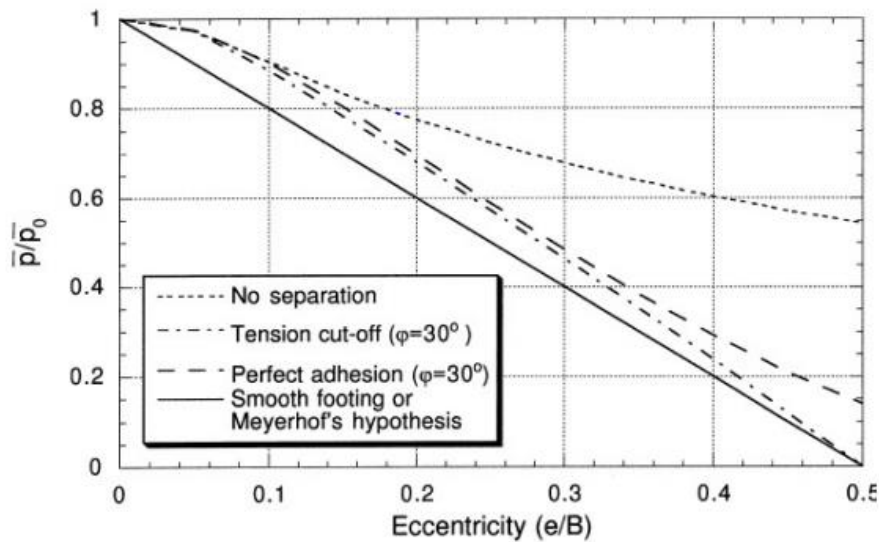


Figure 2.8 Solutions de la capacité de pression \bar{p} sur sol cohésif-frottant pour différents modèles d'interface sol-semelle (sol sans poids, pas de surcharge) Michalowski and You (1998).

Aussi les auteurs ont précisé que la règle de la largeur effective surestime aussi la capacité portante des sols purement frottants lorsque la surcharge est relativement faible.

Pour les sols pulvérulents, cependant, la règle de la largeur effective peut surestimer le meilleur liée et cette surestimation augmente avec une augmentation de l'excentricité supérieure Figure (2.9).

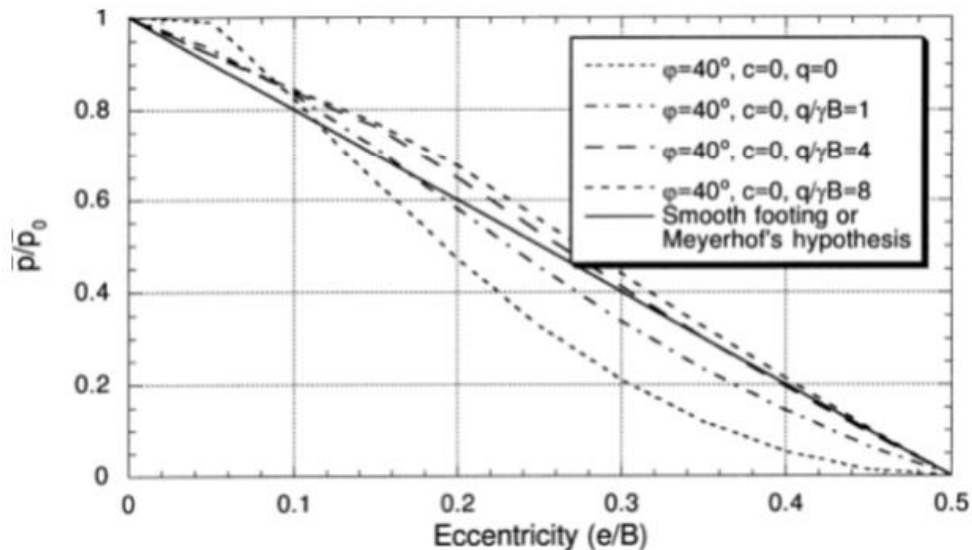


Figure 2.9 Solutions numériques de la capacité de pression des semelles chargées excentriquement (coupure de tension d'interface) Michalowski and You (1998).

Les auteurs ont proposé une forme du mécanisme de rupture, qui a dépend de la rugosité de la surface de fondation et du type de sol.

Evidemment, tous les mécanismes proposés par les chercheurs ont été unidirectionnels (Figures 2.10 et 2.11).

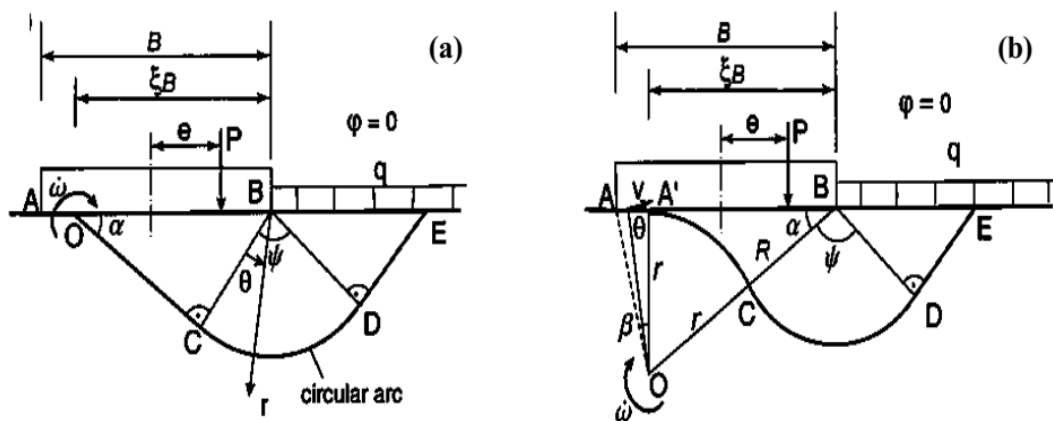


Figure 2.10 Mécanismes de rupture du sol purement cohérent ; (a) fondation lisse, (b) fondation rugueuse Michalowski and You (1998)

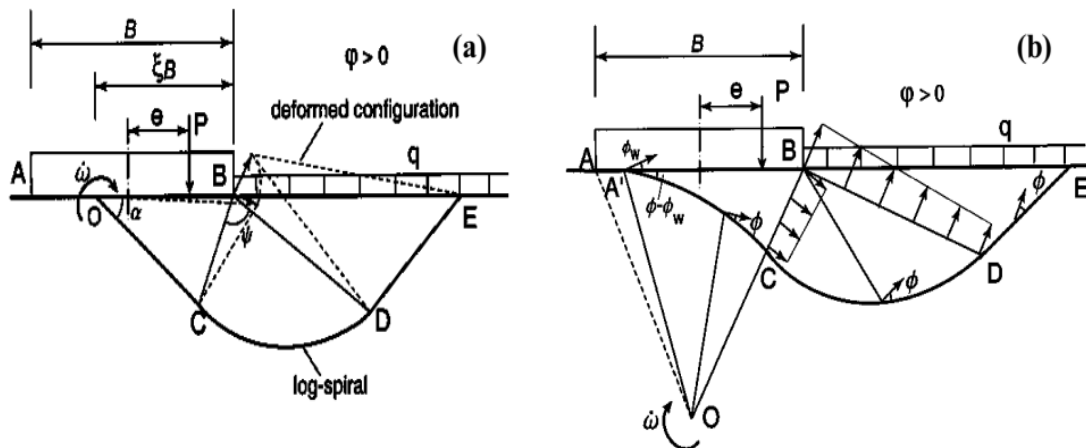


Figure 2.11 Mécanismes de rupture de sol cohérent-frottant ; (a) fondation lisse, (b) fondation rugueuse. Michalowski and You (1998)

Okamura et al. (2002) Ont réalisé des tests sur des modèles en centrifugeuse pour étudier l'effet de la forme et de la taille sur la capacité portante des semelles rectangulaires sous chargement vertical excentré sur sable.

Taiebat et Carter (2002) ont étudié la capacité portante des semelles filantes et circulaires sur sol homogène soumis à une charge verticale excentrée, pour le cas des conditions non drainées. Afin de déterminer la forme de mécanisme de rupture, ils ont utilisé la méthode des éléments finis avec la prise en compte du problème du détachement. Ils ont observé que l'enveloppe de rupture fournie par la méthode des éléments finis coïncide parfaitement avec celle obtenue par la méthode de la largeur effective. Il apparaît que la théorie de Meyerhof de la largeur effective reste la meilleure approche et en bon accord avec l'analyse numérique, (Figure 2.12).

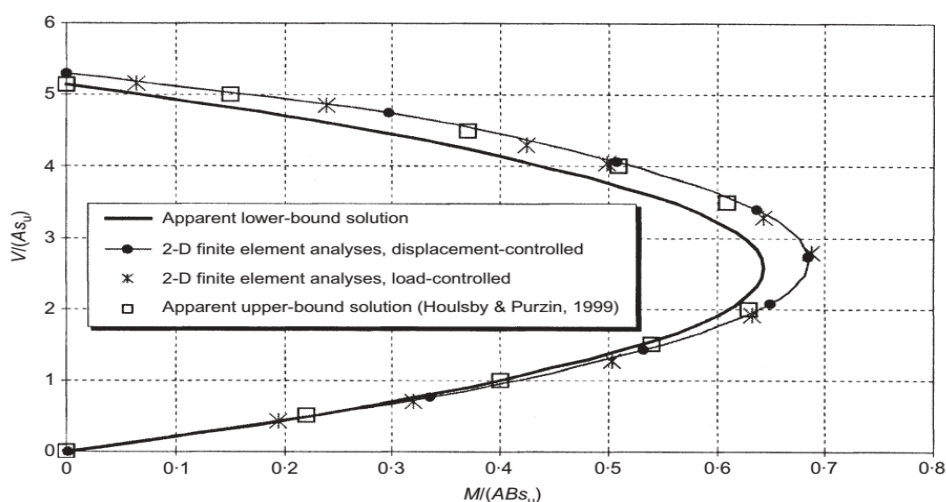


Figure 2.12 Enveloppes de rupture d'une fondation filante Taiebat et Carter (2002)

Nawghare et al. (2010) ont effectué des tests au laboratoire sur des modèles de semelles de taille et de forme différentes. Ils ont observé que pour les semelles rectangulaires, la capacité portante de la semelle est plus importante pour le chargement central, mais lorsque la charge est appliquée de manière excentrée, la capacité portante diminue. Pour la semelle carrée, ils ont observé qu'il n'y a pas de différence considérable dans la capacité portante de la semelle pour la charge centrale ainsi que pour les charges excentrées, mais on constate une différence considérable dans le tassement. Ils ont conclu que pour les conditions du chargement excentré, le tassement est plus important que celui pour les conditions du chargement centré.

Krabbenhoft et al. (2012) ont effectué des calculs de limite inférieure basés sur la méthode d'éléments finis pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle soumise à une charge verticale et excentrée dans l'intervalle 0 à 0.5B avec des surcharges variables. Ils ont démontré que pour le cas où il n'y a pas de surcharge les résultats correspondent très bien avec les résultats obtenus par l'approche de la largeur effective (Figure 2.13). Mais pour le cas où il y a des surcharges, les auteurs ont précisé que les résultats de l'analyse numérique concordent raisonnablement avec les méthodes existantes pour les faibles excentricités, alors que pour les grandes excentricités ($e > 0.25B$), les résultats numériques en général, et en particulier pour de plus grandes surcharges sont considérablement plus faibles que les capacités portantes prédites par les méthodes existantes.

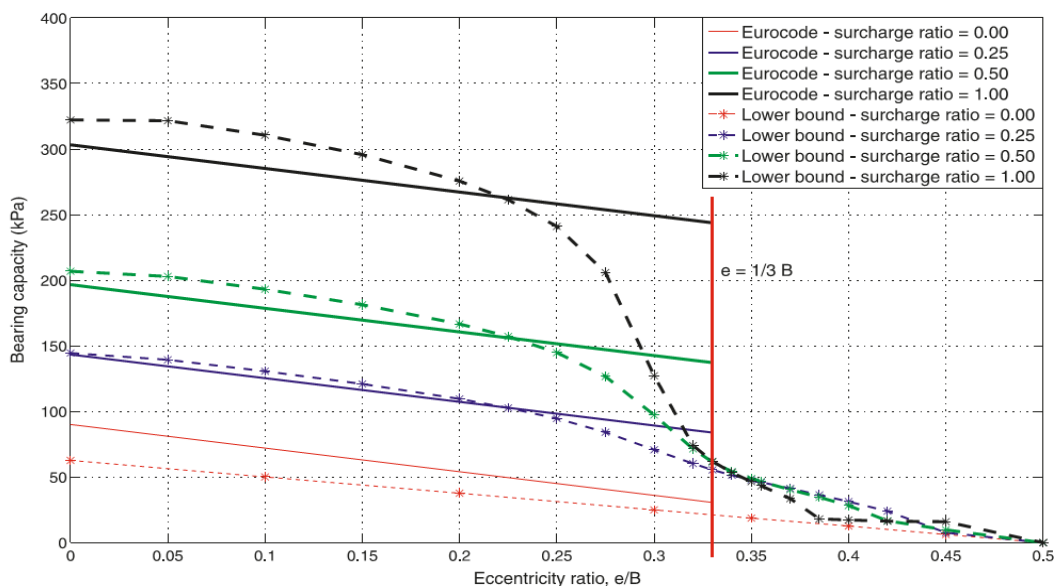


Figure 2.13 Capacité portante selon l'Eurocode 7 (CEN 2004) et l'analyse de la limite inférieure, angle de frottement $\phi=25^\circ$. Krabbenhoft et al. (2012)

Liang et al. (2014) ont proposé une procédure numérique pour estimer la capacité portante d'une semelle sous chargement vertical excentré par un mode de rupture réellement formé, sur la base du critère de Mohr-Coulomb avec une simple règle d'écoulement plastique non associée. Afin de valider la procédure numérique proposée, ils ont comparé leurs résultats avec ceux des solutions conventionnelles et ceux des tests au laboratoire. Ils ont affirmé que la procédure numérique proposée peut être appliquée directement à des travaux et conceptions pratiques.

2.3.3 Chargement centré incliné:

Taiebat and Carter (2000) ont présenté les résultats d'analyses d'éléments finis en 3D pour les semelles circulaires reposent sur un surface d'un sol homogène purement cohésif. Ils ont comparé leurs résultats numériques avec ceux de certaines des méthodes conventionnelles disponibles dans la littérature (Figure 2.14). Ils ont déclaré qu'une caractéristique importante du problème considéré est qu'une contrainte de traction illimitée est permise à l'interface entre le sol et la fondation sous une charge à grand moment. Ils ont suggéré une équation approximative pour calculer la capacité portante de fondations circulaires sur une argile uniforme, soumises à des charges combinées.

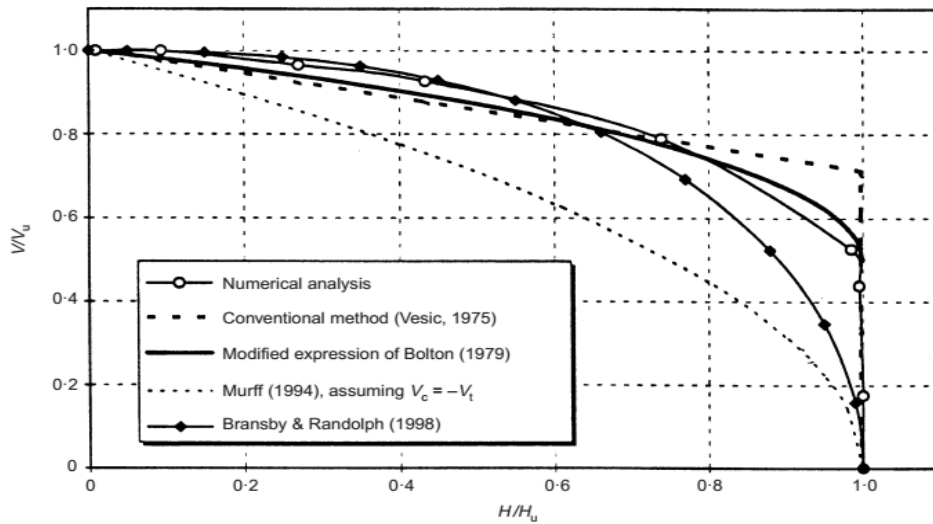


Figure 2.14 Enveloppes de rupture dans le plan de chargement adimensionnel VH pour les fondations sous chargement incliné ($M = 0$) Taiebat et Carter (2000).

Hjiaj et al. (2004) ont examiné la capacité portante d'une fondation filante de largeur B encastrée dans une couche profonde d'un sol cohérent frottant et soumise à une charge centrée inclinée d'un angle α . Le sol cohésif est supposé être parfaitement rigide et modélisé sur la base du critère de Mohr-Coulomb avec une simple règle d'écoulement associée avec une

cohésion c et un angle de frottement φ . Ils ont trouvé que sous un chargement incliné la rupture peut se produire par glissement de la base de fondation ou par un cisaillement général du sol au-dessous de la fondation. Aussi, ils ont trouvé que la capacité portante diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison α . Ils ont observé que la forme des zones de cisaillement change avec l'inclinaison de la charge et il y a déformation sur le niveau de maillage et les champs de vitesse (Figure 2.15). Ils ont conclu que les facteurs d'inclinaison proposés par Meyerhof (1963) sont faibles pour un chargement centré incliné.

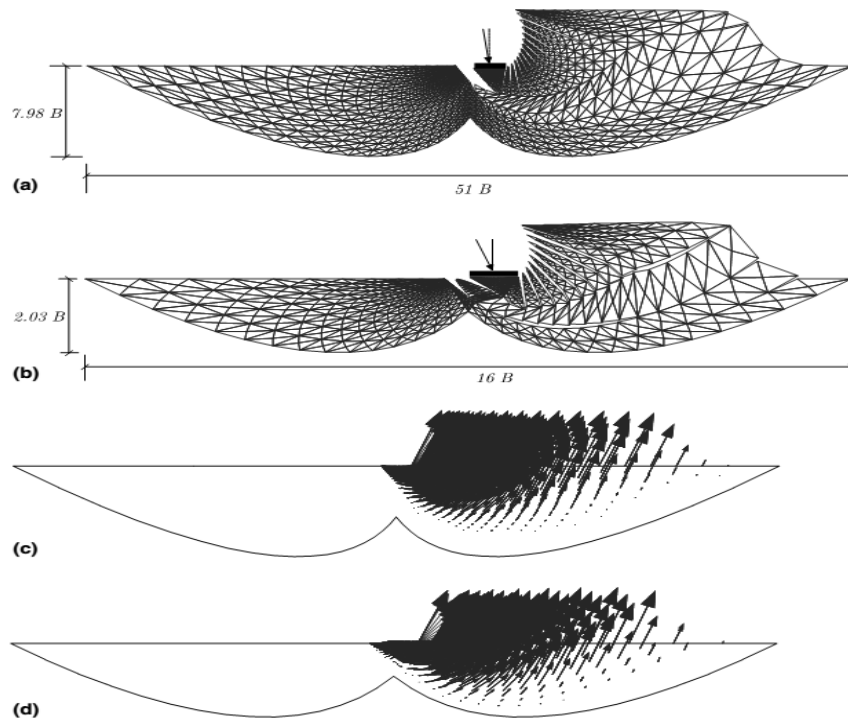


Figure 2.15 (a) déformation du maillage d'un sol non pesant avec $\alpha=7.5^\circ$ et $\varphi=45^\circ$,
 (b) déformation du maillage d'un sol non pesant avec $\alpha=22.5^\circ$ et $\varphi=45^\circ$,
 (c) champs de vitesse d'un sol non pesant avec $\alpha=7.5^\circ$ et $\varphi=45^\circ$, et
 (d) champs de vitesse d'un sol non pesant avec $\alpha=22.5^\circ$ et $\varphi=45^\circ$ (Hjiaj et al. 2004).

2.3.4 Chargement excentré incliné :

Saran and Agarwal (1991) ont procédé à une analyse en équilibre limite pour le calcul de la capacité portante des semelles rigides à base rugueuse, sous des conditions d'un chargement incliné excentré, les résultats sont donnés sous la forme des facteurs de portance N_γ , N_q , et N_c (Figure 2.16). Les auteurs ont effectué des essais sur modèle afin de vérifier les solutions analytiques proposées, ils ont déclaré qu'un bon accord a été trouvé entre les solutions analytiques et les résultats d'essais.

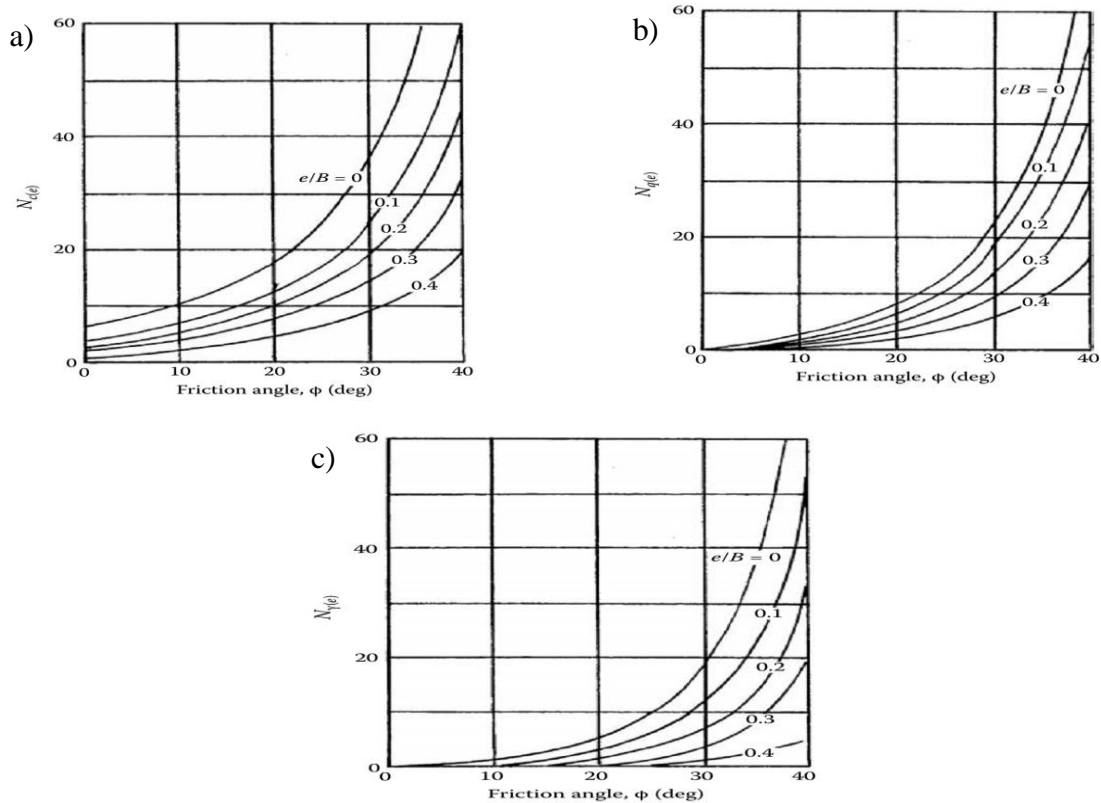


Figure 2.16 Facteur de capacité portante : a) $N_{c(e)}$, b) $N_{q(e)}$ et c) $N_{\gamma(e)}$ Saran and Agarwal, (1991).

Youssef Abdel Massih et Soubra (2007) ont utilisé la méthode des différences finies en 3D en utilisant le code FLAC^{3D} pour évaluer la charge de rupture d'une semelle filante soumise à un chargement excentré, vertical ou incliné, la semelle a été considérée comme rigide et l'interface rugueuse. Ils ont déclaré que leurs résultats numériques sont raisonnablement comparables à ceux de l'Eurocode 7 (Tableau 2-4). Ils ont aussi déclaré que la répartition de la contrainte normale sur l'interface de contact sol-semelle dans le cas d'une charge inclinée, est quasi-uniforme pour l'argile et décroît jusqu'à zéro sur les bords du sable. Cependant, pour la charge excentrée, la distribution augmente progressivement sur le bord gauche de la semelle avec l'augmentation de l'excentricité à la fois pour l'argile et le sable.

Tableau 2.4 Comparaison des valeurs de N_{γ} .

| ϕ | Flac 3D | Yin et al. | Soubra | Vesic | Eurocode 7 | Frydman et al. | Hjiaj et al. | Meyerhof |
|--------|---------|------------|--------|-------|------------|----------------|--------------|----------|
| 30 | 19.23 | 20 | 21.5 | 22.4 | 20.1 | 21.7 | 14.9 | 15.7 |
| 35 | 46.1 | 46 | 49 | 48.03 | 45.2 | 54.2 | 34.8 | 37.1 |
| 40 | 119.7 | 120 | 119.8 | 109.3 | 106.0 | 147 | 85.8 | 93.6 |

Loukidis et al. (2008) ont utilisé la méthode des éléments finis pour étudier la capacité portante d'une fondation superficielle sur sable soumise à des charges excentrées et inclinées, Deux séries d'analyses ont été réalisées, l'une utilisant une règle d'écoulement associée et l'autre utilisant une règle d'écoulement non associée. Ils ont montré que pour une excentricité ($0 < e \leq 1/3B$), les résultats sont très en accord avec l'approche de la largeur effective. Ils ont proposé une conception pour la largeur effective comme suit :

$$B' = B(1 - 2.273e/B)^{0.8} \quad (2.40)$$

Les auteurs ont observé que lorsque l'excentricité augmente, la distribution des contraintes change de taille et de forme. Ils ont constaté que le détachement de la semelle de la surface du sol en cas de grande excentricité est effectivement capturé (Figure 2.17).

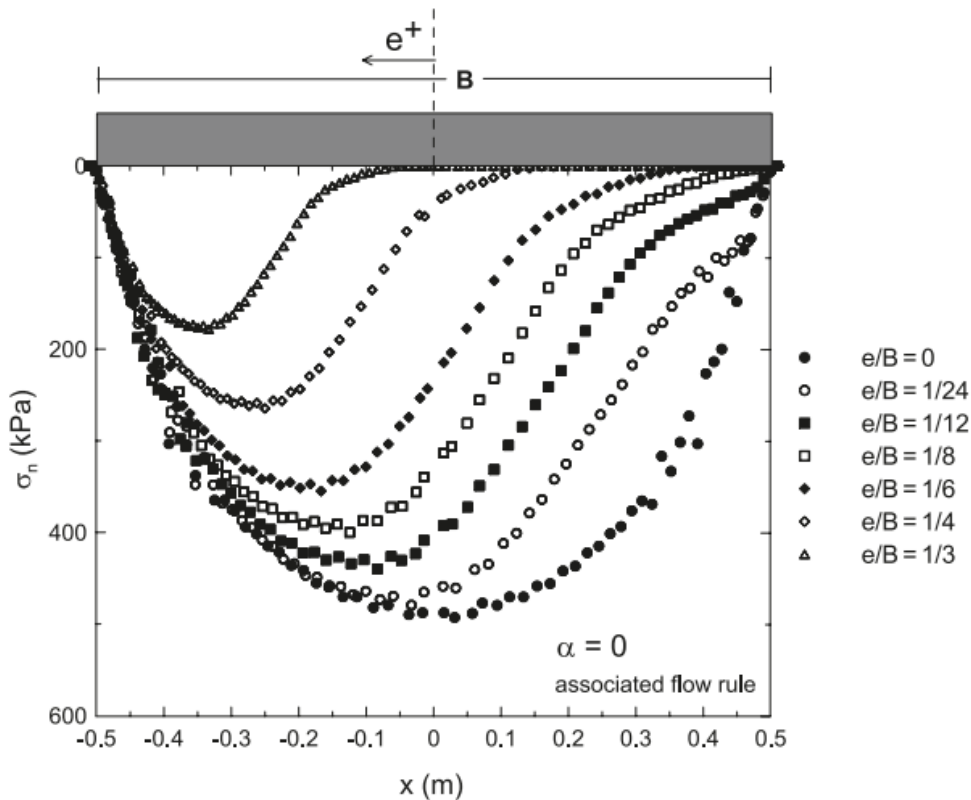


Figure 2.17 Distribution des contraintes normales au-dessous de la fondation sous charges verticales centrées et excentrées, Loukidis et al. (2008).

