



Référence : ...

المرجع: ...

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme :

Doctorat en Sciences

Génie Civil – Option Géotechnique

Présentée par :

BELKACEM Mounia

Intitulée :

CONTRIBUTION À L'ÉVALUATION DE LA PORTANCE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR SOL HÉTÉROGÈNE

Soutenue publiquement le : 13/02/2025

Devant le jury de soutenance composé de :

REMADNA Mohamed Sadek	Professeur	Université de Biskra	Président
BENMEBAREK Sadok	Professeur	Université de Biskra	Rapporteur
BENMOUSSA Samir	MCA	Université de Batna2	Examineur
BAHLOUL Ouassila	Professeur	Université de Batna2	Examineur

Dédicace

Au nom d'**ALLAH**, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux.

À la mémoire de mon père ...

Remerciements

Je tiens à exprimer mes plus vifs remerciements à mon directeur de thèse, le Professeur BENMEBARAK Sadok, pour son soutien inestimable et son engagement indéfectible tout au long d'élaboration de ce travail

Je tiens à remercier également monsieur REMADNA Mohamed Sadek, Professeur à l'université de Biskra, qui m'a fait l'honneur d'accepter la présidence de jury.

J'adresse aussi mes remerciements aux membres de jury : Mme BAHLOUL Ouassila, Professeur à l'université de Batna2 et M. BENMOUSSA Samir, Maître de conférence A à l'université de Batna2, d'avoir accepté de juger ce travail.

تتجلى تغيرات التربة بأشكال مختلفة، سواء من حيث الكثافة، أو التماسك، أو التركيب الجيولوجي. وفقًا للدراسات المتوفرة، يتضح أن الأبحاث المتعلقة بتحديد قدرة تحمل الأساسات على ركائز من الرمل الطبقى تُجرى بشكل رئيسي إما باستخدام اختبارات مخبرية على نماذج صغيرة الحجم أو من خلال أساليب تقليدية تتضمن عددًا من الافتراضات المبسطة. في ضوء هذه التحديات، يصبح من الضروري تطوير نماذج أكثر دقة، قادرة على محاكاة تعقيدات التربة غير المتجانسة. تقدم هذه الأطروحة مساهمة في دراسة قدرة تحمل الأساسات السطحية على التربة المتجانسة وغير المتجانسة.

تم تخصيص السلسلة الأولى من المحاكاة الرقمية لتقييم صحة نظرية التراكب وتحليل تأثيرها على حساب قدرة التحمل للأساسات الدائرية المدفونة في الرمل. كما تناولت دراسة تأثير العمق في حالة وجود حمولة زائدة بالقرب من الأساس الدائري المدمج. أما المساهمة الرقمية الثانية، فقد ركزت على حساب قدرة التحمل للأساسات المستمرة والدائرية الموضوعة على طبقتين من الرمل .

أظهرت نتائج هذه الأطروحة عدم دقة فرضية التراكب في حالة الأساس الدائري المدفون في الرمل المتجانس. بالإضافة إلى ذلك، مكنت دراسة عوامل العمق d'_q و d'_v من وضع علاقة مبسطة لتسهيل تقييم العامل d'_q في ظروف مختلفة. علاوة على ذلك، أظهرت نتائج المساهمة الثانية أن قدرة التحمل للأساسات الموضوعة على طبقتين من الرمل تزداد مع زيادة سمك الطبقة الكثيفة، خاصة بالنسبة للأساسات الدائرية. هذه الملاحظات، التي تتفق مع الدراسات السابقة، تؤكد أهمية الكثافة وسمك الطبقة العلوية في استقرار الأساسات. وأخيرًا، كشفت دراسة عوامل العمق d'_q و d'_v لأساس دائري مدفون في طبقتين من الرمل، مع الأخذ في الاعتبار وجود حمولة زائدة بالقرب من سطح الأرض، أن تأثير عمق دمج الأساس يظل محدودًا نسبيًا.

الكلمات المفتاحية: قدرة التحمل، آلية انهيار التربة، أساس سطحي، تربة طبقية، حمولة إضافية، عامل العمق.

Abstract

Soil heterogeneity manifests in various forms, such as variations in density, consistency, or geological composition. According to the available studies, research related to determining the bearing capacity of foundations on layered sand substrates is primarily conducted either through small-scale laboratory model tests or traditional approaches involving several simplified assumptions. In light of these challenges, it becomes imperative to develop more accurate models capable of capturing the complexity of heterogeneous soils. This thesis contributes to the study of the bearing capacity of shallow foundations on homogeneous and heterogeneous soils.