En outre les auteurs se sont basé sur les solutions mathématiques de Gottardi et Butterfield (1993) et sur les résultats obtenus à partir de l'analyse numérique, ils ont proposé la formulation mathématique suivante pour le facteur de réduction:

$$f_{ie} = \left[1 - \sqrt{3.7 \left(\frac{e}{B}\right)^2 + 2.1(\tan \alpha)^2 + 1.5 \left(\frac{e}{B}\right) \tan \alpha} \right]^2 \quad (2.41)$$

Selon Ganesh et al. (2016), la méthode proposée par Loukidis et al. (2008) pour les semelles de surface n'est valable que pour e/B inférieur à 0.4, car le facteur de réduction augmente lorsque e/B est supérieur à 0.4.

Yamamoto and Hira (2009) ont utilisé la méthode des éléments finis pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles sous chargements inclinés excentrés, ils ont déclaré que pour les grandes excentricités, la capacité portante a une valeur égale à environ 45% de celle déterminée par l'approche de la largeur effective.

Patra et al. (2012) se sont basés sur les travaux de Purkayastha et Char (1977), ils ont réalisé des essais expérimentaux sur modèle d'une semelle filante soumise à une charge excentrée et inclinée et ancrée dans des sables denses et moyennement denses. Ils ont proposé la formule adimensionnelle pour le facteur de réduction (RF) (Eq 2.42)

$$RF = \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \quad (2.42)$$

L'Equation (2.42) donne invariablement les mêmes résultats quelle que soit la profondeur de la semelle pour un chargement vertical excentré. Cela contraste avec les résultats expérimentaux présentés par les mêmes auteurs où il était évident à partir des données expérimentales que, le RF a augmenté avec la profondeur de la semelle. En 2016, les auteurs ont résumé les développements liés à l'estimation de la capacité portante ultime d'une fondation filante sur sol granulaire soumis à une charge excentrée inclinée.

Atalar et al. (2013) ont réalisé des essais de modèles des semelles filantes dans un sable dense afin d'étudier la capacité portante des semelles filantes sous chargement incliné excentré. Sur la base des résultats expérimentaux, ils ont développé un facteur de réduction (Eq 2.43) empirique et adimensionnel.

$$RF = \left[1 - a \left(\frac{e}{B}\right)^m\right] \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^n \quad (2.43)$$

Les valeurs de a , m et n obtenues à partir des analyses décrites ci-dessus sont données ci-dessous,

- $D_f/B = 0$ — $a = 2.23$, $m = 0.81$, $n = 1.98$
- $D_f/B = 0.5$ — $a = 2.0$, $m = 0.88$, $n = 1.23$
- $D_f/B = 1.0$ — $a = 1.76$, $m = 0.92$, $n = 0.97$

A partir des valeurs de a , m et n , on peut voir que les variations de a et m avec D_f/B sont très minimes; cependant, la valeur de n diminue avec l'augmentation du rapport d'encastrement. Les valeurs moyennes de a et m sont de 1,97 et 0,87 respectivement.

Krabbenhoft et al. (2014) ont utilisé la limite inférieure basée sur la méthode d'éléments finis pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle soumise à une charge excentrée et inclinée. Plusieurs angles de frottement du sol non cohérent ont été considérés par les auteurs. Les auteurs ont affirmé que les résultats fournis par la méthode d'éléments finis étaient en bon accord avec ceux de l'Eurocode, et ils ont conclu que l'angle d'inclinaison réduit la capacité portante.

Ganesh et al. (2016) ont effectué une analyse de régression des valeurs de la capacité portante tirée des essais de modèles de laboratoire rapportés dans la littérature par différents chercheurs, ils ont proposé une formule empirique adimensionnelle (Eq 2.44) pour le facteur de réduction (RF), pour calculer la capacité portante ultime des fondations superficielles supportées sur sable sous charges excentrées et/ou inclinées.

$$RF = \left[\left(1 - \frac{2e}{B} \right) \right]^n \quad (2.44a)$$

$$\text{Où } n = 2 \text{ pour } \frac{D_f}{B} = 0 \quad (2.44b)$$

$$\text{et } n = 1.15 \left(\frac{D_f}{B} \right)^{-0.15} \text{ pour } \frac{D_f}{B} > 0 \quad (2.44c)$$

Dans le cas d'une semelle filante reposant sur une surface libre, dans des conditions de charges verticales excentrées, la suggestion de Ganesh et al. (2016) pour RF est la même que celle proposée par Meyerhof (1953), $[(B'/B)^2]$. Cependant, dans le cas de $(D_f/B \neq 0)$, la méthode empirique suggérée par Ganesh et al. (2016) est totalement différente de la méthode de Meyerhof. Comme il est montré sur les Figures 2.18b et 2.18c, la méthode donne des valeurs raisonnables de RF, mais tend à fournir des valeurs de RF légèrement supérieures aux résultats de Meyerhof.

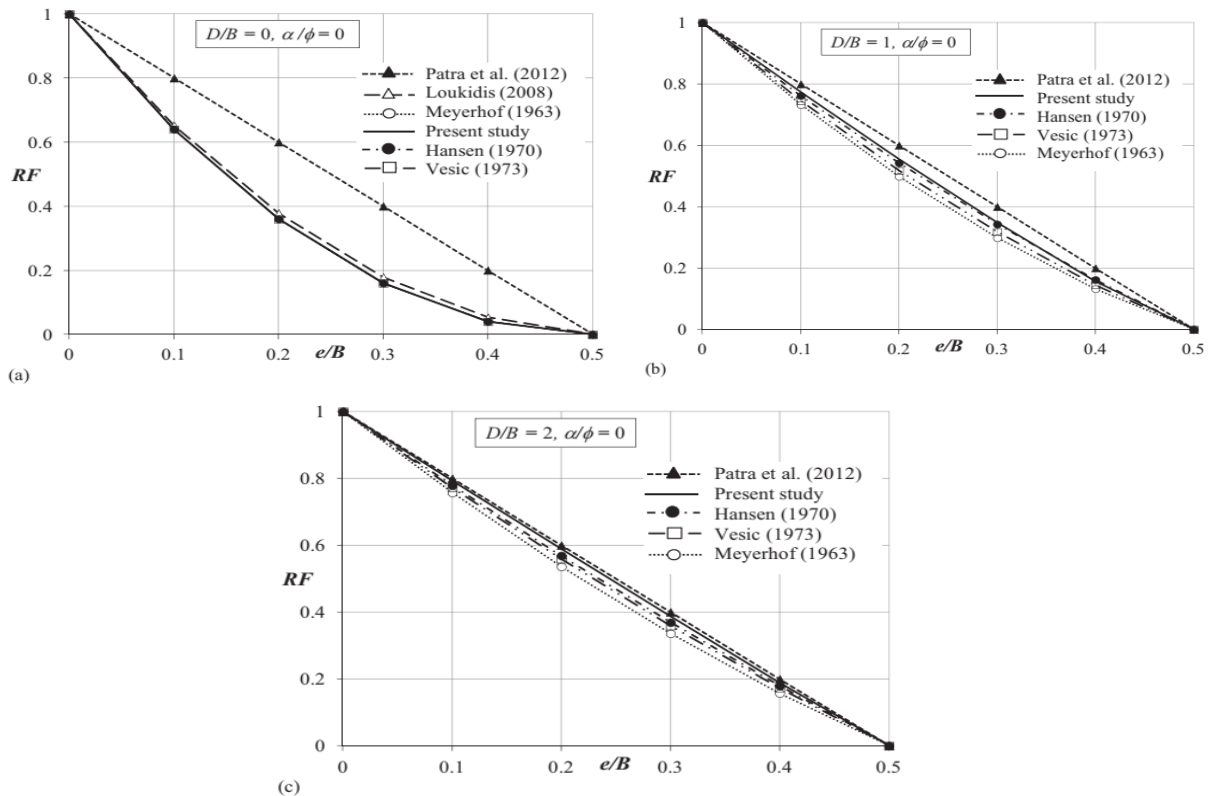


Figure 2.18 Comparaison des RF avec ceux obtenus par des méthodes théoriques disponibles dans la littérature pour différentes valeurs e/B avec $\alpha/\phi = 0$; (a) $D_f/B = 0$, (b) $D_f/B = 1$, et (c) $D_f/B = 2$. Ganesh et al. (2016).

2.4 Conclusion :

Plusieurs études théoriques et expérimentales ont été publiées. Une revue bibliographique sur la capacité portante des fondations superficielles reposant sur sol sous chargement vertical, incliné et excentré a été présentée dans ce chapitre. Les études expérimentales et théoriques disponibles dans la littérature sont listées séparément par rapport les aux conditions de chargements. D'après ce qui a été présenté, la plupart des études relatives aux fondations portent sur le cas d'une fondation soumise à une charge verticale centrée. Aussi, il ressort que dans le cas du chargement vertical et excentré, la théorie de la portance de Meyerhof intégrant le concept de surface effective reste la meilleure approche et en bon accord avec les analyses numériques en éléments finis ou différences finis, 2D et 3D. Alors que, dans le cas de chargement centré incliné ou celui combiné (excentré et incliné) on peut distinguer différents facteurs d'inclinaison, différents facteurs de réduction et différentes enveloppes de rupture. On peut dire qu'un effort insuffisant est trouvé pour développer une méthodologie de conception analytique et optimale basée sur des méthodes numériques.

CHAPITRE 3

APERÇU SUR L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ ET LES MODÈLES DE COMPORTEMENT

3.1 Introduction :

Le logiciel de calcul FLAC 2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua), est développé par la société américaine ITASCA Consulting group, et spécialement conçu pour les problèmes de géomécanique en général, et pour les problèmes de mécanique des sols en particulier.

Le code FLAC 2D utilisé dans nos modélisations est basé sur la méthode des différences finies. Les concepteurs de ce code ont utilisé un concept appelé « méthode des éléments lagrangiens ». Il consiste en une application non-traditionnelle de la méthode des différences finies explicites.

La simulation numérique de la capacité portante d'une fondation ayant une géométrie quelconque (filante, rectangulaire, circulaire, ou annulaire) est un problème non linéaire, avec la mise en jeu du sol, de la fondation et de l'interface sol/fondation.

Une courte description de cette méthode et du code FLAC 2D est présentée au début de ce chapitre pour étudier la capacité portante des fondations superficielles, et la présentation des modèles de comportement concernant les calculs numériques élasto-plastiques bidimensionnels, ainsi que le modèle élastique linéaire isotrope – parfaitement plastique avec le critère de Mohr-Coulomb, largement connu et utilisé dans la simulation des ouvrages géotechniques.

3.2 Description du code de calcul FLAC :

3.2.1 Méthode des différences finis :

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites, Desai et Christian (1977). Les variables d'espace (contraintes et déplacements) de méthode de différence finis varient à travers chaque élément au moyen d'une fonction d'interpolation, dans cette méthode ces variables ne sont définies qu'aux nœuds du maillage. La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires

exclusivement. Quant à la technique de résolution utilisée pour résoudre l'ensemble d'équations est remplacée par une expression algébrique, la méthode des différences finies ne construit pas une matrice globale de raideur du système, mais procède à une résolution locale pas à pas, concernant un élément et ses proches voisins, d'équations jugées indépendantes dans la mesure où le pas de calcul (pas de temps) est suffisamment petit pour que la conséquence d'un résultat ne puisse physiquement pas se propager d'un élément à un autre, durant ce pas de calcul. Cette technique permet de réactualiser les coordonnées des nœuds à chaque pas de temps.

3.2.2 Analyse Lagrangienne :

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc « Lagrangienne », par opposition à la formulation « Eulérienne », pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

3.2.3 Schéma de résolution explicite :

Dans ce paragraphe, nous n'allons pas nous intéresser en détail à la méthode de résolution implantée à l'intérieur du code mais uniquement au mode de fonctionnement. Le lecteur intéressé peut se reporter à Marti et Cundall (1982) qui décrit la procédure plus finement.

La méthode de résolution adoptée par Flac consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, contrairement aux schémas de résolution implicites généralement adoptés. L'objectif de cette méthode est de traiter un problème statique par l'intermédiaire de la dynamique.

Basé sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant. Le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique.

Le mode incrémental de résolution du système est instable à certains instants les chemins de contraintes et de déformations sont respectés à chaque pas. La Figure 3.1 précise bien quant à elle la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Cette procédure fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. Alors, les déformations sont déduites des

déplacements (intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes de ces déformations au travers des relations du modèle rhéologique.

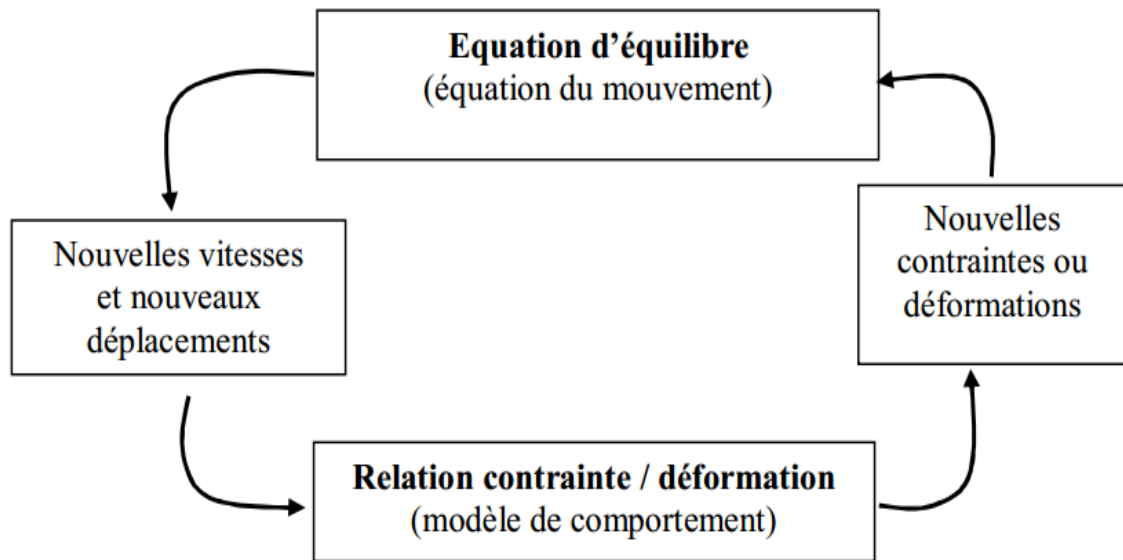


Figure 3.1 Séquence de calcul générale, Billiaux (1993)

Dans chaque boîte de calcul de la Figure 3.1 on remet à jour toutes les variables à traiter à partir de valeurs connues qui doivent, elles, restées fixées durant les calculs dans cette boîte. C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group (2002), si un pas de temps Δt assez petit est choisi de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps. Des éléments voisins ne pourront donc pas s'influencer pendant une période de calcul.

Tout ceci se base sur l'idée la vitesse de l'onde physiques ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pour la durée des calculs Δt . Pour constituer un algorithme opérationnel, les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à un état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles et en un pas de temps le plus grand possible afin d'éliminer le risque d'instabilités numériques.

L'amortissement utilisé consiste à imposer à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non équilibrée et, dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. Cette forme d'amortissement artificiel permet aux forces de volume de s'évanouir à l'état stationnaire. La constante d'amortissement sans dimension, ne dépend pas des propriétés du système et, permet un amortissement variable d'un point à l'autre Candall (1987). La procédure de résolution explicite n'étant pas inconditionnellement stable, il est nécessaire que la vitesse du front de calcul soit plus grande que la vitesse maximale de propagation

de l'information, pour cela le choix du pas de temps est important en effet il doit être plus petit qu'un certain pas de temps critique, Billiaux (1993).

Enfin, le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est simplement basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments le déséquilibre de force et retient la force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en deçà de laquelle la convergence est supposée suffisante.

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par (Eq 3.1)

$$\rho \frac{\partial u_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.1)$$

Avec :

- ρ : Masse volumique ;
- t : Temps ;
- \dot{u} : Vecteur vitesse ;
- x : Vecteur position ;
- g : Accélération due aux forces de volume.

Les vitesses de déformations e'_{ij} (Eq 3.2) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Eq 3.3) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$e'_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (3.2)$$

$$\sigma_{ni} = f(\sigma_p, \varepsilon, k) \quad (3.3)$$

Avec :

- σ_{ni} : Nouvelles contraintes ;
- σ_p : Contraintes du cycle de calcul précédent ;
- ε : Déformation ;
- k : Paramètre d'écrouissage.

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans FLAC présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis. Le Tableau 3.1 résume ces différences, mais nous allons quand même insister sur le fait que, dans un calcul Flac, aucune

itération n'est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations quel que soit le type de comportement envisagé pour le sol.

Néanmoins un inconvénient subsiste lors de la résolution de problèmes linéaires en petites déformations. En effet, l'imposition d'un pas de temps trop petit nécessite obligatoirement un nombre de cycles de calcul important pour obtenir la solution. Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques.

La résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquels nous nous sommes intéressés.

Tableau 3.1 : Méthodes explicites et implicites Cundall (1980).

| Méthode explicite | Méthode implicite |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité. | Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution |
| Peu de calculs par pas de temps. | Nombreux calculs par pas de temps. |
| Par d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques. | Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables. |
| Prise en compte de lois de comportement non linéaires sans itérations supplémentaires | Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non-linéaires. |
| Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte. | Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est: stable, physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct. |
| Aucune matrice n'est construite, la mémoire nécessaire est minimum. | Une matrice de rigidité doit être stockée, la mémoire nécessaire est importante. |
| Aucune matrice n'est construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire. | Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements. |

3.2.4 Méthodologie de simulation avec Flac

Afin d'installer un modèle pour réaliser une simulation avec Flac il faut suivre les étapes logiques suivantes :

- Définir la géométrie ;
- Introduire les modèles de comportement ;
- Introduire les éléments de structure s'il y a lieu ;
- Préciser les conditions aux limites ;
- Application du poids propre s'il y a lieu ;
- Résoudre pour calculer les contraintes initiales au repos ;
- Remettre à zéro les déplacements ;
- Introduire le chargement ;
- Résoudre ou appliquer le nombre de cycles requis ;
- Examen de la réponse du modèle ;
- Puis introduire les modifications requises etc.

3.2.5 Calcul avec Flac de la pression exercée par une semelle sur le sol de fondation

3.2.5.1 Largeur effective d'une semelle de fondation

Lorsqu'une vitesse est appliquée aux nœuds spécifiés du maillage représentant la semelle de fondation pour simuler une charge sur cette dernière, la zone support de la charge n'est pas tout à fait égale à la largeur de la semelle mais elle est obtenue en supposant que la vitesse varie de manière linéaire, de la valeur appliquée sur le dernier nœud représentant la semelle, à zéro sur le nœud adjacent au dernier nœud de la semelle. La demi-largeur effective de la semelle est exprimée alors par :

$$A = 0.5 (x_l + x_{l+1}) \quad (3.4)$$

Où x_l représente la position selon l'axe des x du dernier nœud supportant une vitesse, et x_{l+1} la position selon l'axe des x du nœud adjacent à x_l .

3.2.5.2 Pression sur le sol d'une semelle de fondation

La pression sur le sol de la fondation filante soumise à une charge verticale centrée est donnée par la somme des forces de réaction des nœuds représentant la semelle que divise la largeur effective de la semelle. Pour une semelle rectangulaire on calcule d'abord l'aire effective qui est donnée par le produit de la largeur effective par la longueur effective, puis on calcule le rapport de la somme de toutes les forces de réaction des nœuds représentant la semelle par cette surface effective.

3.2.6 Interfaces

Les éléments d'interface sont utilisés pour simuler le comportement des zones de localisation des déformations en cisaillement (surface de glissement) ou en traction (fissures).

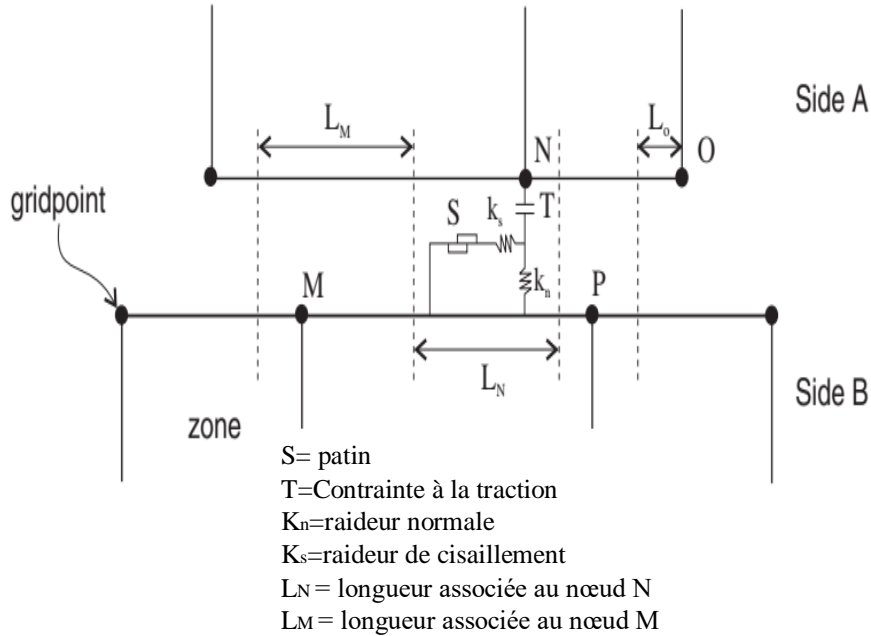


Figure 3.2 Interface représentée par la connexion des face A et B par des ressorts de raideur en cisaillement (k_s) et normale (k_n) (FLAC 2007)

Les caractéristiques des interfaces sont :

- La raideur normale k_n (contrainte/déplacement) ;
- La raideur tangentielle k_s (contrainte/déplacement) ;
- La cohésion C (contrainte) ;
- L'angle de dilatance ;
- L'angle de frottement δ ;
- La résistance à la traction T (force).

Le critère de Coulomb est adopté. La force de cisaillement sur un élément de longueur limitée par la relation :

$$F_{s \max} = C \cdot L + \tan \delta \cdot F_n \quad (3.5)$$

Avec : L = longueur de contact effectif

δ = angle de frottement des surfaces d'interface

Si le critère est satisfait c'est-à-dire si :

$$|F_s| \geq F_{s \max} \quad \text{donc} \quad F_s = F_{s \max} \quad (3.6)$$

Le déplacement relatif au niveau de l'interface est déterminé à partir des forces nodales et des rigidités normale et tangentielle k_n et k_s (exprimées en Pa/m). Le décollement et le glissement sont simulés par ajustement de ces rigidités en fonction de la direction et de l'intensité des efforts appliqués à l'élément à travers une équation de la forme :

$$F_n^{(t+\Delta t)} = F_n^{(t)} - k_n \Delta u_n^{(t+\Delta t/2)} L \quad (3.7)$$

Ou :

$$F_s^{(t+\Delta t)} = F_s^{(t)} - k_s \Delta u_s^{(t+\Delta t/2)} L \quad (3.8)$$

Pour les caractéristiques de frottement, de cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant. Les raideurs k_n et k_s sont plus difficiles à estimer. Afin de limiter les temps de calcul, FLAC propose la règle suivante : prendre des valeurs de raideurs k_n et k_s égales à dix fois la valeur de rigidité équivalente de la région voisine la plus rigide. La rigidité apparente d'une zone, exprimée en contrainte par unité de longueur est :

$$\max \left[\frac{K + \frac{3}{4} G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (3.9)$$

Où K et G sont respectivement le module volumique et de cisaillement et Δz_{\min} est la plus petite dimension dans la direction normale des zones adjacentes.

Cette recommandation permet de ne pas pénaliser les temps de calcul lors de la prise en compte d'une interface.

3.3 Modèles de comportement

Cette section présente les différentes lois rhéologiques que nous avons adoptées pour la modélisation du comportement du sol. Dans un premier temps nous rappelons brièvement les expressions du cas de l'élasticité linéaire isotrope puis orthotrope. Ensuite on abordera le modèle élastoplastique (modèle de comportement de Mohr-Coulomb).

3.3.1 Modèle élastique

L'élasticité est la propriété d'un matériau solide à retrouver sa forme d'origine après avoir été déformé, La déformation élastique est une déformation réversible. On distingue élasticité linéaire et non-linéaire dans cette partie.

3.3.1.1 Modèle élastique linéaire isotrope

Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope l'expression la plus courante est donnée par la relation contrainte-déformation linéarisée appelée loi de Hooke :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.10)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.11)$$

➤ δ_{ij} : Indice de Kronecher ;

- E : Module d'Young ;
- ν : Coefficient de Poisson.

E et ν sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G par les relations :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.14)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (3.15)$$

Dans le code de calcul Flac, l'écriture des relations de comportement utilise les modules, K et G, plutôt que le module d'Young et le coefficient de poisson, les relations entre ces divers paramètres sont présentés dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 Relations entre constantes élastiques d'après Leipholz (1974).

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

3.3.1.2 Modèle élastique orthotrope

Un modèle orthotrope prend en compte trois plans orthogonaux d'élasticité symétriques. Les axes principaux d'élasticité nommés 1, 2, 3 sont définis dans les directions normales à ces plans. La relation incrémentale contrainte-déformation dans les axes locaux est de la forme :

$$\begin{pmatrix} \zeta_{11} \\ \zeta_{22} \\ \zeta_{33} \\ 2\zeta_{12} \\ 2\zeta_{13} \\ 2\zeta_{23} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} & -\frac{\nu_{13}}{E_3} & & & \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} & -\frac{\nu_{23}}{E_3} & & & \\ -\frac{\nu_{31}}{E_1} & -\frac{\nu_{32}}{E_2} & \frac{1}{E_3} & & & \\ & & & \frac{1}{G_{12}} & & \\ & & & & \frac{1}{G_{13}} & \\ & & & & & \frac{1}{G_{23}} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{23} \end{pmatrix} \quad (3.16)$$

Le modèle implique neuf constants élastiques indépendants :

- E_1, E_2, E_3 modules d'Young dans les directions des axes locaux ;
- G_{23}, G_{13}, G_{12} modules de cisaillement dans les plans parallèles aux axes locaux ;
- $\nu_{12}, \nu_{13}, \nu_{23}$ coefficients de poisson, où ν_{ij} caractérise la contraction latérale dans la direction locale i causée par la contrainte de traction dans la direction locale j .