The first series of numerical simulations focused on evaluating the validity of the superposition theory and analyzing its influence on the bearing capacity calculation of circular foundations embedded in sand. It also investigated the effect of depth in cases where a surcharge is present near an embedded circular foundation. The second numerical contribution focused on calculating the bearing capacity of strip and circular foundations resting on a sand bilayer.

The results of this thesis highlighted the inaccuracy of the superposition hypothesis for a circular foundation embedded in homogeneous sand. Furthermore, the analysis of the depth factors d'_γ and d'_q led to the establishment of a simplified relationship to facilitate the evaluation of d'_q under varying conditions. Additionally, the results of the second contribution showed that the bearing capacity of a foundation on a sand bilayer increases with the thickness of the dense layer, particularly for circular foundations. These findings, consistent with previous studies, confirm the importance of the density and thickness of the upper layer in ensuring foundation stability. Finally, the evaluation of the depth factors d'_γ and d'_q for a circular foundation embedded in a sand bilayer, accounting for the presence of a surcharge adjacent to the ground surface, revealed that the influence of the embedment depth of the foundation remains relatively limited.

Keywords: bearing capacity, failure mechanism, shallow foundation, layered soil, surcharge, depth factor.

Résumé

L'hétérogénéité du sol se manifeste sous différentes formes, qu'il s'agisse de variations de densité, de consistance ou de composition géologique. D'après les études disponibles, il ressort que les recherches liées à la détermination de la capacité portante des fondations sur des substrats de sable en couches sont principalement menées soit à l'aide d'essais en laboratoire sur modèles à petite échelle, soit à l'aide d'approches traditionnelles impliquant un certain nombre d'hypothèses simplifiées. À la lumière de ces enjeux, il devient impératif de développer des modèles plus précis, capables de capturer la complexité des sols hétérogènes. Cette thèse présente une contribution à l'étude de la portance des fondations superficielles sur des sols homogènes et hétérogènes.

La première série de simulations numériques a été consacrée à l'évaluation de la validité de la théorie de superposition et à l'analyse de son influence sur le calcul de la capacité portante des fondations circulaires encastrées dans le sable. Elle a également permis d'étudier l'effet de la profondeur dans le cas où une surcharge est présente à proximité d'une semelle circulaire encastrée. La deuxième contribution numérique, s'est focalisée sur le calcul de la portance des fondations filantes et circulaires reposant sur une bicouche de sable.

Les résultats de cette thèse ont mis en évidence l'inexactitude de l'hypothèse de superposition pour une fondation circulaire encastrée dans un sable homogène. En outre, l'analyse des facteurs de profondeur d'_γ et d'_q a permis d'établir une relation simplifiée pour faciliter l'évaluation du facteur d'_q dans des conditions variées. Par ailleurs, les résultats de la deuxième contribution ont montré que la capacité portante d'une fondation sur une bicouche sableuse augmente avec l'épaisseur de la couche dense, en particulier pour les fondations circulaires. Ces observations, en accord avec les travaux antérieurs, confirment l'importance de la densité et de l'épaisseur de la couche supérieure dans la stabilité des fondations. Enfin, l'évaluation des facteurs de profondeur d'_γ et d'_q pour une fondation circulaire encastrée dans une bicouche de sable, en tenant compte de la présence d'une surcharge adjacente à la surface du sol, a révélé que l'influence de la profondeur d'encastrement de la semelle reste relativement limitée.

Mots clés : Capacité portante, mécanisme de rupture, fondation superficielle, sol stratifié, surcharge, facteur de profondeur.

Sommaire

Dédicace.....	i
Remerciements.....	ii
ملخص.....	iii
Abstract.....	iv
Résumé.....	v
Sommaire	vi
Liste des Tableaux	viii
Liste des Figures.....	ix
Introduction générale	1
Chapitre 1 : État de l'art.....	5
1.1. Introduction.....	6
1.2. Aperçus sur les fondations superficielles	7
1.3. Portance des fondations superficielles sur sol homogène.....	10
1.3.1. Théories fondamentales.....	10
1.3.2. Équation générale de la capacité portante.....	11
1.3.3. Capacité portante des fondations superficielles à la surface.....	12
1.3.4. Capacité portante des fondations superficielles encastrees	15
1.4. Portance des fondations superficielles sur sol hétérogène	24
1.5. Conclusion.....	42
Chapitre 2 : Étude numérique de la portance des semelles circulaires encastrees dans un sol homogène	43
2.1. Introduction.....	44
2.2. Exposé du problème	44
2.3. Présentation des cas étudiés.....	46
2.3.1. Évaluation de l'hypothèse de la superposition.....	46
2.3.2. Évaluation des facteurs de profondeur de la capacité portante d'_y et d'_q	46
2.4. Présentation du code de modélisation numérique FLAC.....	47
2.5. Modèles de comportement utilisés	48
2.6. Procédure de modélisation	50