En vertu de la symétrie de la matrice contrainte-déformation nous avons :

$$\frac{\nu_{21}}{E_1} = \frac{\nu_{12}}{E_2} \quad \frac{\nu_{31}}{E_1} = \frac{\nu_{13}}{E_3} \quad \frac{\nu_{32}}{E_2} = \frac{\nu_{23}}{E_3} \quad (3.17)$$

Pour les plaques minces ayant un comportement de contrainte plane ($\sigma_{zz} = 0$) et aucun cisaillement transversal $\gamma_{xz} = \gamma_{yz} = 0$, la matrice de rigidité devient :

$$\begin{Bmatrix} \zeta_{11} \\ \zeta_{22} \\ 2\zeta_{12} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{E_1} & -\frac{\nu_{12}}{E_2} \\ -\frac{\nu_{21}}{E_1} & \frac{1}{E_2} \\ & & \frac{1}{G_{12}} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} \quad (3.18)$$

Par inversion de Matrice on a :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & -\frac{\nu_{12}E_1}{1-\nu_{12}\nu_{21}} \\ -\frac{\nu_{21}E_2}{1-\nu_{12}\nu_{21}} & \frac{E_2}{1-\nu_{12}\nu_{21}} \\ & & G_{12} \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \zeta_{11} \\ \zeta_{22} \\ \gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (3.19)$$

3.3.2 Lois de comportement élastoplastique

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

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.20)$$

Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales :

- ❖ La surface de charge, qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du matériau est irréversible,

- ❖ L'érouissage, qui permet de faire évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité,
- ❖ La règle d'écoulement plastique, qui décrit l'évolution des déformations plastiques.

Nous allons dans ce qui suit, exposer les bases pour chacune de ces notions.

3.3.2.1 Surface de charge

Au cours de la sollicitation, le sol subit des déformations plastiques (ou permanentes). Les observations expérimentales montrent cependant qu'il existe un domaine dans l'espace des contraintes à l'intérieur duquel le comportement des sols est élastique. Pour une sollicitation quelconque, ce domaine d'élasticité est délimité dans l'espace des contraintes par une surface $F(\sigma_{ij})$ appelée surface de charge. La condition $F(\sigma_{ij}) = 0$ est appelée critère de plasticité. Lorsqu'elle est vérifiée, le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge et le comportement du matériau dépend de la direction de l'incrément de contrainte.

La fonction de charge est donc une fonction scalaire du tenseur des contraintes telle que :

- ❖ Lorsque $F(\sigma_{ij}) < 0$, on est à l'intérieur du domaine élastique, les déformations sont réversibles ;
- ❖ Lorsque $F(\sigma_{ij}) = 0$, on est à la frontière du domaine, et des déformations plastiques peuvent alors avoir lieu, à condition que $\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$ on est alors dans le cas du chargement;
- ❖ $F(\sigma_{ij}) > 0$ est impossible à atteindre.

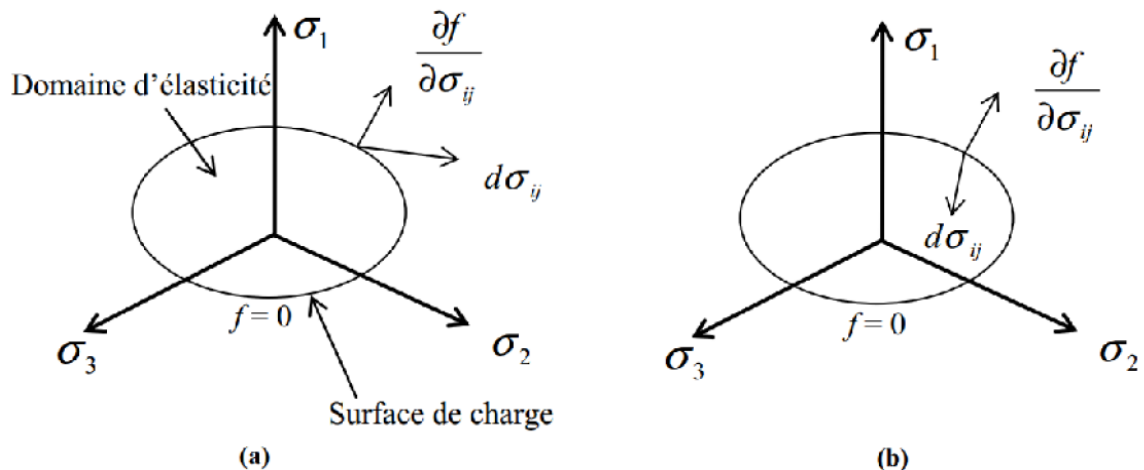


Figure 3.3 : Surface de charge. (a) Cas de charge et (b) de décharge

3.3.2.2 Notion d'érouissage

Un érouissage correspond à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation. Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'érouissage. La loi d'érouissage

précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue différents types d'écrouissage :

- ❖ Pour un écrouissage isotrope, la surface de charge subit une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation.
- ❖ Pour un écrouissage cinématique, la surface de charge se déplace dans l'espace des contraintes.
- ❖ Pour un écrouissage anisotrope, la surface de charge peut subir, en plus d'un expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

La Figure 3.4 illustre la notion de surface de charge, de chargement et de dans le plan déviatorique. La surface de charge peut dépendre de l'état de contrainte seul, on parlera alors de plasticité parfaite, ou alors dépendre également de l'état de déformation, et on parlera d'écrouissage. Dans la formulation d'un modèle de comportement, l'écrouissage est pris en compte par le biais d'un paramètre d'écrouissage introduit dans l'expression de la surface de charge. L'écrouissage isotrope nécessite un paramètre d'écrouissage scalaire alors que l'écrouissage cinématique nécessite un paramètre d'écrouissage de nature tensorielle.

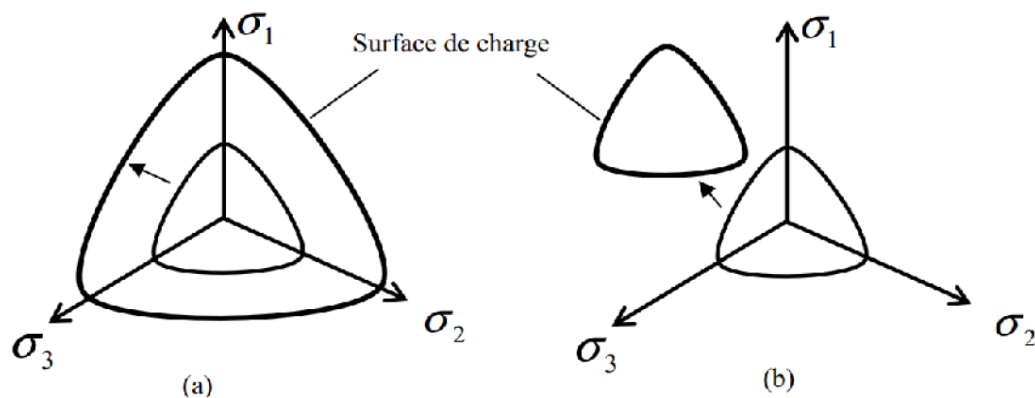


Figure 3.4 (a) Ecrouissage isotrope et (b) cinématique.

3.3.2.3 Règle d'écoulement plastique :

La règle d'écoulement plastique exprime l'accroissement de déformation plastique en fonction des états de contrainte (σ_{ij}) et ($d\sigma_{ij}$) et d'écrouissage (k) par l'intermédiaire d'un potentiel plastique g , qui peut être différent de la fonction de charge - on a alors un écoulement non associé :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.19)$$

$d\lambda$ est un scalaire strictement positif appelé multiplicateur plastique. On peut introduire la variable Q , appelée module d'écrouissage et définie par :

$$Qd\lambda = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (3.20)$$

La loi d'écoulement est fréquemment déduite de l'équation de contrainte - dilatance de Rowe (1962). Le cadre de la « plasticité non associée » (lorsque le potentiel plastique est différent de la fonction de charge) est quasiment indispensable en mécanique des sols.

Le multiplicateur plastique se détermine à l'aide de la condition de consistance qui stipule que l'état de contrainte doit rester sur la surface de charge (on doit vérifier $F = 0$). On a donc, au cours du pas de temps, $dF = 0$. Le cas le plus simple est celui où un seul mécanisme est activé.

3.3.3 Modèle élastique linéaire parfaitement plastique Mohr Coulomb

C'est le modèle utilisé dans cette thèse pour représenter la rupture par cisaillement du sol de fondation. Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E, ν), une surface de charge $F(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$. C'est un modèle à 5 paramètres. Dont 2 paramètres élastiques : E et ν et 3 paramètres de rupture (c, φ et ψ) tels que :

- E : Module d'Young ;
- ν : Coefficient de Poisson ;
- c : Cohésion ;
- φ : Angle de frottement ;
- ψ : Angle de dilatance.

Dans le plan de Mohr, la forme des courbes enveloppes de ce critère est une droite appelée droites de coulomb d'équations :

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi) \tag{3.21}$$

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi) \tag{3.22}$$

Où : σ_n et τ correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée.

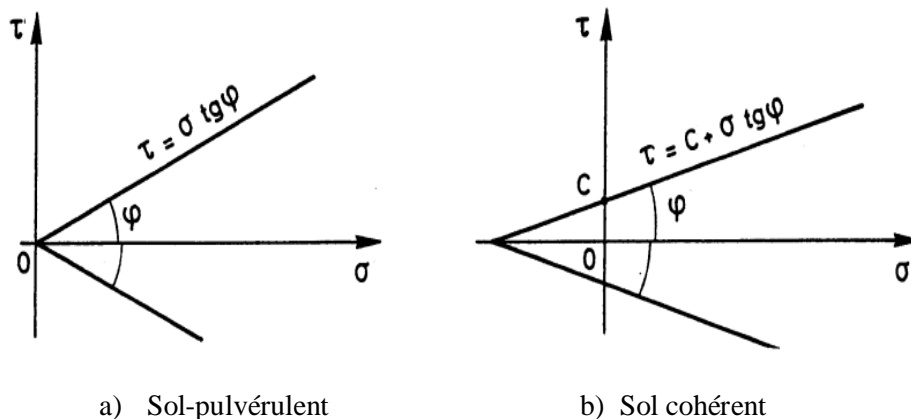


Figure 3.5 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr

La représentation de ce critère dans le plan de Mohr est donnée par la Figure 3.5 ci-dessus. L'angle ϕ désigne le frottement interne du matériau. Si C est nul et ϕ non nul, le matériau est dit pulvérulent. Si ϕ est nul et C non nul, comme dans le cas du critère de Tresca, le matériau est purement cohérent.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide dont l'axe est la trisectrice, comme illustré sur la figure 3.6. Sa section dans le plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca (qui est un cas particulier de Mohr Coulomb lorsque $\phi = 0$).

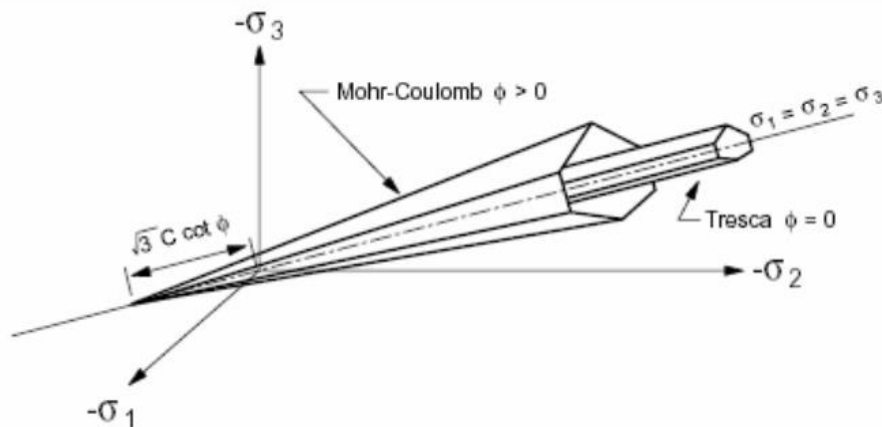


Figure 3.6 Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca (2000)

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.23)$$

Avec σ_1 : contrainte principale majeure

σ_3 : contrainte principale mineure

Un autre paramètre peut éventuellement entrer en ligne de compte, σ_t contrainte de rupture par traction, ce qui correspond à l'introduction d'un critère supplémentaire (avec sa propre loi d'écoulement) et modifie ainsi le modèle initial de Mohr -Coulomb qui ne tient pas compte de ce paramètre.

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation:

$$G(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1+\sin\psi}{1-\sin\psi} \sigma_3 \quad (3.24)$$

Lorsque l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

La dilatance correspond au changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle ψ qui représente le rapport de l'incrément de déformation plastique volumique sur l'incrément de déformation plastique de cisaillement $\Delta e^{pv} / \Delta e^{ps}$. L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique e^v en fonction de la déformation axiale e_1 (Vermeer et De Borst, 1984).

La modélisation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée sur la Figure 3.7.

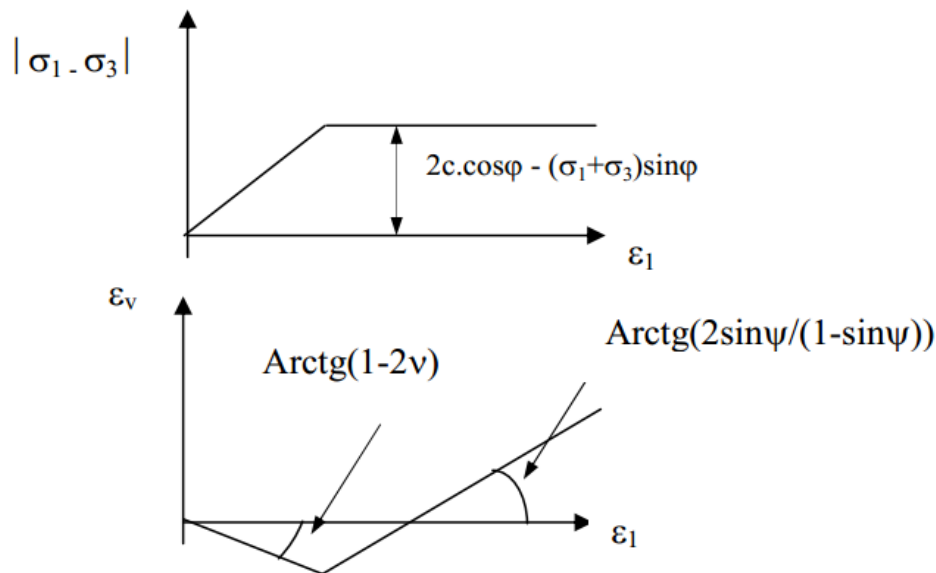


Figure 3.7 Modélisation de la dilatance ψ à partir du test triaxial, Vermeer et De Borst (1984)

Pour les matériaux à frottement interne dont le critère de plasticité est du type de Mohr Coulomb, une loi d'écoulement associée conduit généralement à surévaluer le gonflement qui accompagne la plastification par cisaillement. La mauvaise concordance entre l'expérience et les calculs explique l'introduction des lois d'écoulement non associées, dont les déformations plastiques dérivent d'un potentiel plastique de même forme mathématique que la fonction de charge mais l'angle de frottement est remplacé par l'angle de dilatance ψ avec $\psi < \varphi$.

Il est à noter que Vermeer et De Borst (1984) ont observé que les valeurs des angles de dilatance sont comprises approximativement entre 0° et 20° pour les sols, roches et bétons.

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre une explication de logiciel FLAC permet de simuler les problèmes statiques avec une bonne précision, Il existe un nombre considérable de modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable et leur identification plus ou moins aisée, plus le modèle de comportement est sophistiqué plus le nombre de paramètres à identifier est important. En résumé que les outils numériques peuvent ne pas être des boîtes noires, ils ont juste besoin d'un opérateur qualifié et d'un traitement efficace de ses hypothèses de base.

CHAPITRE 4

EFFET DE LA CHARGE EXCENTREE SUR LA CAPACITE PORTANTE D'UNE FONDATION FILANTE SUR SOL SABLEUX

4.1 Introduction :

Au cours des 70 dernières années, plusieurs études théoriques et expérimentales ont été publiées pour estimer la capacité portante ultime des fondations superficielles. En 1948, Terzaghi a proposé une théorie bien conçue pour déterminer la capacité portante ultime d'une semelle filante, rugueuse et rigide reposant sur une couche de sol homogène et soumise à une charge verticale centrée. Pour ce faire, il s'est basé sur la solution de Prandtl (1920) et sur le principe de superposition. Après Terzaghi (1943), plusieurs théories sont apparues pour le calcul de la capacité portante ultime des fondations superficielles soumises à : des charges verticales centrées. (Meyerhof 1951 ; Balla 1962 ; Vesic 1973 ; Ueno et al. 2001 ; Hjiatj et al. 2005 ; Martin 2005 ; etc.), charges verticales excentrées (Prakash and Saran 1971; Michalowski et al. 1998 ; Taiebat et Carter 2000 ; Okamura et al. 2002; Nawghare et al. 2010; Krabbenhoft et al. 2012 ; Lu et al. 2014), charges verticales inclinées (Sokoloveski 1965 ; Hanna et Meyerhof 1981 ; Meyerhof 1987 ; Taiebat et Carter 2000 ; Hjiatj et al. 2004), et charges excentrées inclinées (Meyerhof 1953, 1963; Hansen 1961; Purkayastha and Char 1977; Agarwel 1986; Saran and Agrawal 1991; Fedorovskii 2005 ; Loukidis et al. 2008; Yamamoto and Hira 2009; Patra et al. 2012, 2016; Atalar et al. 2013 ; Ornek 2014; Krabbenhoft et al. 2014; Tang et al. 2014; Ganesh et al. 2016).

La théorie la plus couramment appliquée pour la capacité portante de la fondation soumise à des charges excentrées est due principalement aux travaux effectués par Meyerhof (1953). C'est à partir d'essais sur modèles de laboratoire effectués par Meyerhof (1953) sur des fondations soumises à une charge excentrée que ce dernier a pu proposer une méthode semi-empirique dite méthode de la largeur effective, $B' = B - 2e$ où , où B est la largeur de fondation et e est l'excentricité de la charge.

Il faut dire que l'approche de la largeur effective suppose une distribution linéaire des contraintes de contact fondation-sol, dans les deux directions de la fondation. Comparée aux résultats d'instrumentation, cette supposition est une simplification de la distribution réelle des contraintes. Aussi, une investigation numérique est nécessaire afin de déterminer les valeurs de la largeur effective B' et étudier la validité des méthodes de conception actuelles.

Plusieurs facteurs de réduction ont été proposés par de nombreux auteurs, les capacités portantes moyennes obtenues à partir de ces facteurs sont largement différentes, en particulier dans le cas d'une semelle filante soumise à une charge verticale excentrée sur un sol sableux. Par ailleurs, de toutes ces recherches, il reste une ambiguïté sur le comportement de la capacité portante avec une augmentation de la profondeur de la semelle soumise à une condition de chargement vertical excentré.

Dans ce chapitre, on se propose d'effectuer des simulations numériques des charges de rupture d'une semelle filante rigide soumise à un chargement vertical centré et excentré en utilisant le code FLAC 2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Les résultats numériques seront exploités pour déterminer les valeurs de la largeur effective B' , étudier la validité des méthodes de conception actuelles et déterminer la répartition des contraintes de contact au-dessous de la fondation et enfin de faire élucider le mécanisme de rupture du sol de fondation.

En outre, ce présent travail numérique, se concentre sur le calcul du facteur de réduction non dimensionnel (RF) qui est le rapport entre la capacité portante moyenne d'une semelle soumise à un chargement excentré et sa capacité portante lorsqu'elle est soumise à une charge centrée. Les résultats indiquent une diminution significative de RF lorsque l'excentricité augmente et la courbe de la diminution est parabolique, comme indiqué précédemment par Meyerhof. De plus, ils montrent que ce facteur de réduction n'est pas influencé par l'angle de frottement et la largeur de la semelle, mais dépend uniquement du rapport d'excentricité de la charge et du rapport de profondeur de la semelle. Sur la base des résultats numériques obtenus, deux nouvelles formules de B' et RF sont proposées. Les valeurs fournies par les formules proposées sont en bon accord avec plusieurs résultats expérimentaux disponibles dans la littérature.

4.2 Vue d'ensemble des travaux antérieurs

Suivant la formule généralisée de Terzaghi (1943), la portance d'une fondation de largeur B, encastrée dans le sol à une profondeur D_f et soumise à une charge verticale centrée est généralement exprimée par:

$$q_u = c N_c d_c + \gamma D_f N_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma \quad (4.1)$$

Où q_u est la capacité portante ultime par unité de surface de la fondation, c est la cohésion du sol, γ est le poids volumique du sol, B est la largeur de la fondation, N_γ , N_c et N_q sont les facteurs de portance pour une fondation superficielle dépendant de l'angle de frottement du sol ϕ , d_γ , d_c et d_q sont les facteurs de profondeur. Pour un sol sans cohésion ($c = 0$), l'équation 4.1 devient:

$$q_u = \gamma D_f N_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma \quad (4.2)$$

En outre, les charges verticales, appliquées par les fondations sur le sol sont souvent des charges excentrées. A titre d'exemple, dans la conception des fondations pour les bâtiments légers, les mâts, les pylônes, les cheminées en acier et les éoliennes, des excentricités se produiront invariablement. Pour ce cas de charge excentrique, Meyerhof (1953) a proposé la formule de la capacité portante appelée méthode de la largeur effective, et qui est définie pour un sol sans cohésion comme suit:

$$q'_u = \gamma D_f N_q d_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma d_\gamma \quad (4.3)$$

Où, e est l'excentricité de charge comme représenté sur la Figure 4.1, B' est la largeur effective de la fondation qui est égale à la largeur de la fondation moins deux fois la distance d'excentricité, $B' = B - 2e$.

En effet, dans le concept de méthode de Meyerhof, la largeur réelle B est substituée par une largeur effective $B' = B - 2e$. La capacité portante finale effective q'_u est ainsi appliquée à cette largeur efficace. Afin de permettre des comparaisons entre le présent travail et la méthode de largeur effective, il faut d'abord établir la capacité portante moyenne, ($q_{u\text{avr}}$) appliquée sur toute la largeur B de la semelle. Cette capacité portante ultime moyenne est le rapport de la charge verticale ultime Q_u sur la largeur B qui peut être déduite de l'équation 4.3 comme:

$$Q_u = q'_u \cdot B' = (\gamma D_f N_q d_q + 0.5 \gamma B' N_\gamma d_\gamma) \cdot B' \quad (4.4)$$

La capacité portante ultime moyenne par unité de surface réelle d'une fondation filante peut alors s'écrire comme suit:

$$q_{u\text{avr}} = \frac{Q_u}{B} = q'_u \cdot \frac{B'}{B} = \gamma D_f N_q d_q \cdot \frac{B'}{B} + 0.5 \gamma B' N_\gamma d_\gamma \cdot \frac{B'}{B} \quad (4.5)$$

Le réarrangement de (Eq 4.5) donne :

$$q_{u\text{ avr}} = \gamma D_f N_q d_q \cdot \frac{B'}{B} + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma \cdot \left(\frac{B'}{B}\right)^2 \quad (4.6)$$

Selon plusieurs auteurs, parmi lesquels (Prakash et Saran 1971, Purkayastha et Char 1977, Patra et al. 2012, Ganesh et al. 2016), le RF s'exprime comme suit:

$$RF = \frac{Q_u (e \neq 0, D_f/B) / B}{Q_u (e=0, D_f/B) / B} = \frac{q_{u\text{ avr}} (e \neq 0, D_f/B)}{q_{u\text{ avr}} (e=0, D_f/B)} \quad (4.7)$$

Où $Q_u (e \neq 0, D_f/B)$ est la charge verticale ultime par unité de longueur de fondation avec un rapport d'encastrement (D_f/B) et une excentricité, e ; $Q_u (e=0, D_f/B)$ est la charge verticale ultime par unité de longueur de fondation avec rapport d'encastrement (D_f/B) et une excentricité nulle ($e=0$) ; $q_{u\text{ avr}} (e \neq 0, D_f/B)$ est la capacité portante ultime verticale de la fondation encadrée à une profondeur donnée et soumise à une charge excentrée de e par rapport à l'axe vertical central de la semelle et, $q_{u\text{ avr}} (e=0, D_f/B)$ est la capacité portante verticale ultime de la semelle avec une charge centrée ($e = 0$) à la même profondeur D_f .

Suite au concept de RF, Purkayastha et Char (1977) ont effectué des analyses de stabilité des fondations filantes soumises à des charges excentrées et supportées par un sol frottant en utilisant la méthode des tranches. Ils ont proposé pour RF l'expression suivante:

$$RF = 1 - b \left(\frac{e}{B}\right)^c \quad (4.8)$$

Où les paramètres b et c , selon les auteurs, sont indépendants de l'angle de frottement du sol ϕ et ne dépendent que de D_f/B . Les variations de b et c avec D_f/B sont données dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 Variation de b et c avec D_f/B , Purkayastha et Char (1977)

| D_f/B | b | c |
|-------------|-------|-------|
| 0 | 1.862 | 0.73 |
| 0.25 | 1.811 | 0.785 |
| 0.5 | 1.754 | 0.80 |
| 1.0 | 1.820 | 0.888 |

Si l'on considère les valeurs moyennes de b et c données dans le tableau 4.1, la relation pour R peut être approchée comme suit:

$$RF = 1 - 1.8 \left(\frac{e}{B}\right)^{0.8} \quad (4.9)$$

Loukidis et al. (2008) sur la base des travaux de Gottardi et Butterfield (1993) et en se basant sur les résultats obtenus à partir de l'analyse numérique, ils ont proposé la formulation mathématique suivante du RF pour un chargement vertical excentré:

$$RF = \left[1 - 1.924 \left(\frac{e}{B} \right) \right]^2 \quad (4.10)$$

Patra et al. (2012) ont effectué des essais expérimentaux sur une fondation filante soumise à des charges excentrées et inclinées, qui est encastrée dans un sol sableux, sur la base du travail de (Purkayastha et Char 1977), ils ont proposé pour RF, la relation empirique suivante :

$$RF = \left(1 - \frac{2e}{B} \right) \quad (4.11)$$

L'équation (4.10) montre que, pour une fondation filante soumise à des chargements verticaux et excentrés, le rapport D_f/B n'a aucun effet sur la capacité portante finale moyenne. De plus, dans le cas où $D_f/B = 0$, avec des conditions de charge verticales et excentriques, le RF proposée par Patra et al. (2012) surestime nettement la capacité portante de charge ultime moyenne, comme il sera expliqué en détail ci-dessous.

Ganesh et al. (2016) ont proposé une formule empirique pour le RF. Cela a été développé, selon les auteurs, après avoir analysé une série de résultats de tests de modèles de laboratoire disponibles dans la littérature. Le RF empirique est exprimé comme suit:

$$RF = \left[\left(1 - \frac{2e}{B} \right) \right]^n \quad (4.12)$$

$$\text{Où } n = 2 \text{ pour } \frac{D_f}{B} = 0 \quad (4.12a)$$

$$\text{et } n = 1.15 \left(\frac{D_f}{B} \right)^{-0.15} \text{ pour } \frac{D_f}{B} > 0 \quad (4.12b)$$

4.3 Procédure de modélisation numérique

Comme il a été déjà souligné ci-dessus, ce présent travail porte sur l'étude numérique de la capacité portante d'une semelle filante rigide et rugueuse de largeur B , encastrée à une profondeur D_f dans un sol sablonneux et soumise à une charge verticale excentrée. Le sol est supposé être élastique parfaitement plastique suivant le critère de rupture de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement associée. Le code de différence finie FLAC (version 7) est utilisé. Ce code est un outil efficace dans l'analyse des problèmes de capacité portante des différents systèmes de fondations. Cette efficacité a été clairement démontrée dans les analyses menées par (Benmbarek et al. 2016; Benmebarek et al. 2012 ; Remadna et al. 2012 ; Massih et Soubra 2007 ; Michalowski et Dawson 2002). Les caractéristiques physiques et mécaniques utilisées dans la présente étude sont : un module de cisaillement $G = 10$ MPa, un

module volumique élastique $K = 20 \text{ MPa}$, un poids volumique du sol $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, une série de quatre valeurs de l'angle de frottement interne $\varphi = 25^\circ - 40^\circ$ avec un incrément de 5° . Pour chaque valeur de φ , on considère trois valeurs du rapport d'encastrement ($D_f/B = 0, 0.5$ et 1), et pour chaque couple ($\varphi, D_f/B$), quatre valeurs du rapport d'excentricité ($e/B = 0, 0.1, 0.2, 0.3$ et 0.4) sont considérés. La semelle a également été discrétisée comme illustré sur la Figure 2. Elle est supposée être élastique avec des paramètres considérés comme très élevés, comparativement au support du sol, à savoir un module de cisaillement $G = 1,65 \text{ GPa}$ et un module volumique élastique $K = 1,85 \text{ GPa}$. Pour simuler le contact sol-fondation, des éléments d'interface définis par le critère de résistance au cisaillement de Coulomb codé en FLAC ont été placés entre le sol et la semelle, latéralement et à la base de la fondation. Les interfaces ont été définies avec un frottement égal au frottement du sol et une cohésion nulle.

Ces valeurs prises pour l'interface sont basées sur les recommandations du manuel FLAC

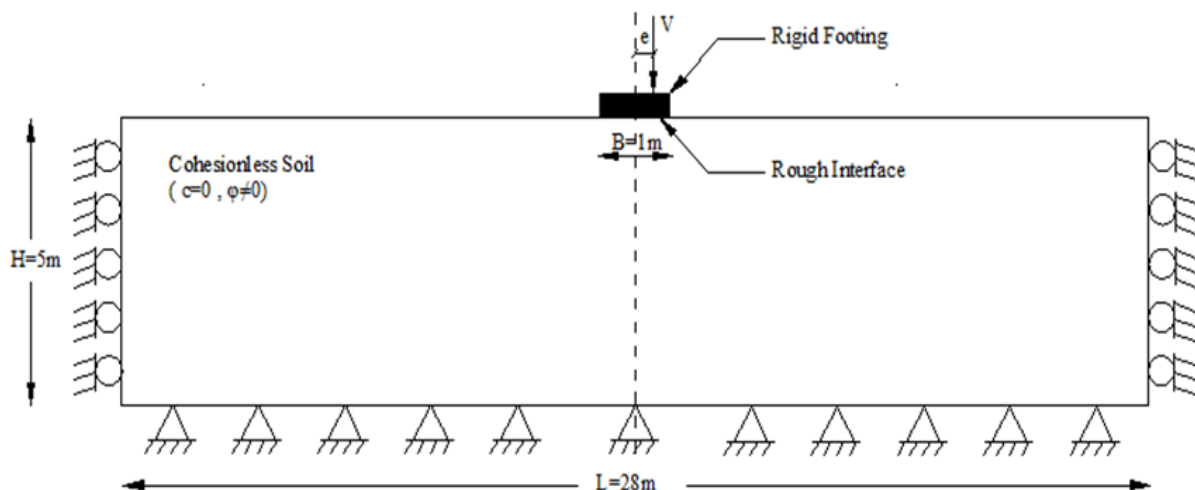


Figure 4.1 Géométrie et conditions aux limites du modèle numérique avec $D_f/B = 0$.

Les conditions aux limites du domaine de l'étude étaient situées à une hauteur $H = 5B$ et une largeur $L = 28B$ respectivement. Le domaine d'étude a été choisi très large afin de minimiser les effets de frontière. La limite inférieure est fixée dans les deux sens horizontal et vertical (axes x et y). Par ailleurs et, afin de satisfaire les conditions de déformation plane, la fondation présente une longueur infinie, comme le montre la Figure 4.1. Le modèle numérique est discrétisé en éléments de différentes dimensions. Le maillage est raffiné près des bords de la fondation car ces points présentent des singularités causées par le changement brusque de la direction du déplacement dans leur voisinage, comme mentionné par (Loukidis et al 2008) parmi d'autres auteurs. La Figure 4.2 montre le maillage utilisé pour cette analyse.

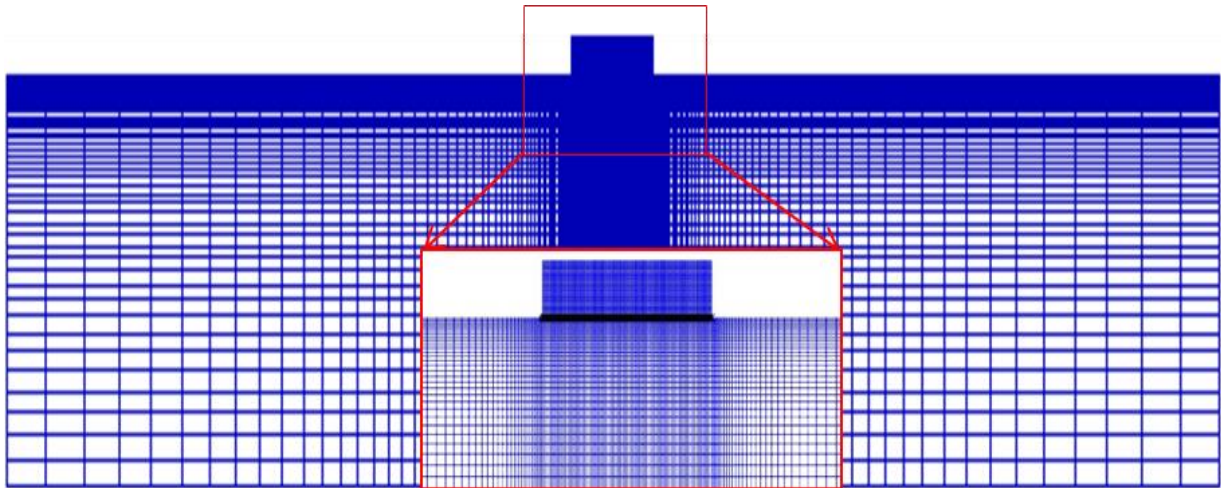


Figure 4.2 Maillage utilisé dans les simulations FLAC

Le chargement de la semelle filante est simulé en imposant une vitesse verticale vers le bas au nœud supérieur de la semelle située à une distance e de l'axe de la semelle égale à l'excentricité de la charge verticale. Les valeurs de e/B prennent dans cette étude les valeurs 0 à 0.40; avec un incrément de 0,10 (voir Figure 4.1). Afin de développer un schéma d'analyse acceptable pour les calculs ultérieurs, des simulations préliminaires ont été effectuées, en testant la taille du domaine, la grille, les conditions aux limites et la magnitude de la vitesse appliquée au nœud. La procédure de modélisation proposée suit deux étapes. Dans le premier, les contraintes géostatiques sont calculées en supposant que le sol est élastique. À ce stade, un certain pas est nécessaire pour amener le modèle à l'équilibre. Dans la seconde étape, une vitesse descendante de 10^{-7} m/pas a été appliquée, jusqu'à ce qu'un écoulement plastique stable soit atteint (c'est-à-dire jusqu'à ce qu'une pression constante soit réalisée).

4.4 Résultats des calculs et discussions

4.4.1 Validation :

Des analyses préliminaires ont été réalisées afin de valider les résultats. Celles-ci comprenaient le calcul du facteur de capacité portante N_γ d'une fondation filante rigide ayant une largeur $B=1,0$ m reposant sur un sol sans cohésion de Mohr Coulomb et soumise à une charge verticale centrée pour les valeurs de l'angle de frottement égal à 25° , 30° , 35° et 40° . Dans tous les essais, le poids volumique du sol a été pris comme $\gamma = 20$ kN/m³. Les résultats obtenus en utilisant le logiciel FLAC sont donnés dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2 Comparaison des valeurs de N_{γ} avec d'autres auteurs

| φ° | FLAC* | Ueno et al. (2001) | Hjiaj et al. (2005) | Martin (2005) | Krabbenhoft et al. (2012) | Meyerhof (1963) | Hansen (1961) | Loukidis et al. (2008) | Yamamoto and Hira (2009) | Tang et al. (2014) | Eurocode 7 (2004) |
|-------------------|-------|--------------------|---------------------|---------------|---------------------------|-----------------|---------------|------------------------|--------------------------|--------------------|-------------------|
| 25 | 6.83 | 7.58 | 6.74 | 6.49 | 6.35 | 6.77 | / | / | / | 6.66 | 9.01 |
| 30 | 15.58 | 17.7 | 15.24 | 14.75 | 14.27 | 15.67 | 15 | 15.37 | 16.68 | 14.82 | 20.09 |
| 35 | 36.55 | 42.32 | 35.65 | 34.48 | 32.7 | 37.15 | 33.92 | 36.09 | 37.76 | 34.63 | 45.23 |
| 40 | 91.19 | 101 | 88.39 | 85.57 | / | 93.7 | 79.6 | 89 | 94.36 | 85.02 | 106.05 |

* Présente étude

Le tableau 4.2 présente également une comparaison des valeurs présentes de N_{γ} (charge verticale centrée) avec d'autres auteurs. Comme on peut le voir, les valeurs de N_{γ} obtenues par FLAC concordent parfaitement avec celles publiées dans la littérature (voir Ueno et al. 2001; Hjiaj et al. 2005; Martin 2005; Krabbenhoft et al. 2012; Meyerhof 1963 ; Hansen 1961; Loukidis et al. 2008; Yamamoto et Hira 2009; Tang et al. 2014; Eurocode7 2004).

Ces résultats préliminaires ont bien confirmé les choix appropriés du maillage et la vitesse du chargement utilisé pour la modélisation numérique. Les simulations liées à un chargement excentrique pourraient alors être assumées.

4.4.2 Semelle filante reposant sur une surface libre et soumise à une charge verticale excentrée :

Les valeurs de la capacité portante moyenne sont présentées sous la forme de courbes graphiques représentant la relation entre $q_u/\gamma B$ et le rapport e/B sur la Figure 4.3. Sur la même figure sont également représentés les résultats d'autres auteurs. Trois angles de frottement ont été considérés $\varphi = 30^{\circ}$, 35° et 40° , et pour chaque angle de frottement cinq excentricités sont considérées $e/B = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ et 0.5 . La Figure 4.3 montre bien la diminution de la capacité portante moyenne avec l'augmentation du (e/B) lorsque la semelle filante est soumise à une charge verticale excentrée.

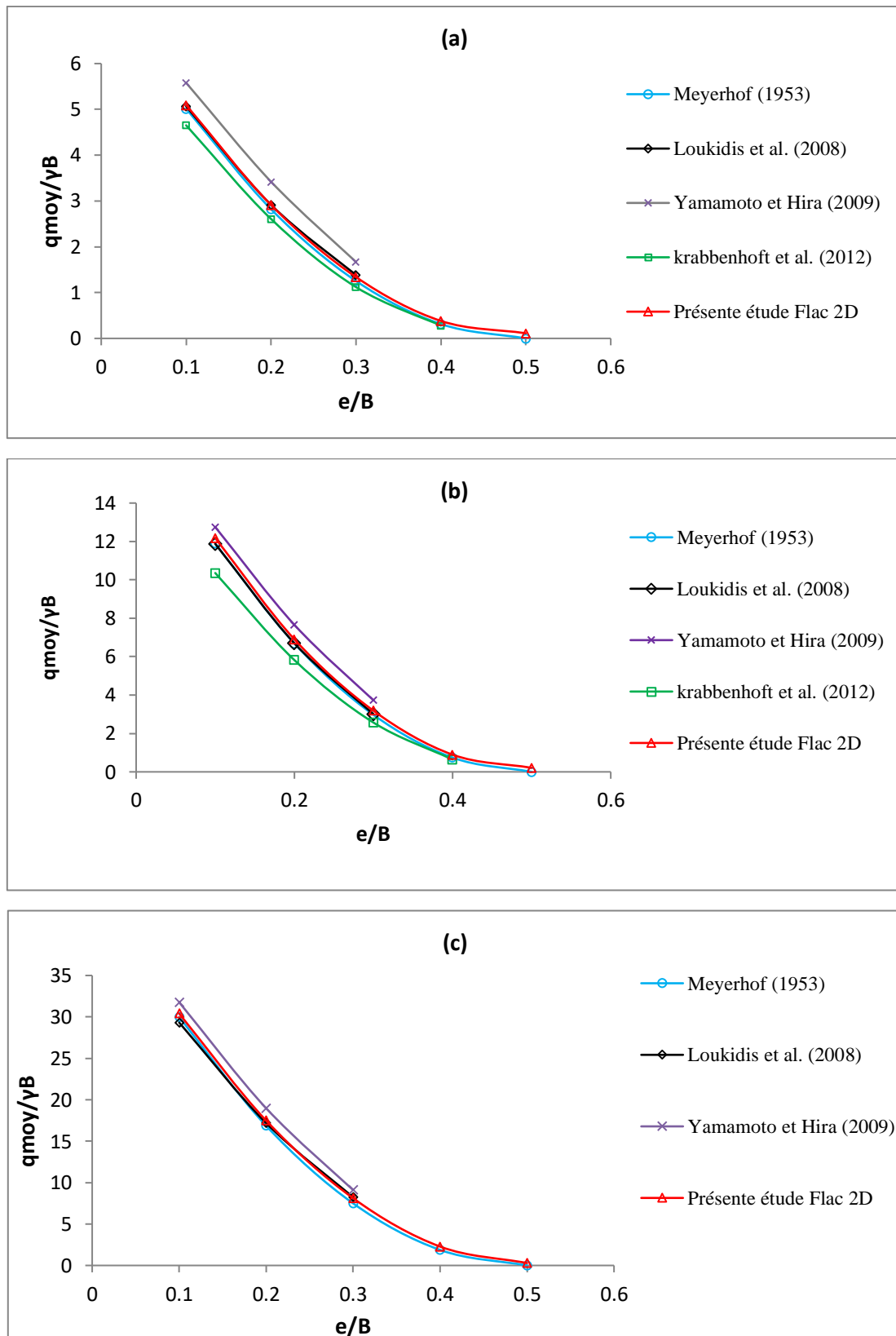


Figure 4.3 Variation de la capacité portante moyenne avec l'excentricité. (a) $\phi=30^\circ$, (b) $\phi=35^\circ$ et (c) $\phi=40^\circ$

Il est clair que les résultats de la présente étude coïncident parfaitement avec ceux de la méthode la plus utilisée dans la pratique (l'approche de la largeur effective de Meyerhof (1953) et aussi avec les résultats numériques en éléments finis présentés par Loukidis et al. (2008), pour les rapports d'excentricité $e/B \leq 0.33$. Au-delà de cette valeur les résultats restent généralement en bon accord avec ceux de l'approche de Meyerhof (1953). Les valeurs des capacités portantes calculées en utilisant l'équation de Meyerhof (1953), qui est exprimée en termes d'une largeur effective ($B' = B - 2e$), ont tendance à être légèrement sous estimées pour les grandes excentricités où on constate une augmentation de la différence entre les valeurs de la capacité portante de la présente étude avec celles calculées par la méthode de la largeur effective, avec l'augmentation de l'excentricité. Cette différence est égale à 8% et 18% respectivement pour les rapports d'excentricité 0.3 et 0.4 et ce, pour tous les angles de frottement pris en considération dans cette étude. Cet écart peut être expliqué par le fait que l'approche de la largeur effective néglige la résistance due aux contraintes de cisaillement à la base de la fondation. Laquelle résistance augmente avec l'augmentation de l'excentricité. Les valeurs numériques présentées par Yamamoto et Hira (2009) sont surestimées (Figure 4.3), cela est causé par l'effet de la discrétisation du continuum dans la méthode des éléments finis, de l'interpolation des points d'intégration des éléments et de la valeur moyenne pour les nœuds constituant plusieurs éléments, aussi le nombre des nœuds d'éléments choisis est insuffisant pour obtenir des résultats plus précis (éléments à six nœuds).

Selon Yamamoto et Hira (2009) les valeurs des capacités portantes calculées en utilisant l'approche de la largeur effective de Meyerhof (1953), sont surestimées notamment pour les grandes excentricités. Cela est en contradiction avec ce qui est présenté dans la Figure 4.3. En fait, l'erreur est dans la comparaison, cette dernière a été faite entre deux valeurs différentes, capacité portante ultime (q_u') calculée à partir de l'approche de la largeur effective de Meyerhof (1953) et leur valeur numérique de la capacité portante moyenne (q_{moy}). Il reste néanmoins évident que la comparaison entre auteurs devait être menée entre les valeurs de la capacité portante moyenne quelle que soit la méthode de calcul (analytique ou numérique). Par ailleurs et pour ce qui est des valeurs de la capacité portante moyenne fournies par l'analyse numérique en éléments finis et présentées par Krabbenhoft et al. (2014), ces valeurs tendent à être inférieures à celles de la présente étude. En effet les auteurs se sont basés sur la méthode de la borne inférieure.

Selon Meyerhof (1953), la diminution de la capacité portante moyenne avec l'augmentation de rapport d'excentricité (e/B) pourrait s'expliquer par la diminution de la pression de contact sous la fondation. De plus, lorsque l'état limite est atteint, la fondation s'incline vers le côté de l'excentricité. Aussi, l'approche de la largeur effective de Meyerhof est-elle basée sur une simplification de la distribution des contraintes de contact fondation-sol, où la distribution a été supposée linéaire dans les deux directions de la fondation, par contre dans la réalité, la distribution des contraintes sous la fondation n'est même pas approximativement linéaire (Meyerhof 1953, Loukidis et al. 2008, Yamamoto et Hira 2009).

En effet, la Figure 4.4 montre la répartition verticale des contraintes sous une fondation de base rugueuse lorsqu'elle est soumise à une charge verticale centrée ($e/B = 0$) et la répartition des contraintes pour les conditions d'excentrement $e/B = 0.1, 0.2, 0.3$ et 0.4 donnée par le code FLAC. Dans le cas des charges verticales centrées, la répartition verticale des contraintes est symétrique par rapport au centre de la semelle et la valeur maximale de la répartition est obtenue au centre de la semelle. D'autre part, pour des conditions de charge excentriques, la Figure 4.4 montre que la distribution des contraintes verticales n'est pas symétrique et la surface de contact devient plus petite et les valeurs maximales des contraintes normales de contact deviennent aussi plus petites. Et ceci est en bon accord avec la perte de contact entre la fondation et le sol au niveau du bord arrière de la fondation. Enfin, la contrainte normale maximale se produit presque au point d'application de la charge excentrée V . Il convient de mentionner que la distribution des contraintes donnée par le code en différences finies Flac 2D s'est avérée tout à fait conforme à la réalité physique et même relativement meilleure comparativement à celle montrée par les outils en élément finis présentés par (Loukidis et al. 2008 et Yamamoto et Hira 2009).

La distribution normale des contraintes de contact telle que représentée par la Figure 4.4 sous la semelle, soumise à des conditions de charge verticales centrées et excentriques, n'est clairement pas linéaire du tout, mais sa forme change de taille avec l'augmentation de e/B . Ceci est en bon accord avec les observations expérimentales de Meyerhof (1953) et avec (Yamamoto et Hira 2009), qui ont obtenu des formes similaires de la distribution des contraintes normales bien que la présence de quelques zigzags affectant les courbes de ces derniers auteurs, du fait de la discrétisation du continuum en méthode des éléments finis, de l'interpolation des points d'intégration des éléments et de la valeur moyenne des nœuds constituant plusieurs éléments.

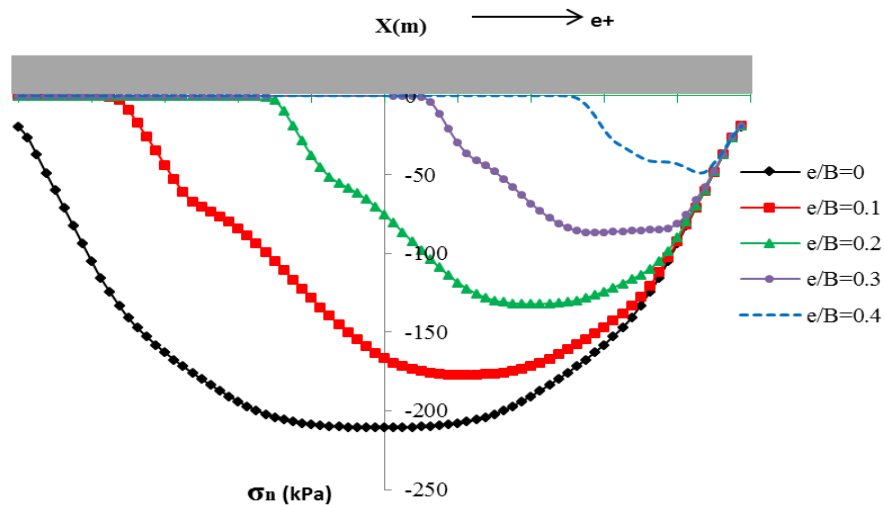


Figure 4.4. Distribution des contraintes normales au-dessous de la fondation sous charges verticales centrées et excentrées

- **Evaluation de la largeur effective :**

La Figure 4.5 montre les valeurs de la largeur effective (B') en fonction du (e/B) calculées à partir des résultats numériques de la présente étude, pour $\phi = 30^\circ$, en respectant le concept de la largeur effective de Meyerhof (1953), suivant l'équation suivante :

$$B'^2 = B^2 \times \frac{q_{u \text{ avr}}}{q_{u (e=0)}} \quad (4.13)$$

Aussi, d'autres valeurs de la largeur effective calculées à partir d'autres méthodes sont présentées dans la figure 4.5, telles que la méthode de (Meyerhof 1953; Loukidis et al. 2008 et Yamamoto et Hira 2009).

Les valeurs de (B') calculées en utilisant les résultats de présente étude (Flac 2D) coïncident parfaitement avec celles calculées en utilisant l'approche de Meyerhof (1953) et la conception proposée aussi par Loukidis et al. (2008) pour les rapports d'excentricités $e/B \leq 0.33$ qui ont présenté une variation linéaire avec e/B . Au-delà de cette valeur, des écarts peuvent être constatés entre la présente étude et les autres auteurs. En effet, la variation des valeurs de (B') de présente étude (Flac 2D) devient non linéaire, laquelle non-linéarité signifie que la résistance au cisaillement du contact fondation-sol commence d'intervenir de façon remarquable. L'expression proposée par Meyerhof (1953) donne nécessairement une largeur effective nulle pour $e/B = 0.5$, alors que les résultats fournis par le code FLAC et présentés

sur la Figure 4.5 montrent que pour $e/B = 0.5$, il y a toujours une certaine valeur de la largeur effective certes minime mais non nulle.

La méthode proposée par Loukidis et al. (2008) pour la largeur effective n'est valable que pour un rapport e/B inférieur ou égal à 0,33, car les valeurs de la largeur effective sont remarquablement sous estimées pour e/B compris entre 0.35 et 0.44. Et puis augmentent lorsque le rapport e/B est supérieur à 0,44.

Yamamoto et Hira (2009) ont aussi proposé une expression pour le terme de largeur effective qui a pour effet de ne pas surestimer, d'après les auteurs, la capacité portante pour les grandes excentricités. Mais l'expression proposée par Yamamoto et Hira (2009) est imprécise et n'est plus valable pour $e/B > 0.4$. La Figure 4.5 montre des valeurs trop sous estimées fournies à partir de la méthode proposée et des valeurs négatives pour $e/B > 0.4$. On pourrait voir que, pour construire une conception qui donne des valeurs cohérentes et appropriées de B' , il faut tenir compte de la variation non-linéaire des valeurs de B' en fonction de l'excentricité notamment pour les grandes excentricités.

Plusieurs analyses numériques ont été effectuées sur une fondation filante, rigide, soumise à une charge verticale excentrée, impliquant trois valeurs de frottement du sol $\phi = 35$, pour chaque valeur du frottement, cinq valeurs $e/B = 0., 0.1, 0.2, 0.3, \text{ et } 0.4$. En outre, à l'aide d'une méthode non linéaire des moindres carrés, l'expression pour B' a été définie comme indiqué dans l'équation (4.14a, 4.14b). L'analyse a été effectuée en minimisant l'erreur carrée moyenne entre le modèle proposé et les données numériques.

Pour $e/B < 0.3$:

$$B' = B - 2e \quad (4.14a)$$

et pour $e/B > 0.3$

$$B' = B - [0.59 \times \ln(e)] + 1.31 \quad (4.14b)$$

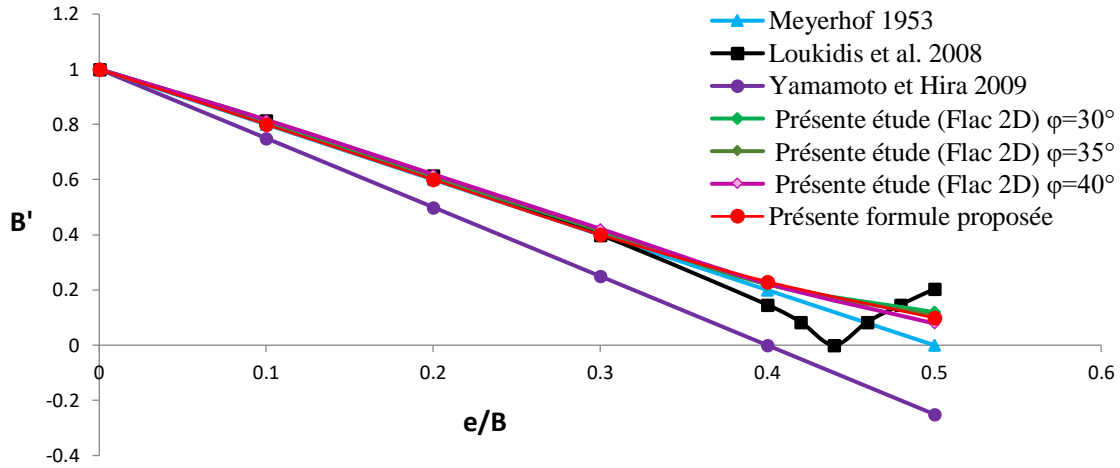


Figure 4.5 la largeur effective en fonction de l'excentricité

Cette équation analytique proposée de la largeur effective est représentée dans la Figure 4.5. Comme on peut le voir, l'équation proposée s'avère efficace pour le calcul de la capacité portante ultime des fondations filantes reposant sur des sols non cohérents soumises à des charges excentrées verticales, avec prise en compte de la variation non-linéaire pour les grandes excentricités.