2.7. Validation du modèle de la semelle	52
2.8. Résultats et discussions.....	53
2.8.1. Évaluation de la superposition.....	53
2.8.2. Évaluation des marges d'erreur de l'hypothèse de superposition	55
2.8.3. Mécanisme de rupture	56
2.8.4. Évaluation des facteurs de capacité portante N'_γ et N'_q	59
2.8.5. Effet de l'échelle	61
2.8.6. Facteurs de profondeurs d'_γ et d'_q	62
2.9. Conclusion.....	64

Chapitre 3 : Étude numérique de la portance des fondations superficielles sur une bicouche de sable

65

3.1. Introduction	67
3.2. Exposé du problème	67
3.3. Présentation de code numérique Optum G2	68
3.3.1. Théorie de plasticité	69
3.3.2. Analyse limite	70
3.4. Présentation du cas étudié.....	72
3.5. Procédure de modélisation	73
3.6. Résultats et discussions.....	75
3.6.1. Milieu homogène monocouche	75
3.6.2. Sable stratifié en deux couches	76
3.6.3. Évaluation du facteur d'efficacité	79
3.6.4. Mécanismes de rupture	82
3.6.5. Facteurs de profondeurs d'_γ et d'_q	82
3.7. Conclusion.....	85

Conclusion générale

87

Bibliographie

90

Liste des Tableaux

Chapitre 1 :

Tableau 1.2 : Capacité portante ultime (C.P.U) pour des semelles filantes et circulaires reposant sur un sol à trois couches selon Hanna et Meyerhof (1979)	28
Tableau 1.3 : Capacité portante ultime (C.P.U) pour des semelles filantes et circulaires reposant sur un sol à bicouche selon Hanna (1982)	30
Tableau 1.4 : Équations développés par Okamura et al. (1998)	33

Chapitre 3 :

Tableau 3.1 : Poids volumiques et angles de frottement associés pour le sable dans l'analyse selon Bowles (1977)	73
Tableau 3.2 : Comparaison de valeurs N_γ pour semelle filante rugueuse sur un sable homogène.....	76
Tableau 3.3 : Comparaison de valeurs N_γ pour semelle circulaire rugueuse sur un sable homogène.....	76
Tableau 3.4 : Capacité portante pour différents rapports d'épaisseur d'une semelle filante sur un bicouche de sable	77
Tableau 3.5 : Capacité portante pour différents rapports d'épaisseur d'une semelle circulaire sur un bicouche de sable	78

Liste des Figures

Chapitre 1 :

Figure 1.1 : Fondations superficielles normalisées selon le règlement Algérien (DTR-BC 2.331, 1991)	7
Figure 1.2 : Fondations superficielles normalisées selon le règlement français (DTU 13.12, 1988)	8
Figure 1.3 : Modes de rupture d'une fondation superficielle : (a) Rupture par cisaillement général ; (b) Rupture par cisaillement local ; (c) Rupture par poinçonnement (Braja, 2009)	9
Figure 1.4 : Surface de rupture conventionnelle (Budhu, 2010).....	11
Figure 1.5 : Problème de semelle conique par élément finis (Chouhan et al., 2023).....	14
Figure 1.6 : Présentation de la différence de travail effectuée par des forces externes dans deux cas : (a) surcharge équivalente utilisée pour remplacer le sol au-dessus de la base de la semelle ; (b) semelle modélisée comme une semelle encastree (Lyamin et al., 2007).....	16
Figure 1.7 : Facteur de profondeur d_q en fonction des rapports D/B pour différents angles de frottement d'une semelle filante (Lyamin et al., 2007).....	16
Figure 1.8 : Facteur de profondeur d_q^* en fonction de rapport D/B pour différents angles de frottement (Lyamin et al., 2007).....	17
Figure 1.9 : Facteur de profondeur d_q^* en fonction de rapport D/B pour différents angles de frottement (Antão et al., 2010)	18
Figure 1.10 : Conditions aux limites de vitesse (Mohapatra et Kumar, 2020).....	19
Figure 1.11 : Variation de d_q en fonction de L/B et D/B et φ (Mohapatra et Kumar, 2020).....	20
Figure 1.12 : Variation de d_q' en fonction de L/B et D/B et φ pour ($\gamma Dq = 10$ et 20) (Mohapatra et Kumar, 2020).....	20
Figure 1.13 : Test de chargement sur modèle de semelle dans la chambre d'étalonnage DIC en utilisant du sable Ohio Gold Frac (Janabi et al., 2023a)	21
Figure 1.14 : Facteur de profondeur d_q en fonction de D/B d'une semelle filante sur un sable OGF dense (Janabi et al., 2023a).....	22
Figure 1.15 : Variation du rapport de capacité portante en fonction de D/B d'une semelle filante et carrée sur un sable OGF dense (Raja et al. 2024)	23
Figure 1.16 : Facteur de profondeur d_q en fonction de D/B d'une semelle filante sur un sable OGF dense (Raja et al., 2024).....	24
Figure 1.17 : Mécanisme de rupture d'une fondation sur un sable dense recouvrant une argile molle (Meyerhof, 1974).....	24
Figure 1.18 : Mécanisme de rupture d'une fondation sur un sable lâche recouvrant une argile raide (Meyerhof, 1974).....	25
Figure 1.19 : Facteurs de la capacité portante modifiés (Meyerhof, 1974).....	26
Figure 1.20 : Mécanisme de rupture d'une semelle filante sous charge verticale posée sur une couche résistante sur un dépôt faible (Meyerhof et Hanna, 1978)	27
Figure 1.21 : Limites des zones d'équilibre plastique dans le sol à la rupture sous une semelle à surface filante rugueuse (Pfeifle et Das, 1979)	29

Figure 1.22: Capacité portante d'un sol bicouche : (Hanna, 1982): Semelles filantes et circulaires dans du sable meuble surmontant du sable dense (à gauche) ; semelle filante reposant sur du sable compact sous-jacent à du sable dense (à droite) (Hanna, 1982).....	30
Figure 1.23: Variation du rapport de surface de base avec l'angle du côté du bloc de sable développé par (Okamura et al., 1998)	33
Figure 1.24 : Mécanisme de rupture (Okamura et al., 1998).....	33
Figure 1.25 : Mécanisme de rupture et coins supposés dans le modèle (Ghazavi et Eghbali, 2008).....	34
Figure 1.26 : Surfaces de rupture et forces effectives sur le coin de glissement dans la condition d'équilibre limite (Ghazavi et Eghbali 2008)	35
Figure 1.27 : Domaine du problème choisi et conditions aux limites associées (Khatri et al., 2017a)	36
Figure 1.28 : Variations du facteur d'efficacité en fonction de H/B et de différentes valeurs de φ_2 pour une semelle filante rugueuse : (a) φ_1 de 40° ; (b) φ_1 de 42° (Khatri et al., 2017a).....	37
Figure 1.29 : Variations du facteur d'efficacité en fonction de H/B et de différentes valeurs de φ_2 pour une semelle circulaire rugueuse : (a) φ_1 de 40° ; (b) φ_1 de 42° (Khatri et al., 2017a).....	37
Figure 1.30 : Chargement vertical et incliné dans la vue géométrique et la vue du modèle Plaxis-3D utilisées dans l'analyse (Singh et Roy, 2021)	38
Figure 1.31 : Variation de la capacité portante en fonction de H/D et de α et l'angle de frottement des deux couches (Singh et Roy, 2021).....	39

Chapitre 2 :