4.4.3 Semelle filante encastrée à une certaine profondeur et soumise à une charge verticale excentrée

Les valeurs de la capacité portante pour $D_f/B = 0, 0,5, 1$ et $e/B = 0, 0,1, 0,2, 0,3, 0,4$ sont présentées dans le tableau 4.3. On peut voir que l'augmentation de e/B entraîne une diminution de la capacité portante moyenne. Le tableau 4.3 montre également une augmentation des valeurs de capacité portante avec l'augmentation de D_f/B . Les valeurs des RF rapportées dans le tableau 4.3 sont calculées à partir des valeurs numériques de la capacité portante en utilisant Equation 4.7

Tableau 4.3 Les valeurs de la capacité portante

| ϕ° | D_f/B | Numerical average bearing capacity q_u (kN/m ²) | | | | | Numerical RF | | | | |
|--------------|---------|------------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|--------------------|-------|-------|-------|-------|
| | | Variation of e/B | | | | | Variation of e/B | | | | |
| | | 0 | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0 | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 |
| | | | | | | | | | | | |
| 30 | 0.00 | 155.8 | 101.9 | 58.27 | 26.79 | 7.64 | 1.00 | 0.654 | 0.374 | 0.172 | 0.049 |
| | 0.25 | 322.0 | 237.7 | 155.2 | 83.85 | 26.27 | 1.00 | 0.738 | 0.482 | 0.260 | 0.082 |
| | 0.50 | 463.5 | 355.4 | 244.6 | 143.4 | 50.58 | 1.00 | 0.767 | 0.528 | 0.309 | 0.109 |
| | 0.75 | 591.4 | 470.5 | 333.5 | 206.5 | 96.01 | 1.00 | 0.796 | 0.564 | 0.349 | 0.162 |
| | 1.00 | 740.9 | 603.5 | 443.0 | 293.1 | 156.0 | 1.00 | 0.815 | 0.598 | 0.396 | 0.211 |
| | | | | | | | | | | | |
| 35 | 0.00 | 365.5 | 243.6 | 138.6 | 63.7 | 17.9 | 1.00 | 0.666 | 0.379 | 0.174 | 0.049 |
| | 0.25 | 674.4 | 493.5 | 319.7 | 175.0 | 61.86 | 1.00 | 0.732 | 0.474 | 0.259 | 0.092 |
| | 0.50 | 931.7 | 716.1 | 492.8 | 292.7 | 112.7 | 1.00 | 0.769 | 0.529 | 0.314 | 0.121 |
| | 0.75 | 1160 | 912.9 | 644.4 | 398.3 | 181.5 | 1.00 | 0.787 | 0.556 | 0.343 | 0.156 |
| | 1.00 | 1429 | 1162 | 841.8 | 550.4 | 298.0 | 1.00 | 0.813 | 0.589 | 0.385 | 0.209 |
| | | | | | | | | | | | |
| 40 | 0.00 | 911.9 | 608.1 | 349.8 | 162.4 | 45.6 | 1.00 | 0.667 | 0.384 | 0.178 | 0.050 |
| | 0.25 | 1533 | 1122 | 717.2 | 390.8 | 139.7 | 1.00 | 0.732 | 0.468 | 0.255 | 0.091 |
| | 0.50 | 2025 | 1537 | 1047 | 620.2 | 263.8 | 1.00 | 0.759 | 0.517 | 0.306 | 0.130 |
| | 0.75 | 2471 | 1931 | 1338 | 814.3 | 379.0 | 1.00 | 0.781 | 0.541 | 0.330 | 0.153 |
| | 1.00 | 2953 | 2354 | 1667 | 1075 | 564.8 | 1.00 | 0.797 | 0.565 | 0.364 | 0.191 |

La Figure 4.6 illustre la variation de la non-dimensionnelle RF avec la variation de e/B en prenant les valeurs 0 à 0,15 et pour trois valeurs de l'encastrement de la semelle ($D_f/B = 0, 0,5$ et 1). De plus, la Figure 4.6 montre une comparaison de la variation de RF obtenue par la présente analyse numérique avec les valeurs expérimentales de RF rapportées par Patra et al. (2012). Les résultats sont présentés comme un facteur non-dimensionnel exprimant le rapport de deux pressions moyennes; la première pression est due à la charge excentrique ultime et la seconde à la charge centrique ultime.

Ce facteur RF permet d'éviter et de neutraliser les effets d'échelle lors de la comparaison entre modèles numériques et prototypes expérimentaux. On peut voir sur la Figure 4.6 que les

valeurs de code FLAC correspondent très étroitement aux résultats expérimentaux rapportés par Patra et al. (2012).

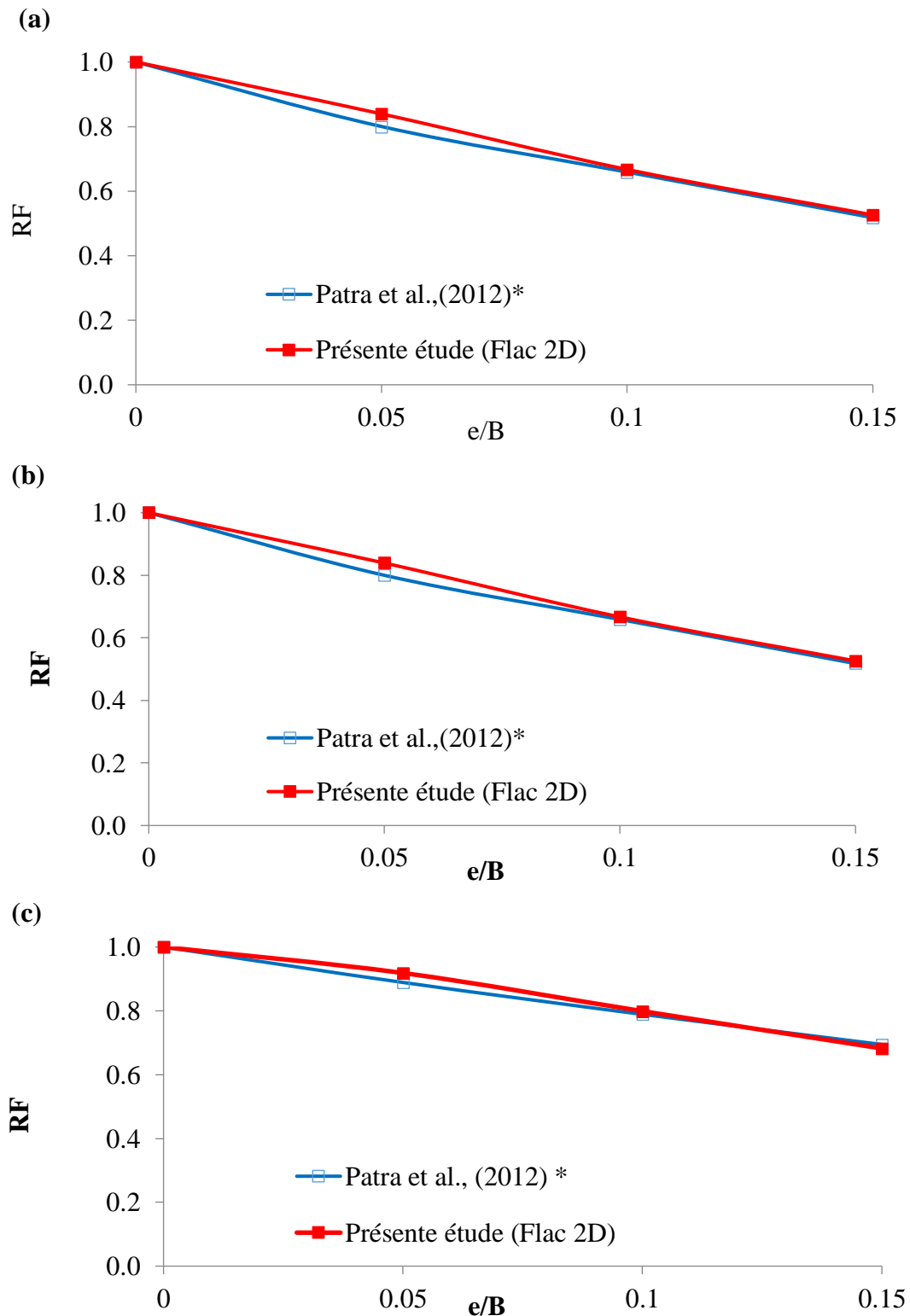


Figure 4.6 Comparaison de RF obtenue par l'analyse numérique avec ceux obtenus à partir de tests expérimentaux rapportés par Patra et al. (2012), pour différentes valeurs de e/B. (a) $D_f/B = 0$, (b) $D_f/B = 0,5$ et (c) $D_f/B = 1$.

* RF expérimentale par Patra et al. (2012)

- **Evaluation du facteur de réduction (RF):**

La Figure 4.7 montre une comparaison entre les valeurs présentes de RF obtenues à partir de simulations FLAC pour un angle de frottement $\phi=40^\circ$ et différentes valeurs de D_f/B . Comme on pourrait s'y attendre, RF augmente avec l'encastrement de la semelle de la même manière comme le montrent les résultats expérimentaux rapportés par Patra et al. (2012), ce qui signifie également l'augmentation de la capacité portante avec l'augmentation de D_f/B .

En outre, la Figure 4.7 soulève quelques remarques: la RF proposée par Purkayastha et Char (1977) présente un certain accord avec celles d'autres méthodes pour les petites excentricités ($e/B \leq 0,15$) et tend à être linéaire et alors surestime la valeur de RF avec l'augmentation de e/B , ceci est clairement observé dans le cas de $D_f/B = 0$ (voir Figure 4.7a). En effet la valeur de l'erreur est plus grande et plus observée dans le cas de ($D_f/B = 0$). En ce qui concerne la méthode proposée par Patra et al. (2012), elle donne invariablement les mêmes résultats quelle que soit la profondeur de la semelle pour un chargement vertical excentré. C'est en contraste avec les résultats expérimentaux présentés par les mêmes auteurs Patra et al. (2012) où il était évident à partir des données expérimentales que le RF augmentait avec la profondeur de la semelle.

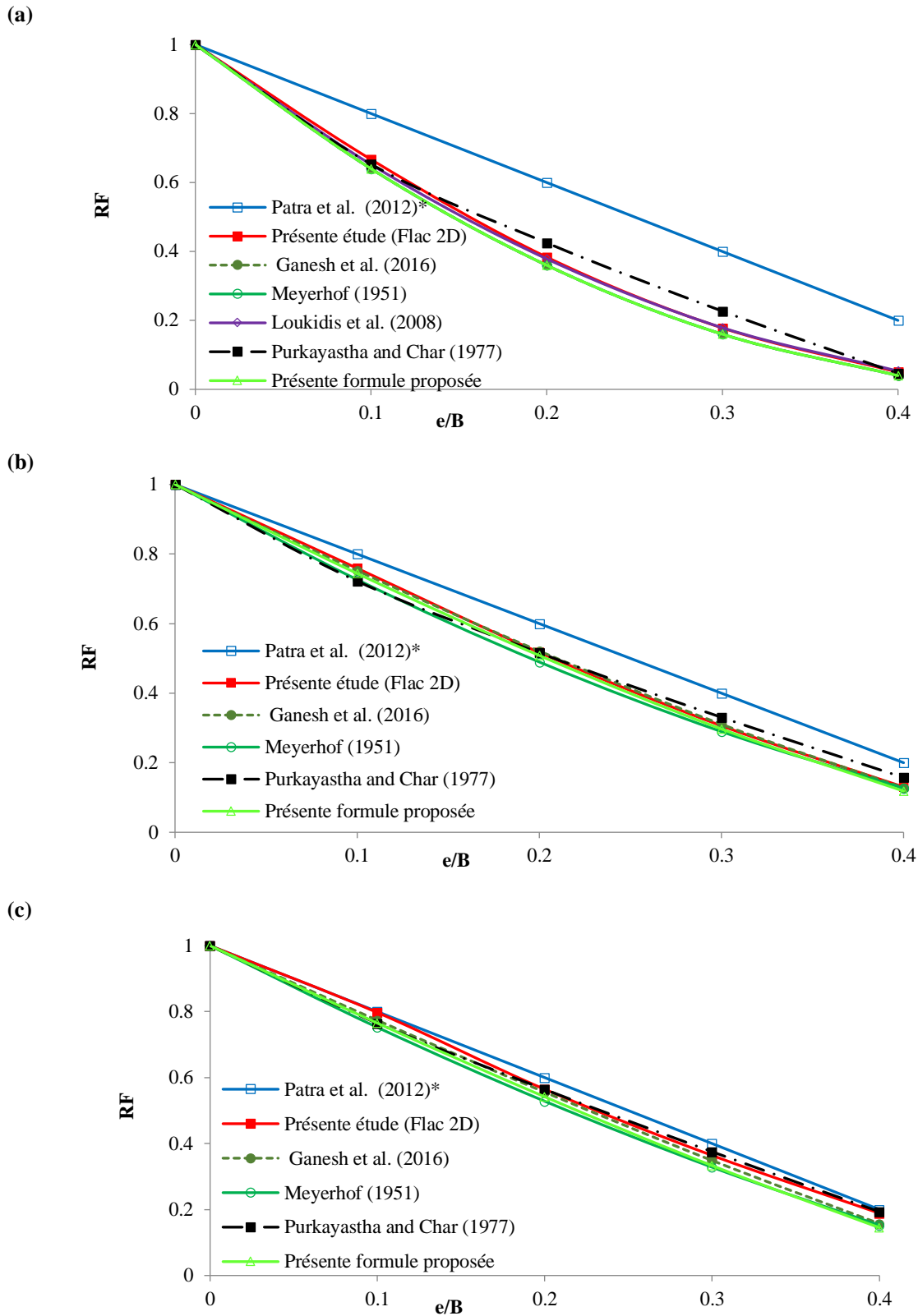


Figure 4.7 Comparaison des RF présentes avec celles obtenues dans la littérature pour $\varphi = 40^\circ$ et pour (a) $D_f/B = 0$, (b) $D_f/B = 0.5$, et (c) $D_f/B = 1$.

* RF analytique de Patra et al. (2012)

Cette même remarque a été élevée par Ganesh et al. (2016), et selon ces auteurs cette erreur pourrait être due au fait que l'effet de D_f/B n'était pas pris en compte pour le calcul de la RF en présence de charges excentriques.

Le RF proposé par Patra et al. (2012) est clairement linéaire pour tous les cas du rapport d'encastrement D_f/B ce qui le fait clairement surestimé dans le cas de ($D_f/B = 0$) et tend à être en accord avec les autres méthodes autant que la profondeur de la semelle augmente.

Comme le concept de RF proposé par Patra et al. (2012) est basé sur le concept de largeur effective proposé par Meyerhof (1953) et dans le cas d'une fondation repose sur une surface libre, la capacité portante évaluée en utilisant cette suggestion n'est pas une moyenne.

Le RF proposé par Ganesh et al. (2016) est en général en bon accord avec plusieurs auteurs (Meyerhof 1953, Hansen 1961, Loukidis et al 2008). Dans le cas d'une semelle filante reposant sur une surface libre, sous des conditions d'une charge verticale excentrique, la suggestion de Ganesh et al. (2016) pour l'évaluation du RF coïncide parfaitement avec celle proposée par Meyerhof (1953), comme le montre la Figure 4.7a où le concept de cette suggestion est le même que celui de la méthode de Meyerhof $[(B'/B)^2]$. Cependant, dans le cas de ($D_f/B \neq 0$), la méthode empirique suggérée par Ganesh et al. (2016) est totalement différente de la méthode de Meyerhof. Elle est basé sur une puissance (n), Equation 4.12b, où (n) est une fonction non linéaire du rapport de profondeur D_f/B , et comme montré sur les Figure 4.7b et 4.7c, la méthode donne des valeurs raisonnables de RF, mais tend à fournir des valeurs de RF légèrement supérieures aux résultats de Meyerhof.

En outre, dans ce cas ($D_f/B \neq 0$), le concept de Ganesh et al. (2016) était pour fournir une expression de RF qui devait prendre en compte à la fois l'excentricité et l'encastrement dans le sol dans la même formule. L'idée, d'ailleurs très intéressante était de substituer dans la formule initiale de Meyerhof l'exposant égal à 2 à un exposant égal à une expression (n) Equation 4.12b, fonction du rapport d'encastrement D_f/B . Cependant, il peut être mentionné que l'exposant (n) dans l'équation 4.12b devrait converger vers la valeur de 2 lorsque D_f/B converge vers la valeur zéro pour être en cohérence avec l'équation 4.12a, mais, du point de vue de la rigueur mathématique, cette convergence ne se produit pas. Pour surmonter cela, il peut être proposé que la condition dans l'équation 4.10a pourrait être remplacée par ($0 \leq n \leq 0,025$) et l'équation 4.12b par la condition ($n > 0,025$).

En suivant ces idées précédentes, on peut conclure qu'il devient clair qu'une conception avec un exposant dépendant des variables du problème (encastrement, excentricité, etc.) dans le concept de RF nécessite un développement dans notre présente étude numérique. Pour ce

faire, une meilleure compréhension du comportement de la capacité portante avec l'augmentation du rapport d'excentricité (e/B) est bien nécessaire.

Selon Meyerhof (1953), la capacité portante diminue approximativement paraboliquement, avec l'augmentation de e/B . Cela peut être limité pour les cas où la semelle filante repose sur une surface libre ou lorsque l'encastrement est faible. La diminution du RF devient approximativement linéaire avec l'augmentation de D_f/B , comme cela est bien représenté sur la Figure 4.8. En d'autres termes, dans le cas d'une semelle filante reposant sur une surface libre, le comportement de la capacité portante avec l'augmentation de e/B est parabolique, et tend à être d'autant linéaire que la profondeur de la semelle augmente. Cela signifie que l'augmentation de la profondeur de la semelle a un effet positif sur la capacité portante de la semelle sous des charges excentriques verticales.

On a pu voir que, afin de construire une conception qui donne des valeurs cohérentes et appropriées du RF, il doit être pris en considération, la variation du comportement de la capacité portante à la fois l'augmentation de e/B et D_f/B .

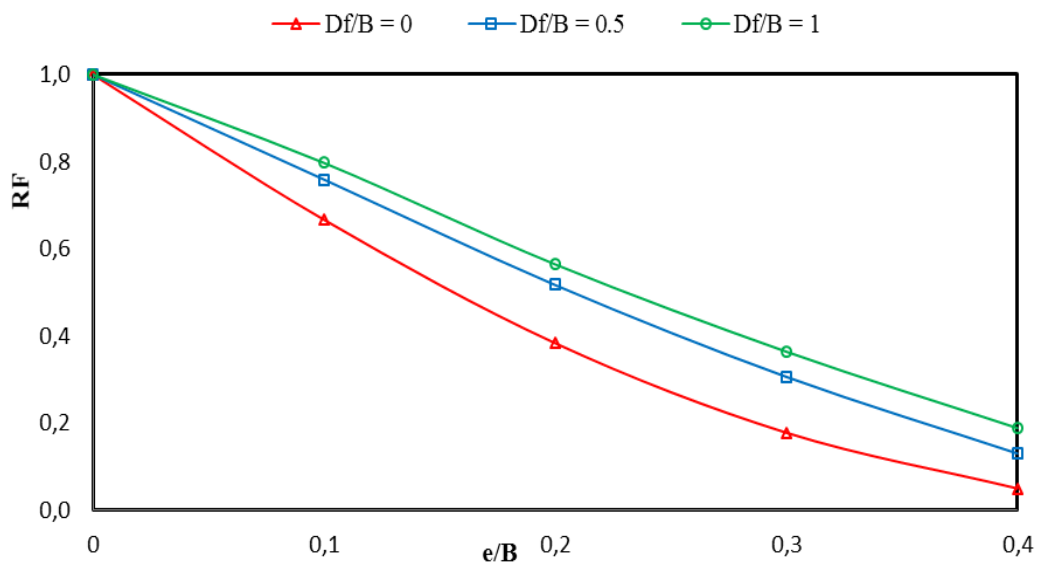


Figure 4.8 Valeurs de RF obtenues à partir de la présente analyse numérique pour $D_f/B = 0$, 0,5, 1. et e/B variable de 0 à 0,4.

Suivant ce concept et en s'appuyant sur une revue des études publiées liées à l'estimation de la capacité portante ultime des semelles filantes soumises à des charges verticales excentriques, et aussi en s'appuyant principalement sur la présente analyse numérique, on va essayer de proposer dans ce document une formule pour calculer le RF. Il convient de souligner que le concept de RF proposé par la plupart des auteurs est basé sur le

concept de largeur effective proposé par Meyerhof (1953). Ainsi, on peut supposer initialement que:

$$RF = \left[\left(1 - \frac{2e}{B} \right) \right]^k \quad (4.13)$$

Où le facteur k est une fonction de D_f/B . Afin de trouver l'expression mathématique appropriée de k , le logiciel « scientific workplace » version 5.5 a été utilisé. Plusieurs analyses numériques ont été effectuées sur une semelle rigide soumise à une charge verticale excentrée, impliquant trois valeurs du frottement du sol $\varphi = 30^\circ, 35^\circ$ et 40° , pour chaque valeur du frottement, cinq valeurs du rapport d'encastrement $D_f/B = 0, 0.25, 0.5, 0.75$ et 1 , et cinq valeurs du rapport d'excentricité $e/B = 0, 0.1, 0.2, 0.3$ et 0.4 . De plus, à l'aide d'une méthode des moindres carrés non linéaires, l'expression de k a été définie comme montré dans l'équation (4.14). L'analyse a été réalisée en minimisant l'erreur quadratique moyenne entre le modèle proposé et les données numériques.

$$k = 1.1 \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 - 1.9 \left(\frac{D_f}{B} \right) + 2 \quad (4.14)$$

Il a été trouvé que la valeur de k dépend uniquement de D_f/B . Ceci confirme les travaux antérieurs de (Purkayastha et Char 1977, Ganesh et al. 2016). Le RF peut alors être exprimé comme:

$$RF = \left[\left(1 - \frac{2e}{B} \right) \right]^{\left(1.1 \left(\frac{D_f}{B} \right)^2 - 1.9 \left(\frac{D_f}{B} \right) + 2 \right)} \quad (4.15)$$

Cette équation analytique proposée du RF est représentée sur la Figure 4.7 pour les valeurs de $\varphi = 30^\circ, 35^\circ$ et 40° , et comme on peut le voir, le RF proposé est efficace pour calculer la capacité portante ultime des semelles filantes encastées dans des sols non cohérents et soumises à des charges excentrées verticales. Le RF calculé à partir de la présente analyse numérique se compare bien avec les résultats théoriques, numériques et expérimentaux généralement utilisés dans la littérature.

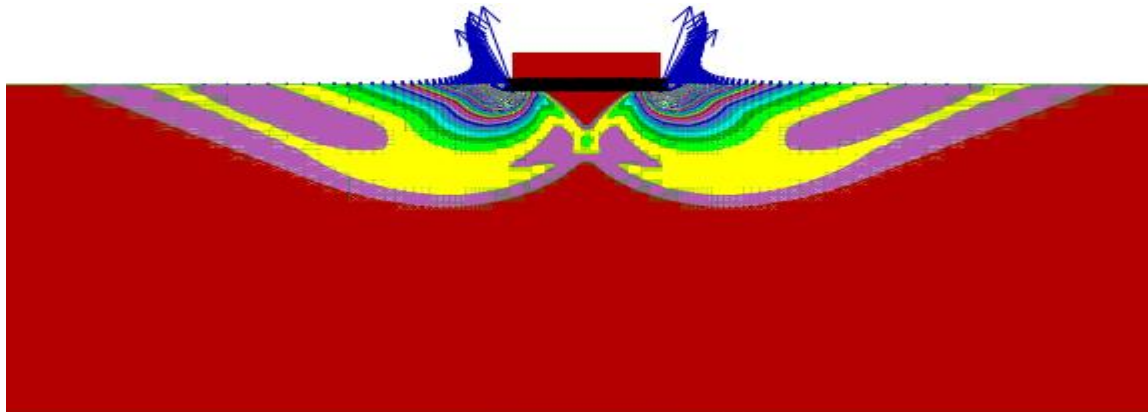
- **Les mécanismes de rupture :**

La zone mobilisée dans l'état limite de rupture du sol sous la semelle est représentée par les contours de l'incrément de déformation de cisaillement maximum sur la Figure 4.9. La Figure montre quelques cas du mécanisme de rupture obtenu à partir du code Flac pour $\varphi = 35^\circ$ et pour $e/B = 0., 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ et pour $D_f/B = 0, 0.5, 1$. Le code de différence finie

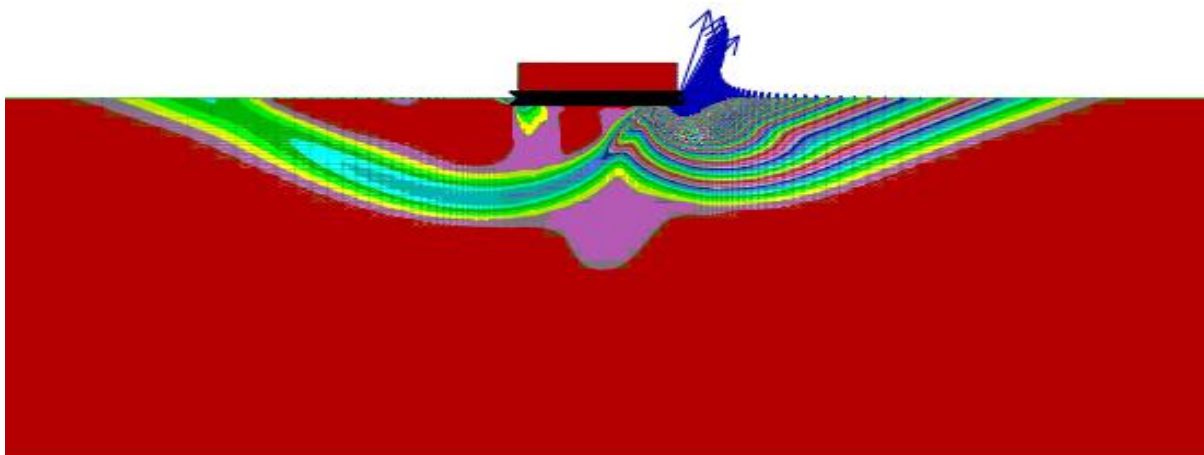
FLAC fournit un mécanisme qui est en accord étroit avec celui des solutions rigoureuses (Okamura et al 2002). On pourrait voir que la taille du mécanisme devient plus petite à mesure que e/B devient plus grande, ce qui signifie que les plus petites capacités portantes moyennes correspondent aux excentrement les plus élevés. Cependant, pour un e/B donné, la taille du mécanisme devient plus grande avec l'augmentation de D_f/B .

Comme on peut le voir sur la Figure 4.9, le mécanisme de rupture est constitué de deux parties ; la première partie est celle du côté sur lequel la charge est appliquée, et la deuxième partie située de l'autre côté, à savoir, une partie «wedge» et une partie «scoop» (rotationnelle), respectivement, selon la terminologie utilisée par Bransby et Randolph (1998). Le «wedge» a deux composants : un coin passif et une région en éventail. Le cisaillement plastique se produit à l'intérieur de l'éventail et du coin passif. D'autre part, le cisaillement plastique dans la partie «scoop» tend à se produire le long de la seule bande de cisaillement convexe délimitant le scoop rotatif, avec une déformation plastique se développant à l'intérieur du scoop.

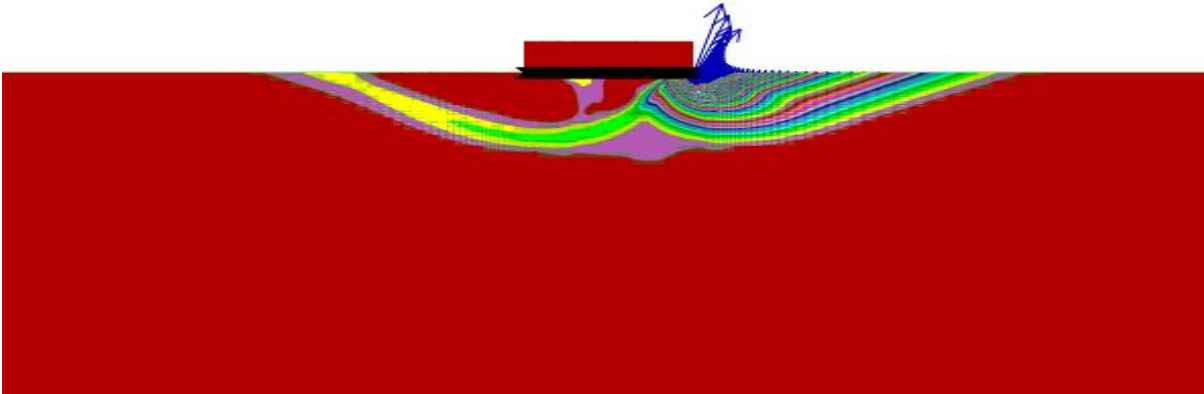
$D_f/B = 0, e/B = 0$



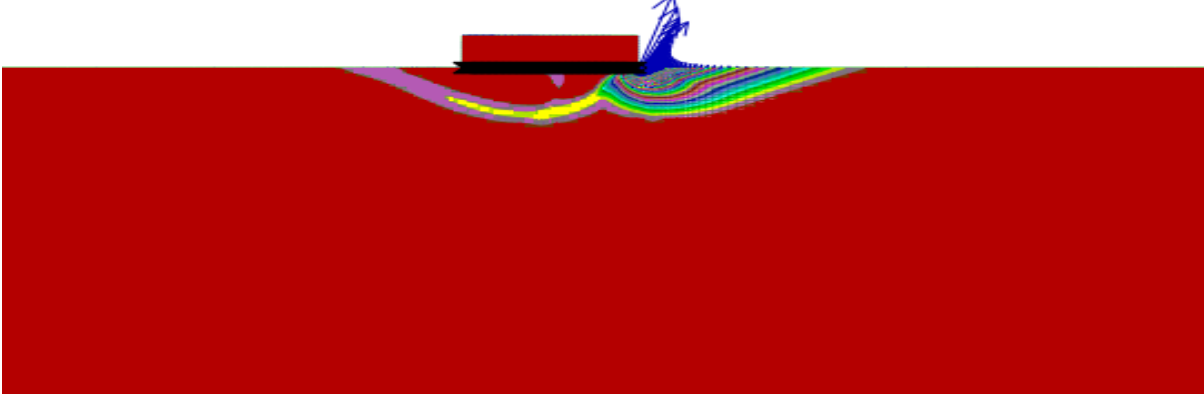
$D_f/B = 0, e/B = 0.1$



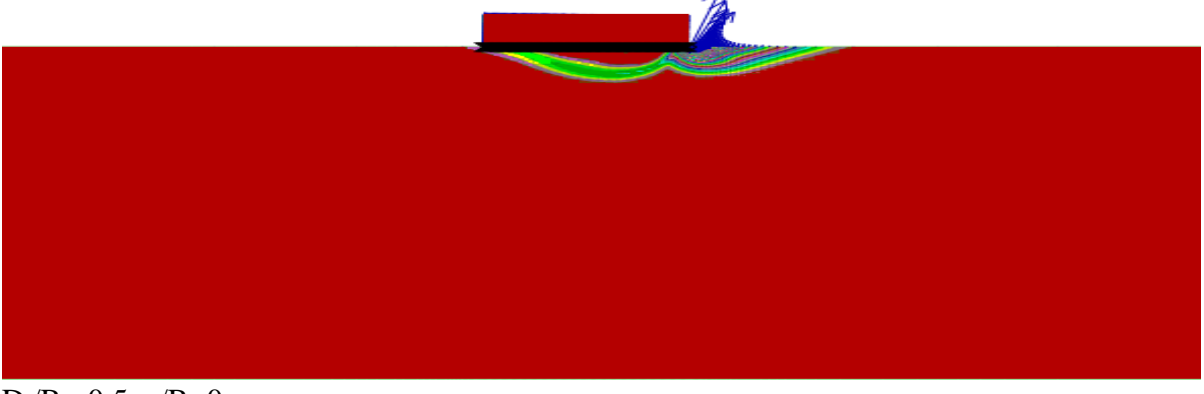
$D_f/B = 0, e/B = 0.2$



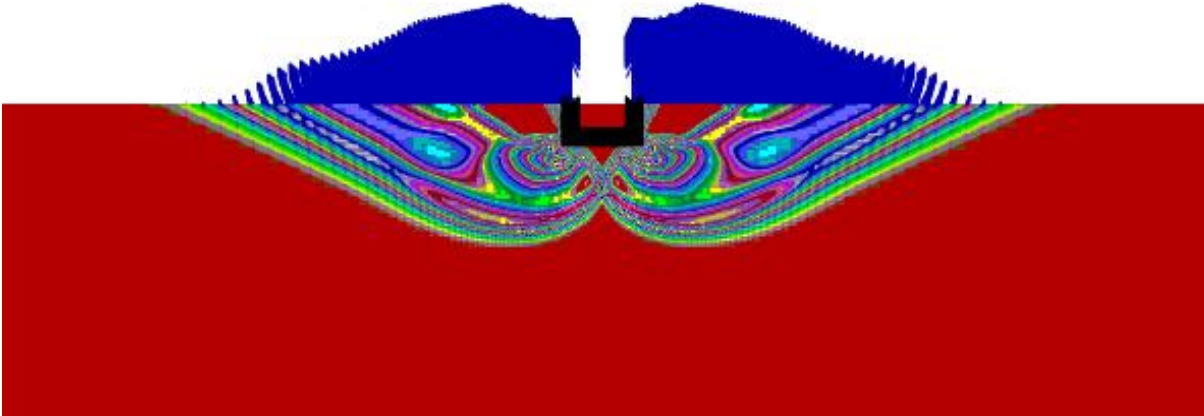
$D_f/B = 0, e/B = 0.3$



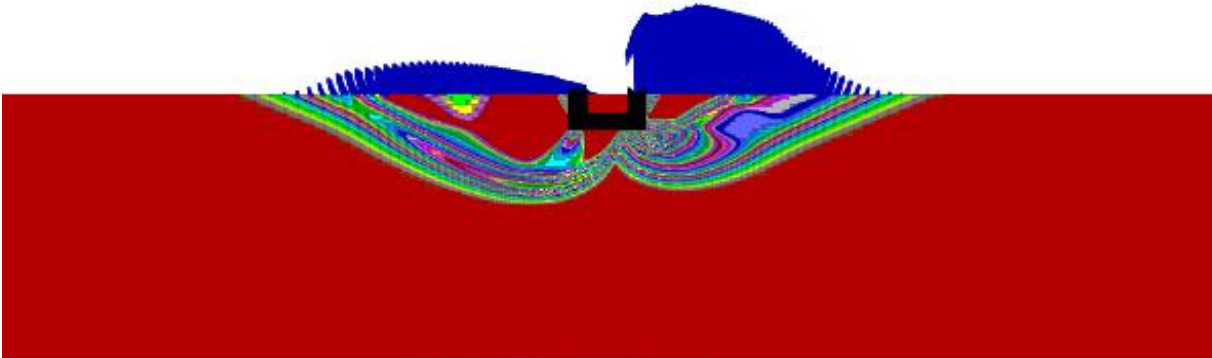
$D_f/B = 0, e/B = 0.4$



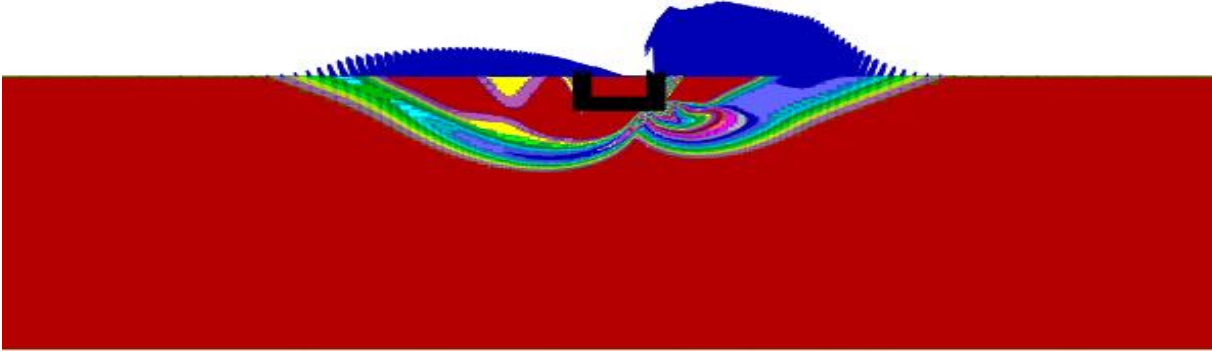
$D_f/B = 0.5, e/B = 0$



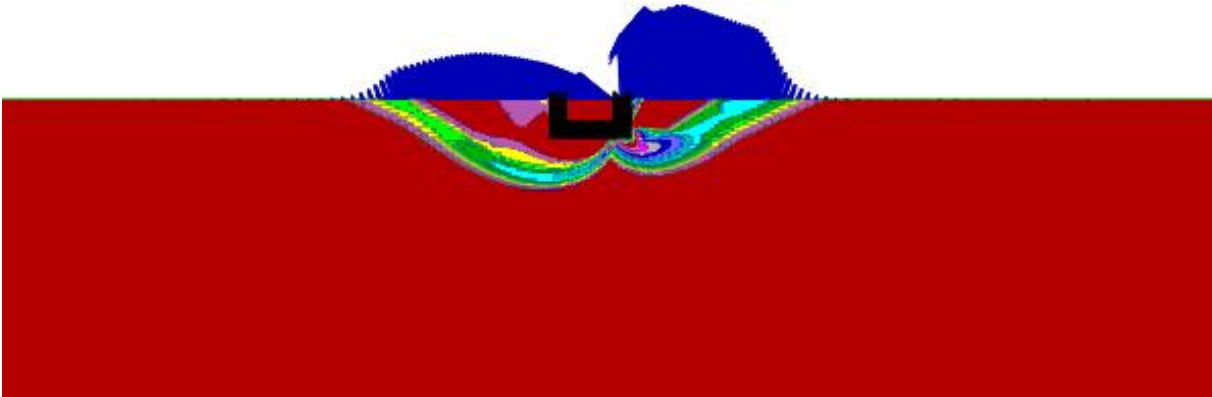
$D_f/B = 0.5, e/B = 0.1$



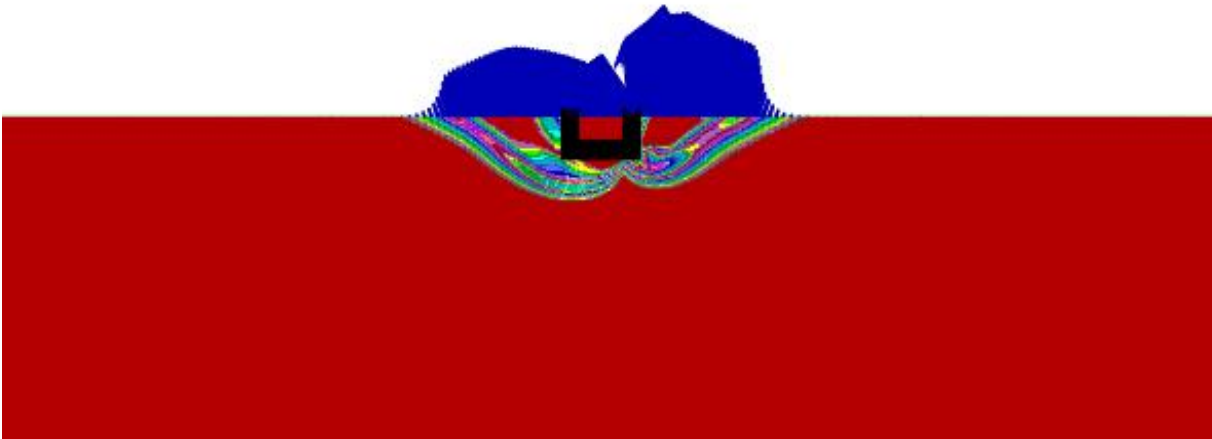
$D_f/B = 0.5, e/B = 0.2$



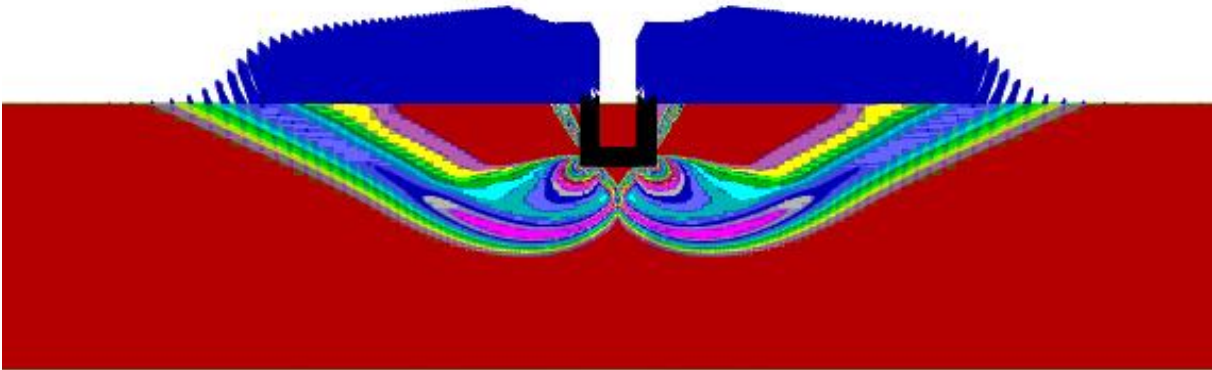
$D_f/B = 0.5, e/B = 0.3$



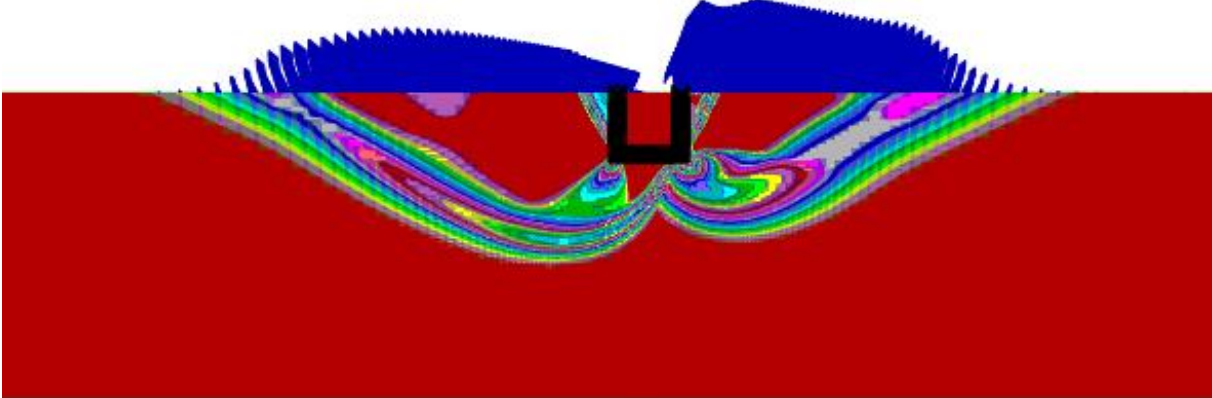
$D_f/B = 0.5, e/B = 0.4$



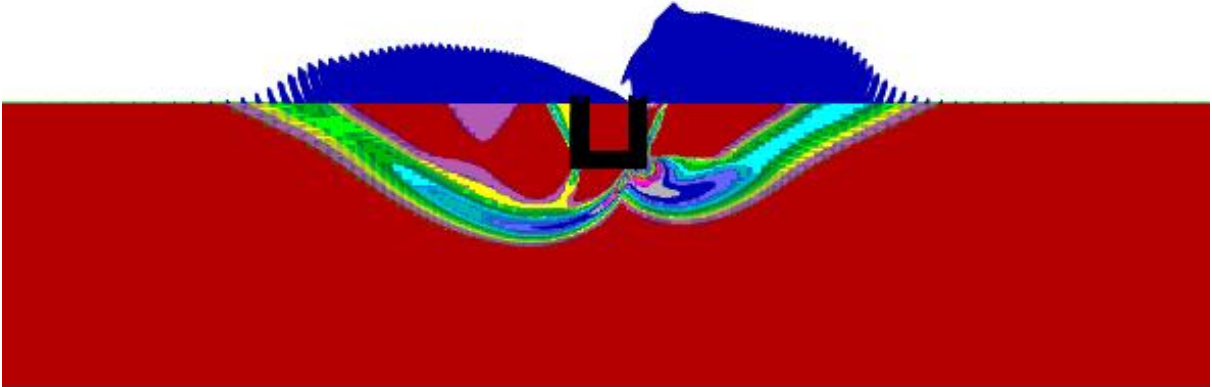
$D_f/B = 1, e/B = 0$



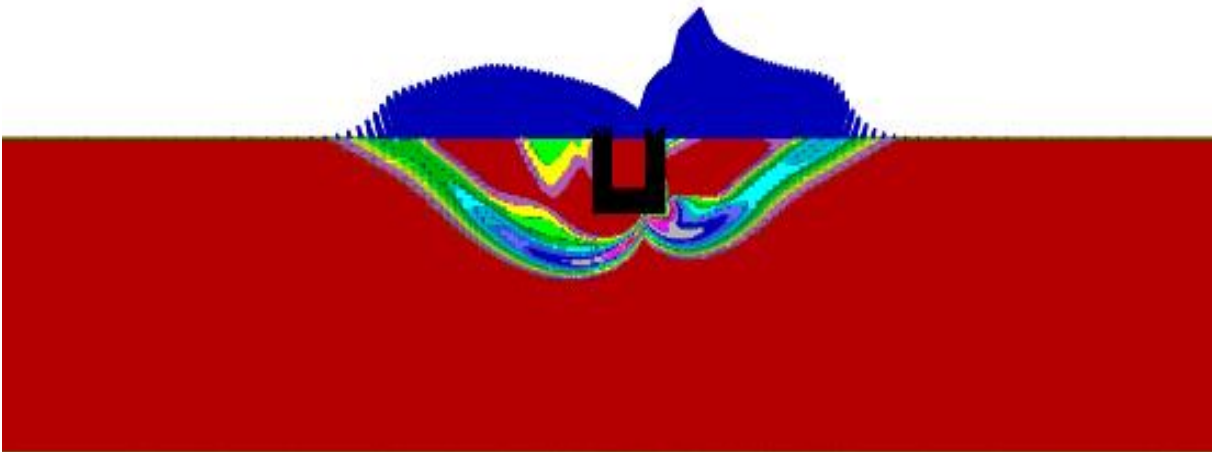
$D_f/B = 1, e/B = 0.1$



$D_f/B = 1, e/B = 0.2$



$D_f/B = 1, e/B = 0.3$



$D_f/B = 1$, $e/B = 0.4$

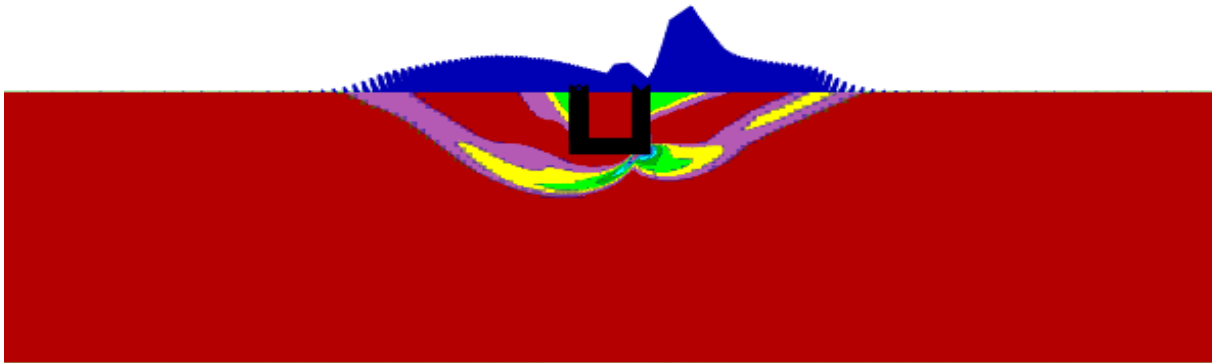


Figure 4.9 Distribution de la contrainte de cisaillement maximale avec les champs de déplacement pour $\varphi = 35^\circ$. $D_f/B = 0, 0.5, 1.$ et $e/B = 0., 0.1, 0.2, 0.3,$ et $0.4.$

4.5 Conclusions

Le code de différence finie FLAC a été utilisé pour évaluer la capacité portante, la distribution des contraintes sous la fondation et le RF pour les semelles rigides soumises à des charges verticales excentrées et placées sur une surface libre ou encastées dans un sol non cohérent. Le sol est considéré comme un matériau élastique parfaitement plastique, obéissant au critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement associée.

Sur la base des résultats des analyses numériques présentés et dans la gamme des paramètres testés, nous pouvons arriver aux conclusions suivantes :

- Les mécanismes de rupture et la distribution des contraintes fournis par FLAC s'est avérée tout à fait conforme à la réalité physique et même meilleure comparativement à celle montrée par les outils en élément finis trouvés dans la littérature.
- Le code FLAC est un outil efficace dans le traitement des problèmes des interactions sol- structure.
- La distribution des contraintes normales de contact obtenue confirme que la diminution de la capacité portante avec l'augmentation de l'excentricité est due à la perte de contact entre la semelle et le sol au bord arrière de la semelle et elle est en bon accord avec la largeur effective de la semelle de Meyerhof.
- Les valeurs des capacités portantes calculées en utilisant l'équation de Meyerhof (1953), qui est exprimée en termes d'une largeur effective $B-2e$, ont tendance à sous estimer les capacités portantes notamment pour les grandes excentricités.
- l'équation proposée par Loukidis et al. (2008) est à notre avis peu précise et devient non valable pour un $e/B > 0.33$.

- l'équation proposée par Yamamoto et Hira (2009) est aussi à notre avis peu précise et devient non valable pour un $e/B > 0.4$.
- Il a été trouvé que RF est indépendant de l'angle de frottement φ et ne dépend que de e/B et D_f/B comme a été observé par Purkayastha et Char (1977).
- La relation empirique suggérée par Patra et al (2012) est surestimée avec une erreur maximale pour le cas d'une semelle reposant sur une surface libre ($D_f/B = 0$) sous un chargement vertical excentrique et tend à être d'autant en accord avec les autres méthodes à mesure que la profondeur de la semelle augmente. Cette erreur est due au fait que dans la formule proposée par Patra, la capacité portante n'est tout simplement pas une moyenne.
- La variation de RF avec l'augmentation du rapport d'excentricité est parabolique, et tend à être linéaire avec l'augmentation de l'encastrement de la semelle. En d'autres termes, l'augmentation de l'encastrement de la semelle, a un effet positif sur la capacité portante de la semelle filante sous des charges excentriques verticales.

Sur la base des résultats actuels de l'analyse des différences finies, de nouvelles formules sont proposées pour la largeur effective et le RF, qui se comparent très bien avec les résultats expérimentaux disponibles dans la littérature.

CHAPITRE 5

EVALUATION NUMERIQUE DU FACTEUR D'INCLINAISON ($i\gamma$) DES SEMELLES FILANTES SUR SOL SABLEUX BASEES SUR L'ANALYSES PROBE

5.1 Introduction

La capacité portante des fondations superficielles est l'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique. Plusieurs études théoriques et expérimentales ont été publiées à propos de ce sujet. Terzaghi (1943) a proposé la formule de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée. Cette formule était basée sur une solution approximative, qui a utilisé le principe de la superposition, et la solution de Prandtl (1920). Après Terzaghi (1943) et Prandtl (1920), plusieurs théories sont proposées pour le calcul de la capacité portante ultime des semelles superficielles soumises à: des charges verticales centrées (Meyerhof 1951; Vesic 1975; Hjiatj et al. 2005; Martin 2005), des charges centrées obliques (Hanna and Meyerhof 1981; Hjiatj et al. 2004) et des charges inclinées excentrées (Meyerhof 1953; Meyerhof 1963; Hansen 1961; Loukidis et al. 2008; Patra et al. 2012; Ganesh et al. 2016).

Les fondations superficielles sont souvent soumises à des charges inclinées, où le problème devient plus compliqué à cause du détachement à l'interface sol-fondation. L'inclinaison de la charge, l'excentricité et l'enfoncement de la semelle sont pris en compte, au moyen de facteurs de modification empiriques et semi-empiriques appliqués à la solution de base. Les équations les plus couramment utilisées pour la capacité portante des fondations superficielles soumises à des charges inclinées sont basées sur les travaux de Meyerhof (1953) et Hansen (1961). Loukidis et al. (2008) ont utilisé la méthode des éléments finis pour étudier la capacité portante d'une semelle filante sur sable soumise à des charges excentrées et inclinées en utilisant les règles d'écoulements associée et non associée, ces auteurs ont démontré que la valeur de la charge limite pour des paires réalistes de l'angle de frottement (ϕ) et l'angle de dilatance (ψ) est inférieure de 10% à 30% à celui de $\psi = \phi$. Patra et al. (2012) ont effectué des

essais expérimentaux sur une semelle filante soumise à une charge excentrée et inclinée, enfoncée dans un sol sableux. Ganesh et al. (2016) ont effectué une analyse de régression des valeurs de la capacité portante tirée des essais de modèles de laboratoire rapportés dans la littérature par différents chercheurs, ils ont proposé un facteur de réduction empirique pour déterminer la capacité portante ultime des fondations superficielles reposant sur sable sous des charges excentrées et /ou inclinées.

Différentes expressions et résultats pour i_γ ont été présentés par plusieurs auteurs (Tableau 5.1). Certains de ces facteurs d'inclinaison proposés dépendaient de l'angle de frottement φ et de l'angle d'inclinaison α , comme dans (Meyerhof 1963 ; Hansen 1961 ; Loukidis et al. 2008), contrairement à ceux proposés par (Vesic 1975 ; Hansen 1961), où le facteur d'inclinaison dépendait uniquement de l'angle d'inclinaison α (Tableau 5.1).