Figure 2.1 : Notations du problème de semelle circulaire sur sable homogène	47
Figure 2.2 : Géométrie du problème d'une semelle circulaire	47
Figure 2.3 : Présentation des contraintes principales.....	48
Figure 2.4 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb (FLAC, 2005)	49
Figure 2.5 : Maillage et conditions aux limites de modèle.....	51
Figure 2.6 : Modèle de semelle circulaire encastree.....	52
Figure 2.7 : Variation du facteur de portance N'_y avec D_f/D pour différents modèles 2D de semelles encastrees : (a) $\varphi = 25^\circ$, (b) $\varphi = 30^\circ$	52
Figure 2.8 : Comparaison de la capacité portante q_u d'une semelle circulaire en fonction D_f/D et φ	54
Figure 2.9 : Variation du taux d'erreur entre q_{u2} et q_{u3} en fonction de φ pour une semelle circulaire	55
Figure 2.10 : Taux d'erreur entre les résultats de Flac2D (q_{u3}) et la littérature : (a) $\varphi = 25^\circ$, (b) $\varphi = 40^\circ$	56
Figure 2.11 : Contours de la déformation de cisaillement maximale pour une semelle circulaire dans le cas où $\varphi = 30^\circ$:	58
Figure 2.12 : Comparaison des valeurs N'_y en fonction de φ pour une semelle circulaire à la surface.....	59
Figure 2.13 : Comparaison des valeurs de N'_q pour une semelle circulaire à la surface.....	60
Figure 2.14 : Variation de N'_y en fonction de D_f/D et φ pour une semelle circulaire encastree.....	60
Figure 2.15 : Variation de N'_q en fonction de D_f/D et φ pour une semelle circulaire encastree	61
Figure 2.16 : Définition du problème pour l'évaluation de N'_q	61
Figure 2.17 : Facteurs N'_y et N'_q avec des géométries variées pour un angle de frottement $\varphi = 25^\circ$	62
Figure 2.18 : Variation du facteur de profondeur d'_y en fonction de D_f/D et φ	63
Figure 2.19 : Variation du facteur de profondeur d'_q en fonction de D_f/D et φ	64
Figure 2.20 : Courbe de tendance de la variation du facteur de profondeur d'_q en fonction de D_f/D	64

Chapitre 3 :

Figure 3.1 : Surface de rupture.....	70
Figure 3.2 : Corps solide ayant un volume V , délimité par $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions α_t sur S_σ est fixé en S_u	70
Figure 3.3 : Géométrie du problème étudié.....	72
Figure 3.4 : Exemple de maillage adaptatif et conditions aux limites pour une semelle filante avec $\varphi_1 = 40^\circ$, $\varphi_2 = 36^\circ$, et $H/B = 0.5$	74
Figure 3.5 : Variations du facteur d'efficacité en fonction de H/B pour différentes valeurs de φ_2 dans une semelle filante rugueuse : (a) $\varphi_1 = 38^\circ$; (b) $\varphi_1 = 40^\circ$; (c) $\varphi_1 = 42^\circ$; (d) $\varphi_1 = 44^\circ$; (e) $\varphi_1 = 46^\circ$	80
Figure 3.6 : Variations du facteur d'efficacité en fonction de H/B pour différentes valeurs de φ_2 dans une semelle circulaire rugueuse : (a) $\varphi_1 = 38^\circ$; (b) $\varphi_1 = 40^\circ$; (c) $\varphi_1 = 42^\circ$; (d) $\varphi_1 = 44^\circ$; (e) $\varphi_1 = 46^\circ$	81
Figure 3.7 : Mécanismes de rupture pour une semelle filante avec $\varphi_1 = 40^\circ$ et $\varphi_2 = 30^\circ$: (a) $H/B = 0.25$; (b) $H/B = 0.5$; (c) $H/B = 1$; (d) $H/B = 2$	83
Figure 3.8 : Variation du facteur de profondeur d'_γ en fonction de D_f/D avec différentes valeurs de φ_2 pour une semelle circulaire encastrée sur une bicouche de sable.....	84
Figure 3.9 : Variation du facteur de profondeur d'_q en fonction de D_f/D avec différentes valeurs de φ_2 pour une semelle circulaire encastrée sur une bicouche de sable.....	85

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Chaque ouvrage de génie civil, qu'il s'agisse d'un bâtiment, d'un pont, d'une route ou d'une voie ferrée, se compose généralement d'une superstructure et d'une fondation. Le rôle de la fondation est de recevoir les charges de la superstructure et de les transférer en toute sécurité au sol ou à la roche sous-jacente, selon le type de terrain. Le rapport D/B d'une semelle définit si elle est superficielle ou profonde. La charge doit être transférée sous la semelle de manière à éviter le tassement et la rupture par cisaillement.

La capacité portante des fondations superficielles est l'un des problèmes de stabilité importants en géotechnique. Cela devient plus difficile et compliqué lorsque le profil du sol est hétérogène. Toute structure construite sur un tel sol doit donc tenir compte de tous les changements dans ses propriétés. La charge de la superstructure est transférée au sol situé en dessous via la semelle. Le comportement des semelles dans les sols en couches est extrêmement complexe et constitue une source de préoccupation depuis des décennies. Dans ce contexte, l'hétérogénéité du sol se manifeste sous différentes formes, qu'il s'agisse de variations de densité, de consistance ou de composition géologique. Ces disparités peuvent fortement affecter les propriétés mécaniques du sol et, par conséquent, les méthodes traditionnelles d'évaluation de la portance se trouvent souvent inadéquates. Face à ces enjeux, il devient impératif de développer des modèles plus précis, capables de capturer la complexité des sols hétérogènes et de fournir des recommandations fiables pour la conception des fondations superficielles.