Dans le présent travail, des simulations numériques par la méthode de différence finie utilisant le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) (2007) sont réalisées pour étudier le comportement de la portance d'une semelle filante soumise à des conditions de chargement centré incliné. Le but de la présente étude est de vérifier l'influence de φ sur i_γ et d'évaluer la capacité de la semelle filante reposant sur un sol sableux.

Tableau 5.1 Les facteurs d'inclinaison proposés par différents auteurs

| Auteurs | i_γ |
|-----------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|
| Meyerhof (1963) | $i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2$ |
| Hansen (1961) | $i_\gamma = (1 - 0.7\tan\alpha)^5$ |
| Vesic (1975) | $i_\gamma = (1 - \tan\alpha)^3$ |
| Loukidis et al (2008) | $i_\gamma = \left(1 - 0.94 \frac{\tan\alpha}{\tan\varphi}\right)^{(1.5\tan\varphi + 0.4)^2}$ |

5.2 Procédure de modélisation numérique

Ce travail s'intéresse à l'étude numérique de la capacité portante d'une semelle filante de largeur B , reposant sur un sol sableux et soumise à une charge centrée inclinée. Le sol est supposé être élastique parfaitement plastique suivant le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Deux séries d'analyses ont été considérées. L'une utilisant une règle d'écoulement associée et l'autre utilisant une règle d'écoulement non associée. Le code de différence finie FLAC (version 7) est utilisé. Ce code est un outil efficace dans l'analyse des problèmes de capacité portante des différents systèmes des fondations. Cette efficacité a été clairement démontrée dans les

analyses menées par (Benmebarek et al. 2012 ; Massih et Soubra 2007 ; Michalowski et Dawson 2002). Les caractéristiques physiques et mécaniques utilisées dans la présente étude sont : un module de cisaillement $G = 10 \text{ MPa}$, un module volumique élastique $K = 20 \text{ MPa}$, un poids volumique du sol $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, une série de quatre valeurs de l'angle de frottement interne $\varphi = 25^\circ - 40^\circ$ avec un incrément de 5° . Les limites du domaine de l'étude sont situées à une hauteur $H = 5B$ et une largeur $L = 28B$. Le domaine d'étude a été choisi très large afin de minimiser les effets de frontière. La limite inférieure est supposée être fixe dans les deux directions, et les limites verticales sont restreintes dans la direction horizontale, comme le montre la Figure 5.1.

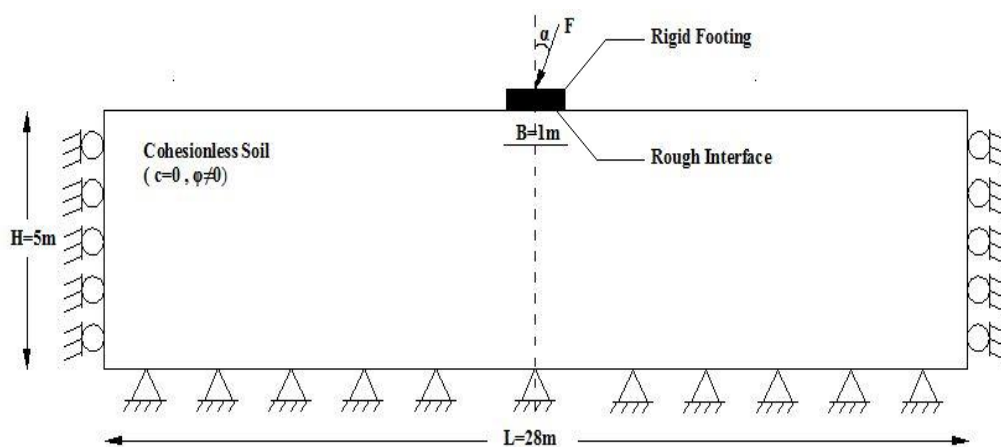


Figure 5.1 Géométrie et conditions aux limites du modèle numérique.

La semelle est supposée être rigide faite de matériau élastique avec des paramètres élastiques très élevés, comparativement au sol support, à savoir un module de cisaillement $G = 1,65 \text{ GPa}$ et un module volumique $K = 1,85 \text{ GPa}$. Pour simuler le contact sol-fondation, des éléments d'interface définis par le critère de résistance au cisaillement de Coulomb codé en FLAC ont été placés entre le sol et la base de la semelle. L'interface entre le sol et la fondation est considérée comme très rugueuse. Le modèle numérique est discrétisé en éléments de différentes dimensions. La semelle a également été discrétisée comme illustré sur la Figure 5.2. Le maillage est raffiné près des bords de la semelle car ces points présentent des singularités provoquées par le changement brusque de la direction du déplacement dans leur voisinage, comme mentionné par Loukidis et al. (2008) parmi d'autres auteurs.

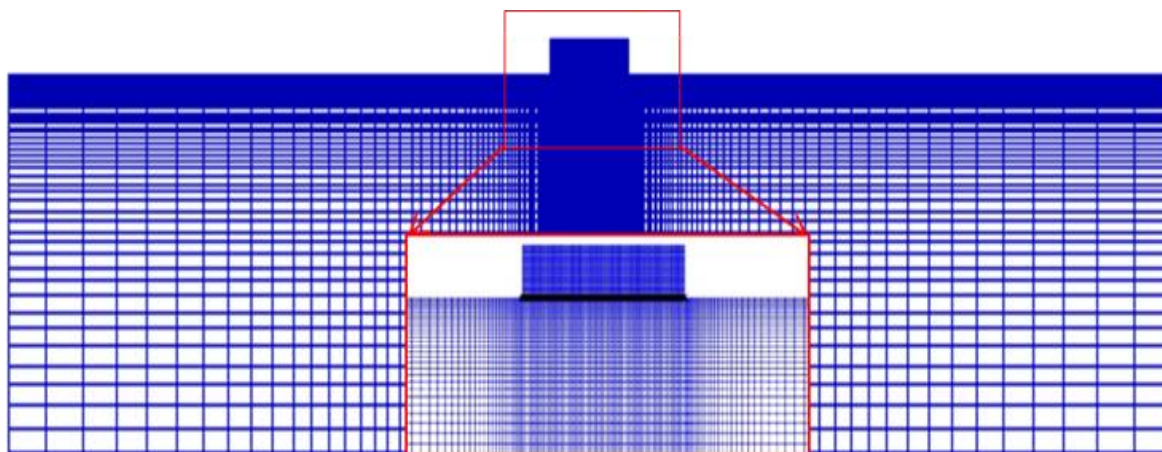


Figure 5.2 Maillage utilisé dans les simulations FLAC.

Le chargement de la semelle filante pour le cas de charge verticale centrée est simulé en imposant une vitesse verticale vers le bas au niveau du nœud supérieur de la semelle situé au centre de la semelle. En outre, et afin de développer un schéma d'analyse acceptable pour les calculs ultérieurs, des simulations préliminaires ont été effectuées, en testant la taille du domaine, la grille, les conditions aux limites et l'amplitude de la vitesse appliquée. La procédure de modélisation proposée suit deux étapes.

Dans le premier, les contraintes géostatiques sont calculées en supposant que le sol est élastique. Dans cette étape, certains pas sont nécessaires pour porter le modèle à l'équilibre. Dans la seconde étape, une vitesse descendante de 10^{-8} m/pas a été appliquée, jusqu'à ce qu'un écoulement plastique régulier soit atteint (c'est-à-dire jusqu'à ce qu'une pression constante soit réalisée). La semelle soumise à une charge centrée inclinée est simulée en utilisant les analyses de Probe. Tout d'abord, une force verticale concentrée vers le bas (V) est appliquée au nœud supérieur de la fondation situé au centre de la semelle, la force horizontale (H) est simulée en imposant une vitesse horizontale de 10^{-8} m/pas aux nœuds inférieurs le long de la base de la fondation. Cette vitesse est maintenue jusqu'à l'obtention d'un écoulement plastique régulier. Comme le niveau d'erreur dans ce schéma de calcul dépend de la vitesse appliquée, une capacité portante plus précise peut être obtenue en réduisant la vitesse de déplacement appliquée aux nœuds de la semelle et en continuant à un nouvel état d'écoulement en plastique stable. La force horizontale (H) a été déterminée à partir des réactions aux nœuds où la vitesse est appliquée. Comme rapporté dans Loukidis et al. (2008), sous le déplacement contrôlé, il n'est pas possible de maintenir une valeur constante et prédéterminée du rapport H/V tout au long de l'analyse. Par conséquent, dans de telles analyses, la valeur de α à la rupture n'est pas connue a priori ; il constitue une variable de sortie.

5.3 L'analyse Probe :

Une force verticale centrée (de valeur inférieure à la charge limite) est appliquée sur la fondation (une contrainte uniforme). L'amortissement du système est introduit par l'exécution de plusieurs cycles jusqu'au développement d'un état d'équilibre statique dans le sol. Ensuite, une vitesse de déplacement horizontale contrôlée est appliquée aux nœuds de la base de la fondation jusqu'à la mobilisation de la contrainte de cisaillement limite sous la fondation. Durant l'application de la charge horizontale par la vitesse de déplacement dans le code FLAC (2007) il est impossible de définir une valeur prédéterminée du rapport H/V ($\tan \alpha$).

5.4 Résultats des calculs et discussions

5.4.1 Chargement vertical centré

Certaines analyses préliminaires ont été effectuées afin de valider les résultats numériques. Les valeurs du facteur de portance N_γ sont présentées dans le tableau 5.2, pour les angles de frottement $\varphi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ et 40° . Dans tous les tests numériques, le poids volumique γ du sol a été pris égal à 20 kN/m^3 et la largeur de fondation $B = 1,0 \text{ m}$. Les résultats obtenus sont comparés aux valeurs d'autres auteurs (Tableau 5.2).

Tableau 5.2. Valeurs du facteur N_γ

| φ° | Flac 2D* | Hansen (1961) | Loukidis et al (2008) | Krabbenhoft et al (2014) | Yamamoto and Hira (2009) | Eurocode 7 (2004) | Hjiaj et al (2005) | Meyerhof (1963) | Tang (2014) |
|-----------------|----------|---------------|-----------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------|--------------------|-----------------|-------------|
| 25 | 6.83 | / | / | 6.35 | / | 9.01 | 6.74 | 6.77 | 6.66 |
| 30 | 15.58 | 15 | 15.37 | 14.27 | 16.68 | 20.09 | 15.24 | 15.67 | 14.82 |
| 35 | 36.55 | 33.92 | 36.09 | 32.7 | 37.76 | 45.23 | 35.65 | 37.15 | 34.63 |
| 40 | 91.19 | 79.6 | 89 | / | 94.36 | 106.05 | 88.39 | 93.7 | 85.02 |

* Présente étude

Comme il peut être constaté, les valeurs de présente étude (FLAC 2D) N_γ sont parfaitement en accord avec celles obtenues à partir de la littérature. Ces résultats préliminaires ont bien confirmé les choix appropriés du maillage et la vitesse de chargement utilisé pour la modélisation numérique. Les simulations liées au chargement incliné centré ont donc alors été entreprises.

5.4.2 Chargement incliné centré

La Figure 5.3 montre les courbes du facteur d'inclinaison i_y en fonction de l'angle d'inclinaison α pour quatre valeurs de φ ($25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ et 40°). On peut voir que l'augmentation de α entraîne une diminution de i_y pour toutes les valeurs de φ . De plus, pour tous les angles de frottement considérés dans cette étude, les courbes sont linéaires jusqu'à un angle $\alpha = 18^\circ$. Mais

pour des angles α plus prononcés, les courbes i_γ deviennent non linéaires. De plus, on peut aussi voir sur la Figure 5.3 que l'angle de frottement φ du sol a un effet négligeable sur la valeur du facteur d'inclinaison. Ainsi, il pourrait être indiqué avec une erreur très négligeable du côté de la sécurité que pour des raisons de conception, le facteur d'inclinaison pourrait être considéré comme dépendant uniquement de l'angle d'inclinaison α .

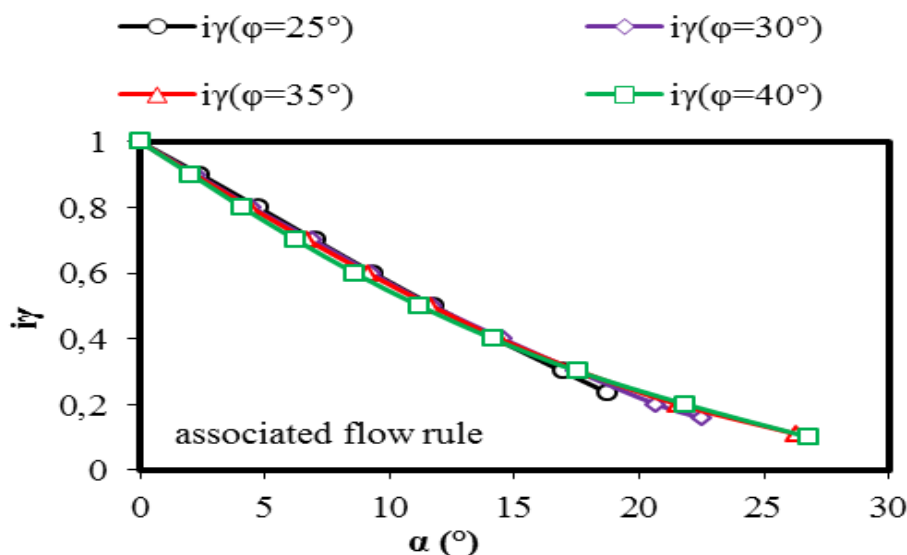


Figure 5.3 Courbes de i_γ en fonction de α à partir de l'analyse Probe pour le sol avec une règle d'écoulement associé et pour différents φ .

De plus, les valeurs présentées de i_γ sont comparées aux résultats précédemment publiés par (Vesic 1975, Meyerhof 1963, Loukidis et al. 2008, Hansen 1970). La Figure 5.4 montre un bon accord avec les études précédentes, en particulier en ce qui concerne la tendance similaire des différentes courbes. Aussi, sur la base des présents calculs numériques, une équation analytique de i_γ a été dérivée, elle peut être exprimée comme :

$$i_\gamma = (1 - 1.4 \times \tan \alpha)^2 \quad (5.1)$$

Cette équation analytique proposée de i_γ est représentée sur la Figure 5.6, et comme on peut le voir, l'équation correspond adéquatement aux présents résultats numériques, et elle est efficace pour calculer la capacité portante ultime des fondations filantes reposant sur des sols sableux soumis à des charges inclinées centrées.

Pour plus d'investigation de l'effet de φ sur le facteur d'inclinaison, les courbes de la charge verticale normalisée en fonction de la charge horizontale normalisée sont tracées pour $\varphi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ et 40° , comme il est illustré dans la figure 5.4. D'après les résultats présentés dans cette figure, on peut noter que la taille et la forme des courbes V–H normalisées ont une

dépendance négligeable sur la valeur de ϕ et que le point le plus haut de la courbe V-H correspondant à la force horizontale maximale (H_{max}) pour les sols associés et non associés. H_{max} est légèrement supérieure à $0,1 V_{max}$. De plus, la figure 5.5 montre que les courbes V-H obtenues dans cette étude par le code FLAC pour $\phi=35^\circ$ concordent très bien avec celles disponibles dans la littérature.

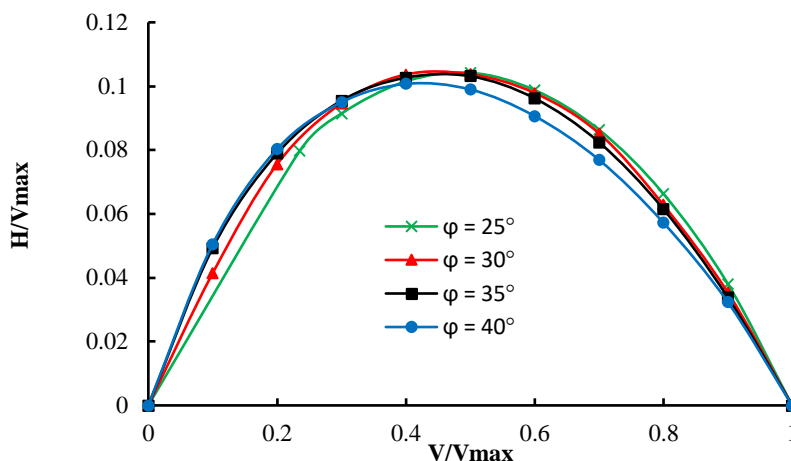


Figure 5.4 Courbes V-H normalisées pour $\phi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ et 40°

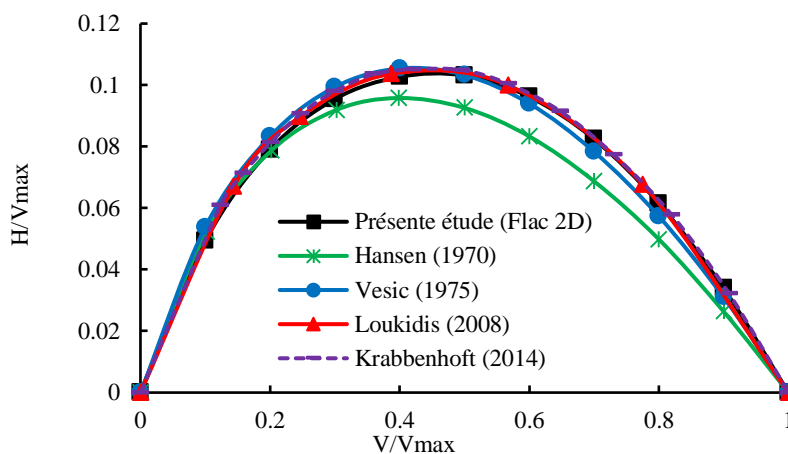
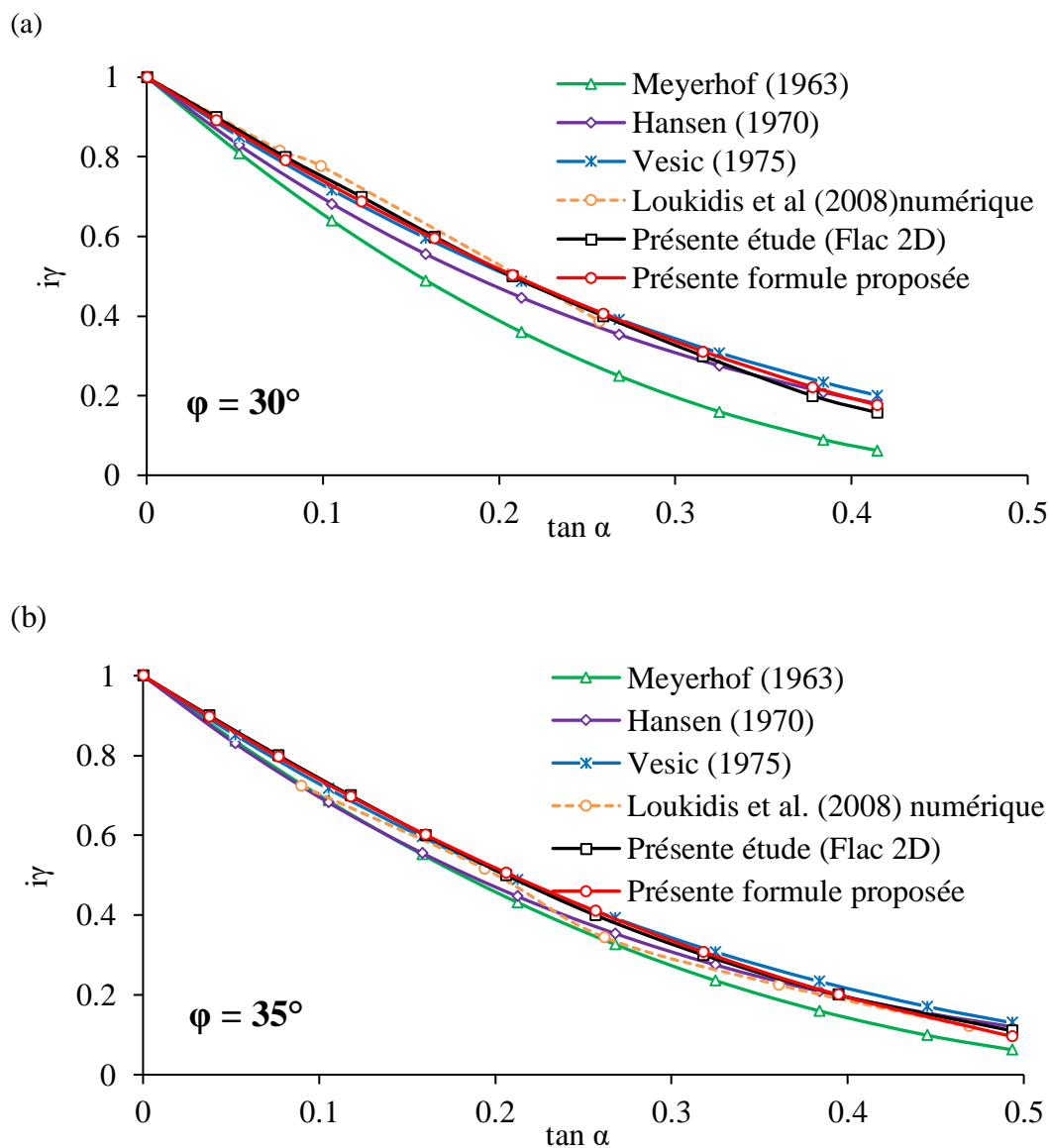


Figure 5.5 Comparaison des courbes V-H normalisées pour $\phi = 35^\circ$ de cette étude avec d'autres auteurs

Il faut dire que, les sols pulvérulents montrent expérimentalement une dilatance à des incréments considérablement inférieurs à ceux prévus par la condition de normalité, en fait $\psi < \phi$. Par conséquent, les sols réels n'obéissent pas à la règle d'écoulement associée.

En effet, les valeurs des facteurs de capacité portante pour une règle d'écoulement non-associée ($\psi < \phi$) peuvent être significativement plus faibles lorsque ϕ est supérieur à environ

30° (Benmebarek et al. 2012, Remadna et al. 2017). Pour étudier l'effet de la non-associativité, quelques analyses ont été réalisées en utilisant des valeurs réalistes de ψ . En fait, les paires suivantes (ϕ, ψ) ont été considérées dans cette étude : (25°, 0), (30°, 0), (35°, 5°) et (40°, 10°).



* Résultats numériques de (Loukidis et al. 2008).

Figure 5.6 Courbes de i_γ en fonction de $\tan \alpha$ à partir d'analyses Probe pour le sol avec une règle d'écoulement associée et (a) $\phi=30^\circ$ et (b) $\phi=35^\circ$.

La valeur de la charge limite pour les sols non associés a été trouvée plus petite que celle des sols associés, comme l'indiquent plusieurs études numériques. La différence calculée entre les deux règles d'écoulement dans cette étude était: 8%, 17%, 26% et 32% correspondant respectivement à $\phi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$ et 40° , comme a été indiqué dans le tableau 5.3.

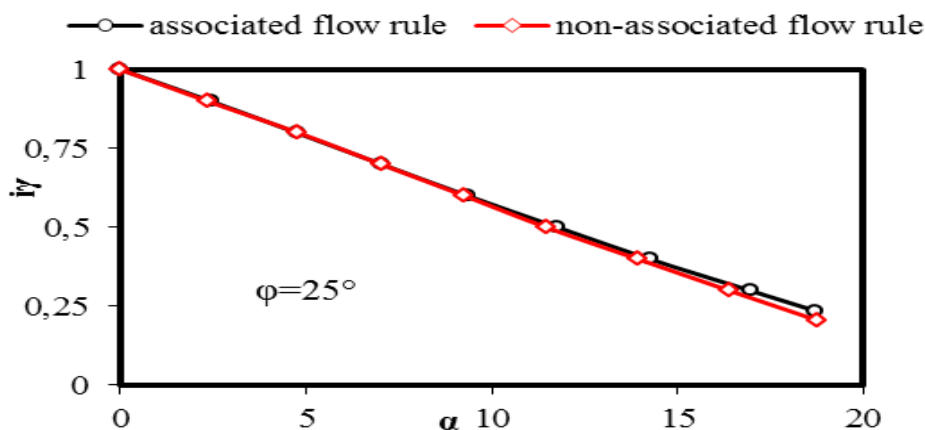
L'évaluation de la capacité portante des semelles filantes dans des conditions de charges inclinées centrées par approche numérique et basée sur des analyses Probe, doit être traitée avec précaution, car la grandeur de la vitesse appliquée est le principal facteur sensible.

Par ailleurs, l'étude a montré que les facteurs d'inclinaison sont peu influencés par la dilatance du sol. En effet, la Figure 5.7 montre que pour une valeur de φ égale à 25° , les courbes représentant les coefficients $i\gamma$ associés et non-associés sont pratiquement superposables, et pour un angle φ égal à 40° , il y a une différence entre les deux courbes mais elle est très petite et ne dépasse pas 9%, pour les grandes valeurs d'angles d'inclinaison ($\alpha \geq 18^\circ$).

Tableau 5.3 Différence entre les charges limites des deux règles d'écoulement (%).

| $\varphi(^\circ)$ | $\alpha(^\circ)$ | Charge limite verticale centrée V(KN) | | Différence entre les charges limites des deux règles d'écoulement (%) |
|-------------------|------------------|---------------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------------------------------------------|
| | | règle d'écoulement associée | règle d'écoulement non-associée | |
| 25 | 0 | 68.300 | 63.130 | -8% |
| 30 | 0 | 155.800 | 130.000 | -17% |
| 35 | 0 | 365.500 | 269.200 | -26% |
| 40 | 0 | 911.900 | 620.100 | -32% |

(a)



(b)

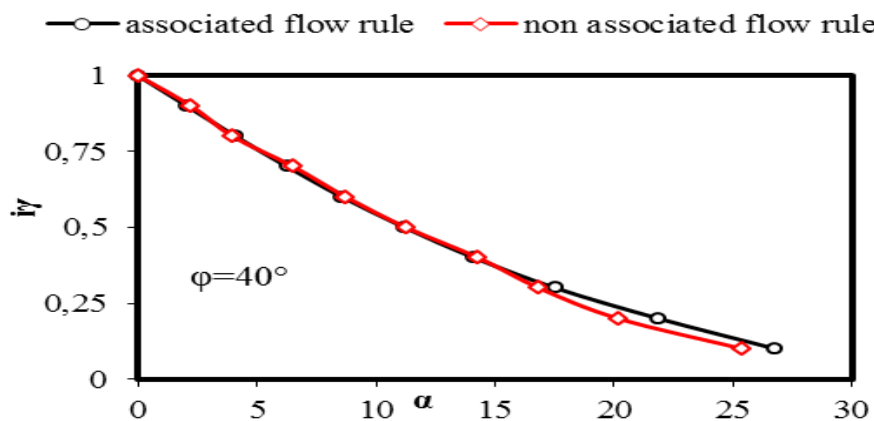
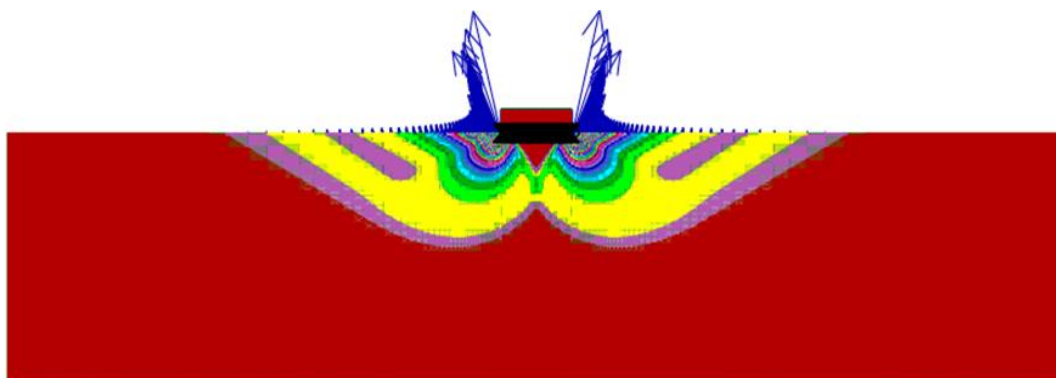


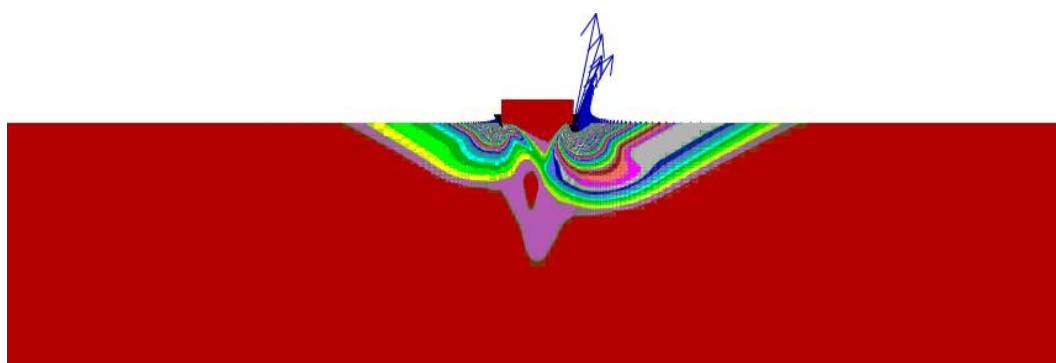
Figure 5.7 Courbes i_γ en fonction de α à partir de l'analyse probe pour le sol avec des règles d'écoulement associées et non associées (a) $\phi=25^\circ$ et (b) $\phi=40^\circ$.

La zone mobilisée dans l'état limite de rupture du sol sous la semelle est représentée par les contours de l'incrément de déformation de cisaillement maximum sur la Figure 5.8. La figure montre quelques cas du mécanisme de rupture obtenu à partir des présentes analyses pour $\phi = 35^\circ$ et pour $\alpha = 0^\circ, 4,40^\circ, 14,40^\circ$ et $26,86^\circ$. Le code de différence finie FLAC fournit un mécanisme qui est en accord étroit avec celui des solutions rigoureuses (Hansen 1961, Hansen 1970). On pourrait voir que la taille du mécanisme devient plus petite lorsque α devient plus grand, ce qui signifie que les plus petites capacités portantes moyennes correspondent à l'inclinaison la plus élevée. De plus, le mécanisme devient presque unilatéral lorsque α devient plus grand, comme le montre la Figure 5.8

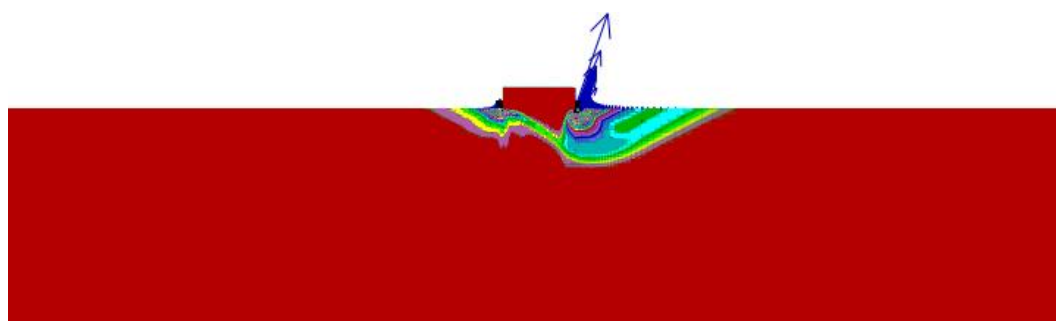
$\alpha=0^\circ$



$\alpha=4.40^\circ$



$\alpha=14.40^\circ$



$\alpha=26.86^\circ$

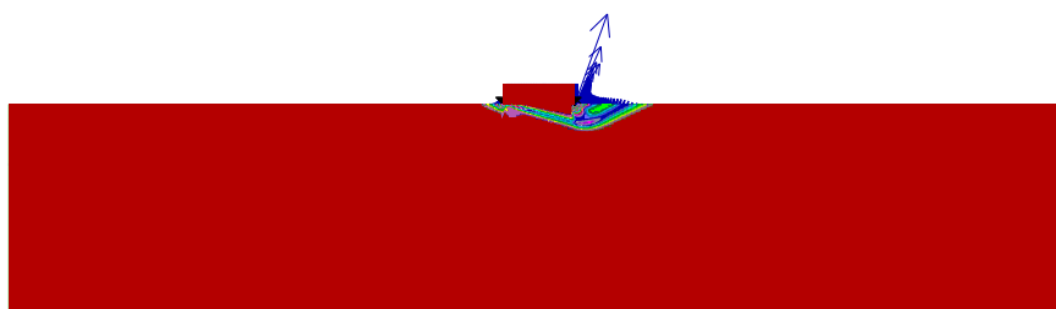


Figure 5.8 Distribution de la contrainte de cisaillement maximale et des champs de déplacement pour $\varphi=35^\circ$ $\alpha = 0^\circ, 4.40^\circ, 14.40^\circ$ et 26.86° .

5.5 Conclusions

Le code de différence finie FLAC a été utilisé pour évaluer la capacité portante des semelles filantes rigides soumises à des charges inclinées centrées et reposant sur une surface libre de sol sableux. Le sol est considéré élastique parfaitement plastique obéissant au critère de rupture de Mohr–Coulomb. Sur la base des résultats des présentes analyses numériques et dans la gamme des paramètres testés, on peut tirer les conclusions suivantes :

- L'augmentation de l'angle d'inclinaison α apporte une diminution de $i\gamma$ pour toutes les valeurs de φ .
- Les courbes $i\gamma$ sont linéaires avec α jusqu'à un angle $\alpha = 18^\circ$. Mais pour des angles plus prononcés de α , les courbes $i\gamma$ deviennent non-linéaires. De plus, il a été montré que l'angle de frottement φ du sol a un effet négligeable sur la valeur du facteur d'inclinaison.
- Il pourrait être indiqué avec une erreur très négligeable du côté de la sécurité que, pour la conception, le facteur d'inclinaison pourrait être considéré comme dépendant uniquement de l'angle d'inclinaison α .
- La valeur de la charge limite pour les sols non associés a été trouvée plus petite que celle des sols associés. De plus, les plus grandes différences de capacité portante entre les deux règles d'écoulement correspondent au plus grand φ . Cependant, les facteurs d'inclinaison sont peu influencés par la dilatance du sol.
- L'amplitude de la vitesse horizontale appliquée est le principal facteur sensible dans l'évaluation de la capacité portante des semelles filantes dans des conditions de charges inclinées sur la base d'analyses de Probe.
- La très faible vitesse horizontale appliquée à la face inférieure de la semelle entraîne une grande quantité de stockage et de temps requis pour le calcul numérique.
- La taille du mécanisme de rupture devient plus petite lorsque α devient plus grand, l'inclinaison la plus élevée. De plus, le mécanisme devient presque unilatéral lorsque α devient plus grand.
- Sur la base des présents résultats de l'analyse des différences finies, une nouvelle formule $i\gamma$ a été proposée, laquelle est efficace pour calculer la capacité portante ultime des semelles filantes reposant sur des sols sableux et soumises à des charges inclinées centrées.

Conclusion générale

Le code de différences finies Flac (FLAC 2D) a été utilisé dans cette thèse pour évaluer numériquement les facteurs de portance et d'influence de différents chargements des fondations superficielles. L'étude s'est intéressée particulièrement à résoudre numériquement le problème de la capacité portante des semelles filantes, pour les sols non cohérents, soumises à des charges verticales centrées, verticales excentrées et, inclinées centrées. Les calculs ont été fait pour des séries de quatre valeurs de l'angle de frottement interne du sol $\varphi = 25-40^\circ$ avec un incrément de 5° et, pour plusieurs excentricités, profondeurs d'encastrement et angles d'inclinaison considérés dans la présente thèse.

Afin de réaliser une analyse critique sur ce sujet, la capacité portante des semelles filantes pour les sols non cohérents est obtenue en analysant le problème séparément en trois parties : (1) la capacité portante de la semelle filante soumise à des charges verticales excentrées sur sol sableux ; (2) la capacité portante de la semelle filante soumise à des charges verticales excentrées, encastree dans un sol sableux ; (3) la capacité portante de la semelle filante soumise à des charges centrées inclinées sur sol sableux, telle que présentée dans les chapitres (4) et (5) respectivement.

Le modèle de comportement adopté pour le sol est, le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb encodé dans FLAC. Les deux règles d'écoulements associée et non-associée sont prises en compte. Le sol est considéré frottant et sans cohésion. La fondation considérée est horizontale et soumise aux différents types de chargement.

L'analyse des résultats de simulation de la présente recherche à l'aide du logiciel FLAC^{2D} permet de faire les conclusions suivantes:

- ❖ Pour le cas d'une semelle reposant sur une surface libre de sol sableux et sous un chargement vertical excentré :
 - Les valeurs des capacités portantes calculées en utilisant l'équation de Meyerhof (1953), qui est exprimée en termes d'une largeur effective ($B' = B - 2e$), ont tendance à sous-estimer les capacités portantes notamment pour les grandes excentricités.
 - L'équation proposée par Loukidis et al. (2008), pour la largeur effective, est à notre avis peu précise et devient non valable pour un $e/B > 0.33$.
 - l'équation proposée par Yamamoto et Hira (2009), pour la largeur effective, est aussi à

notre avis peu précise et devient non valable pour un $e/B > 0.4$.

- Sur la base des résultats actuels de l'analyse des différences finies, une nouvelle conception est proposée pour la largeur effective, cette méthode concorde bien avec les méthodes théoriques généralement utilisées et existant dans la littérature et aussi, la méthode prend en compte la variation non-linéaire notamment pour les grandes excentricités.
- ❖ Pour le cas d'une semelle encastree dans un sol sableux et sous un chargement vertical excentré :
 - Il a été trouvé que le facteur de réduction (RF) est indépendant de l'angle de frottement φ et ne dépend que de e/B et D_f/B comme il a été déjà observé par (Purkayastha et Char 1977) ;
 - La relation empirique suggérée par (Patra et al 2012) est surestimée avec une erreur maximale pour le cas d'une semelle reposant sur une surface libre ($D_f/B = 0$) sous un chargement vertical excentrique et tend à être en accord avec les autres méthodes quand la profondeur de la semelle augmente. Cette erreur est due au fait que dans la formule proposée par Patra, la capacité portante n'est pas une moyenne ;
 - La variation de RF avec l'augmentation du rapport d'excentricité est parabolique, et tend à être linéaire avec l'augmentation de l'encastrement de la semelle. En d'autres termes, l'augmentation de l'encastrement de la semelle a un effet positif sur la capacité portante de la semelle filante sous des charges excentriques verticales ;
 - La distribution des contraintes normales de contact obtenue confirme que la diminution de la capacité portante avec l'augmentation de l'excentricité est due à la perte de contact entre la semelle et le sol au bord arrière de la semelle.
 - Sur la base des résultats de l'analyse numériques, une nouvelle formule de RF a été proposée, qui se compare très bien avec les résultats expérimentaux rapportés par Ganesh (2016) et qui ont été obtenu par l'auteur en effectuant une analyse de régression des résultats de tests de laboratoire rapportés par différents chercheurs ;
- ❖ Pour le cas d'une semelle reposant sur une surface de sol sableux et soumise à un chargement incliné centré :
 - L'augmentation de l'angle d'inclinaison α apporte une diminution de i_y pour toutes les valeurs de φ .
 - Les courbes i_y sont linéaires avec α jusqu'à un angle $\alpha = 18^\circ$. Mais pour des angles plus prononcés de α , les courbes i_y deviennent non-linéaires. De plus, il a été montré

que l'angle de frottement φ du sol a un effet négligeable sur la valeur du facteur d'inclinaison.

- Il pourrait être indiqué avec une erreur très négligeable du côté de la sécurité que, pour la conception, le facteur d'inclinaison pourrait être considéré comme dépendant uniquement de l'angle d'inclinaison α .
- La valeur de la charge limite pour les sols non associés a été trouvée plus petite que celle des sols associés. De plus, les plus grandes différences de capacité portante entre les deux règles d'écoulement correspondent au plus grand φ . Cependant, les facteurs d'inclinaison sont peu influencés par la dilatance du sol.
- L'amplitude de la vitesse horizontale appliquée est le principal facteur sensible dans l'évaluation de la capacité portante des semelles filante dans des conditions de charges inclinées sur la base d'analyses de Probe.
- La très faible vitesse horizontale appliquée à la face inférieure de la semelle entraîne une grande quantité de stockage et de temps requis pour le calcul numérique.
- La taille du mécanisme de rupture devient plus petite lorsque α devient plus grand, l'inclinaison la plus élevée. De plus, le mécanisme devient presque unilatéral lorsque α devient très grand.
- Sur la base des présents résultats de l'analyse des différences finies, une nouvelle formule i_y a été proposée, laquelle est efficace pour calculer la capacité portante ultime des semelles filantes reposant sur des sols sableux et soumises à des charges inclinées centrées.

Enfin, il est peut être utile de rappeler ici les remarques importantes suivantes :

- Sur la base de la revue et de la présente analyse numérique, il semble que la théorie de la capacité portante de Meyerhof incorporant la profondeur et le concept de la surface effective est toujours la meilleure approche et en bon accord avec l'analyse numérique ;
- Les mécanismes de rupture et la distribution des contraintes fournis par FLAC quelle que soit la sensibilité du problème s'est avérée tout à fait conforme à la réalité physique et même meilleure comparativement à celle montrée par les outils en éléments finis trouvés dans la littérature ;
- Le code FLAC est un outil efficace dans le traitement des problèmes des interactions sol- structure.

Références

- [1] Bond, A., & Harris, A. (2008). *Decoding eurocode 7*. CRC Press.
- [2] Antao, A. M. S. N. (1997). *Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée* (Doctoral dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).
- [3] Atalar, C., Patra, C. R., Das, B. M., & Sivakugan, N. (2013). *Bearing capacity of shallow foundation under eccentrically inclined load*, 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, France, 2nd -6th September.
- [4] Benmebarek, S., Benmoussa, S., Belouar, L., & Benmebarek, N. (2012). Bearing capacity of shallow foundation on two clay layers by numerical approach. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(4), 907-923.
- [5] Benmebarek, S., Remadna, M. S., Benmebarek, N., & Belouar, L. (2012). Numerical evaluation of the bearing capacity factor $N\gamma'$ of ring footings. *Computers and Geotechnics*, 44, 132-138.
- [6] Billiaux, D., & Cundall, P. (1993). Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments Lagrangiens. *Revue française de Géotechnique*, (63), 9-21.
- [7] Das, B. M. (2009). *Shallow foundations: bearing capacity and settlement*. CRC press.
- [8] Bransby, M. F., & Randolph, M. F. (1998). Combined loading of skirted foundations. *Géotechnique*, 48(5), 637-655.
- [9] Caquot, A. I. (1934). *Équilibre des massifs à frottement interne: stabilité des terres, pulvérulentes ou cohérentes*. Gauthier-Villars.
- [10] Chen W.F. (1975). *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier, Amsterdam .
- [11] Coulomb, C. A. (1773). *Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture* (essay on maximums and minimums of rules to some static problems relating to architecture).
- [12] Christian, J. T., & Desai, C. S. (1977). Constitutive laws for geologic media. *Numerical methods in geotechnical engineering*, McGraw Hill, New York, 65, 115.
- [13] Droniuc, N. (2001). *Développement et applications géotechniques du calcul à la rupture par la méthode des éléments finis* (Doctoral dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).
- [14] Drucker, D. C. (1951). A more fundamental approach to plastic stress-strain relations. In *Proc. 1st US National Congress of Applied Mechanics* (pp. 487-491).
- [15] Drucker, D. C. (1962). Chapter 46: Plasticity and viscoplasticity—Basic concepts. *Handbook of Engineering Mechanics*, W. Flügge.
- [16] Drucker, D. C., & Prager, W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of applied mathematics*, 10(2), 157-165.
- [17] Eurocode 7, EN, B. (1997). 1 (2004).: Geotechnical design-Part 1: General rules. *British Standards, UK*.
- [18] Fast lagrangian analysis of Continua (2007) Minneapolis: ITASCA Consulting Group.

- [19] Fremond, M., & Salençon, J. (1973). Limit analysis by finite-element methods. In *Published in the Proceedings of the Symposium on the Role of Plasticity in Soil Mechanics, September 13-15, 1973, Cambridge, England.* (No. Conf Paper).
- [20] Ganesh, R., Khuntia, S., & Sahoo, J. P. (2016). Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations in Sand under Eccentric and Oblique Loads. *International Journal of Geomechanics*, 17(4), 06016028.
- [21] Gottardi, G., & Butterfield, R. (1993). On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads. *Soils and Foundations*, 33(3), 68-79.
- [22] Guennouni, T. (1982). Calcul à la rupture: Régularisation de Norton-Hoff et lagrangien augmenté. *Jl. Mec. Th. App.*, 2(1), 75-99.
- [23] Guennouni, T. (1982). Matériau de Norton-Hoff pour divers critères de la plasticité de la mécanique des sols. *Thèse de docteur ingénieur présentée à l'ENPC pour obtenir le grade de docteur ingénieur en génie civil.*
- [24] Gvozdev, A. A. (1938). Détermination des charges de rupture pour des systèmes subissant des déformations plastiques (en russe). *Trudy Konferentsii po plasticheskim deformatsiyam, Izdat. AN SSSR.* *Prikl. Mat. Mech*, 9, 339-350.
- [25] Hansen, B. (1955). Simpel beregning af fundamenter baereevne. *Ingeniren*, (4), 95-100.
- [26] Hansen, B. (1961). A general formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute, Bulletin*, 11, 38-46.
- [27] Hill, R. (1948). A variational principle of maximum plastic work in classical plasticity. *The Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, 1(1), 18-28.
- [28] Hill, R. (1950). The mathematical theory of plasticity. *Oxford University Press, Oxford.*
- [29] Hjjaj, M., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2005). Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N_γ . *International Journal of Solids and Structures*, 42(5-6), 1681-1704.
- [30] Hansen, B. (1970) A revised and extended formula for bearing capacity, *Danish Geotechnical Institute, Bulletin*. 28, 5-11.
- [31] Jiang, G. L. (1992). *Application de l'analyse limite à l'étude de la stabilité des massifs de sol* (Doctoral dissertation, ENPC).
- [32] Kazinczy, G. (1914). Bemessung von statisch unbestimmten Konstruktionen unter Berücksichtigung der bleibenden Formänderungen. *Betonszemle*, 4(5), 6.
- [33] Kist, N. C. (1917). *Leidt een sterkteberekening, die uitgaat van de evenredigheid van kracht en vormverandering, tot een goede constructie van ijzeren bruggen en gebouwen.* Waltman Jr.
- [34] Krabbenhoft, S., Damkilde, L., & Krabbenhoft, K. (2012). Lower-bound calculations of the bearing capacity of eccentrically loaded footings in cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(3), 298-310.
- [35] 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.

- [36] Leipholz, H. (1974). Theory of Elasticity Noordhoff International.
- [37] Lu, L., Wang, Z. J., & Arai, K. (2014). Numerical and experimental analyses for bearing capacity of rigid strip footing subjected to eccentric load. *Journal of Central South University*, 21(10), 3983-3992.
- [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.
- [39] Lundgren, H., & Mortensen, K. (1953, August). Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. In *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 1, pp. 409-412).
- [40] Hjjaj, M., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2004). Bearing capacity of a cohesive-frictional soil under non-eccentric inclined loading. *Computers and Geotechnics*, 31(6), 491-516.
- [41] Remadna, M. S., Benmebarek, S., & Benmebarek, N. (2017). Numerical evaluation of the bearing capacity factor N'_c of circular and ring footings. *Geomechanics and Geoengineering*, 12(1), 1-13.
- [42] Magnan, J. P., Droniuc, N., & Canepa, Y. (2004). Les méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles. In *Symposium international sur l'amélioration des sols en place* (pp. 79-154).
- [43] Magnan, J. P., & Droniuc, N. (2000). Stability analyses in geotechnical engineering: recent developments. In *Proceedings. In 4 th International Geotechnical Engineering Conference* (pp. 57-90).
- [44] Marti, J. (1982). Mixed discretization procedure for accurate solution of plasticity problems. *Int. Jour., Num. Methods & Analy. Methods in Geomech.*, 23-26.
- [45] Martin, C. M. (2005). Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics. *Proc. IACMAG. Turin*, 441-450.
- [46] Massih, D. S. Y. A., & Soubra, A. H. (2007). Numerical simulations for the bearing capacity of strip footings. In *Advances in Shallow Foundations* (pp. 1-10).
- [47] Meyerhof G.G. (1961). Discussion on « Foundations other than piled foundations ». *Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 3*, p. 193.
- [48] Meyerhof, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foudations. *Geotechnique*, 2(4), 301-332.
- [49] Meyerhof, G. T. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In *Proc. of 3rd ICSMFE* (Vol. 1, pp. 440-445).
- [50] Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), 16-26.
- [51] Michalowski, R. L., & Dawson, E. M. (2002). Three-dimensional analysis of limit loads on Mohr-Coulomb soil. *Foundations of civil and environmental engineering*, 1(1), 137-147.
- [52] Michalowski, R. L., & You, L. (1998). Effective width rule in calculations of bearing capacity of shallow footings. *Computers and Geotechnics*, 23(4), 237-253.
- [53] Moreau, J. J. (1966). *Séminaire sur les équations aux dérivées partielles*. Collège de France.

- [54] Nawghare, S. M., Pathak, S. R., & Gawande, S. H. (2010). Experimental investigations of bearing capacity for eccentrically loaded footing. *Int J Eng Sci Technol*, 2(10), 5257-5264.
- [55] Nayroles, B. (1970). Essai de théorie fonctionnelle des structures rigides plastiques parfaites. *Journal de Mécanique*, 9(3), 491-506.
- [56] Okamura, M., Mihara, A., Takemura, J., & Kuwano, J. (2002). Effects of footing size and aspect ratio on the bearing capacity of sand subjected to eccentric loading. *Soils and Foundations*, 42(4), 43-56.
- [57] Ornek, M. (2014). Estimation of ultimate loads of eccentric-inclined loaded strip footings rested on sandy soils. *Neural Computing and Applications*, 25(1), 39-54.
- [58] Patra, C., Behara, R., Sivakugan, N., & Das, B. (2012). Ultimate bearing capacity of shallow strip foundation under eccentrically inclined load, Part I. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 6(3), 343-352.
- [59] Patra, C., Behara, R., Sivakugan, N., & Das, B. (2012). Ultimate bearing capacity of shallow strip foundation under eccentrically inclined load, Part II. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 6(4), 507-514.
- [60] Patra, C. R., Sivakugan, N., & Das, B. M. (2016). Recent developments on bearing capacity of strip foundation on granular soil under eccentrically inclined load. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(1), 31-39.
- [61] Philipponnat G., Hubert G. (1998). Fondations et ouvrages en terre. *Eyrolles, Paris*, 548 pages.
- [62] Prakash, S., & Saran, S. (1971) Bearing capacity of eccentrically loaded footings. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- [63] Prandtl, L. (1920). Über die härte plastischer körper. *Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse, 1920*, 74-85.
- [64] Purkayastha, R. D., & Char, A. N. (1977). Stability analysis for eccentrically loaded footings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 103(ASCE 13014 Proceeding).
- [65] Rankine, W. J. M. (1857). II. On the stability of loose earth. *Philosophical transactions of the Royal Society of London*, 147, 9-27.
- [66] Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem. In *Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics* (pp. 295-311). Delft.
- [67] Salençon, J. (1974). Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols. *Eyrolles, Paris*.
- [68] Salençon, J. (1983). Calcul à la rupture et analyse limite. *Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris*.
- [69] Salençon, J. (1996). Introduction à l'élasto-plasticité et au calcul à la rupture. *École Polytechnique, Département de mécanique*, 154 pages. ISBN 2-7302-0362-2.
- [70] Salençon, J. (1996). Introduction à l'élasto-plasticité et au calcul à la rupture. *École Polytechnique, Département de mécanique*.

- [71] Saran, S., & Agarwal, R. K. (1991). Bearing capacity of eccentrically obliquely loaded footing. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(11), 1669-1690.
- [72] Sassi Kh. (1996). Contributions à l'étude des mécanismes de déformation des pentes instables. *Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, Marne-la-Vallée*, 432 pages.
- [73] Skempton A.W. (1951) .The bearing capacity of clays. *Proceedings, Building Research Congress, London*, 180-189.
- [74] Sokolovskii V. V. (1960) . Statics of soil media. *London: Butterworths*.
- [75] Taiebat, H. A., & Carter, J. P. (2000). Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading. *Géotechnique*, 50(4), 409-418.
- [76] Taiebat, H. A., & Carter, J. P. (2002). Bearing capacity of strip and circular foundations on undrained clay subjected to eccentric loads. *Geotechnique*, 52(1), 61-64.
- [77] Tang, C., Phoon, K. K., & Toh, K. C. (2014). Effect of footing width on N_γ and failure envelope of eccentrically and obliquely loaded strip footings on sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(6), 694-707.
- [78] Terzaghi, K. (1925). Principles of soil mechanics, IV—Settlement and consolidation of clay. *Engineering News-Record*, 95(3), 874-878.
- [79] Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics, *John Wiley & Sons, New York*.
- [80] Ueno, K., Miura, K., Kusakabe, O., & Nishimura, M. (2001). Reappraisal of size effect of bearing capacity from plastic solution. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(3), 275-281.
- [81] Vermeer, P. A., & De Borst, R. (1984). Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. *HERON*, 29 (3), 1984.
- [82] Vesic, A. S. (1974). Analysis of ultimate loads of shallow foundations: Closure of discussion of original paper J. Soil Mech. Found. Div. Jan. 1973. 1F, 6R. J. GEOTECH. ENGN. DIV. V100, N. GT8, 1974, P949–951. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 11, No. 11, p. A230). Pergamon.
- [83] Yamamoto, K., & Hira, M. (2009). Bearing capacity of rigid strip footings on frictional soils under eccentric and inclined loads. In *Geotechnical Risk and Safety: Proceedings of the 2nd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (IS-Gifu 2009) 11-12 June, 2009, Gifu, Japan-IS-Gifu2009* (p. 265). CRC Press.