L'hétérogénéité des sols soulève des défis non négligeables quant à l'évaluation rigoureuse de la portance des fondations superficielles. Les modèles théoriques classiques, fondés sur des hypothèses de continuité et d'homogénéité des milieux, ne permettent pas toujours de prédire avec précision les mécanismes de rupture ou les déformations induites dans ces conditions complexes. Ainsi, l'approximation de l'hétérogénéité par des modèles plus élaborés, intégrant des données géotechniques précises et une modélisation numérique avancée, devient indispensable pour optimiser la conception des fondations et garantir leur sécurité.

Divers chercheurs ont étudié le comportement des semelles dans des sols meubles et homogènes, et plusieurs méthodes de conception ont été développées pour déterminer la

charge portante ultime. En utilisant la méthode de l'équilibre limite (Meyerhof, 1974), des expressions simplifiées sont proposées pour déterminer la capacité portante ultime des semelles filantes et circulaires avec une couche de sable recouvrant les couches argileuses.

D'après les études disponibles, il ressort que les recherches liées à la détermination de la capacité portante des fondations sur des substrats de sable en couches sont principalement menées soit à l'aide d'essais en laboratoire sur modèles à petite échelle, soit à l'aide d'approches traditionnelles impliquant un certain nombre d'hypothèses simplifiées. En revanche, la présente recherche vise principalement à mettre en œuvre l'approche des éléments finis afin de combler le manque persistant dans la littérature scientifique en offrant une approche novatrice et plus réaliste de l'évaluation de la portance, tout en contribuant à améliorer la fiabilité des projets d'ingénierie géotechnique dans des contextes géologiques complexes.

Pour garantir une analyse rigoureuse de la capacité portante des fondations, il est essentiel de commencer par l'étude sur sol homogène, qui offre un cadre simple et bien maîtrisé. Cependant, la réalité des projets présente souvent des sols hétérogènes, plus complexes, dont les propriétés varient selon les couches. Passer d'abord par l'analyse sur sol homogène permet d'acquérir une compréhension solide avant de traiter les complexités posées par les sols hétérogènes. Cette approche progressive est indispensable pour assurer le dimensionnement optimisé des fondations superficielles adaptées aux conditions géotechniques réelles. De nombreux auteurs ont contribué à la solution de ce problème en utilisant une équation valable dans des conditions réelles, comme une fondation filante sous chargement vertical et centré et en supposant la superposition des effets séparés du poids propre et de la surcharge. Des corrections successives sont apportées à cette équation en utilisant des facteurs qui prennent en compte des conditions différentes des conditions idéales. Parmi ces corrections figurent les facteurs de profondeur, qui prennent en compte la résistance du sol au-dessus du niveau de la fondation.

La thèse débute par une introduction générale qui expose le contexte, le besoin de l'étude, ainsi que les objectifs et la portée des travaux de recherche.

Le premier chapitre présente les différentes approches théoriques, allant des méthodes empiriques aux modélisations numériques avancées, tout en intégrant l'utilisation de méthodes expérimentales. Ce chapitre retrace également l'évolution des théories et des méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles, depuis les travaux pionniers de Terzaghi et Meyerhof jusqu'aux développements plus récents. Il explore comment les

modèles et formules de calcul ont évolué pour inclure des facteurs tels que la géométrie des fondations, les propriétés du sol et les conditions de chargement. Cette section soulignera comment ces approches se combinent pour offrir une compréhension globale de la capacité portante et comment elles peuvent être adaptées aux cas de sols homogènes et hétérogènes, en analysant leur pertinence dans différents scénarios.

Le deuxième chapitre expose les simulations numériques réalisées à l'aide de Flac^{2d} (FLAC, 2007), afin d'évaluer la pertinence de la théorie de superposition et d'estimer son impact sur le calcul de la capacité portante des fondations circulaires encastrées dans le sable. Il s'agira également de déterminer l'effet de la profondeur lorsqu'une surcharge est présente à proximité d'une semelle circulaire encastrée. Le modèle basé sur la méthode des différences finies explicites est utilisé dans cette étude numérique pour modéliser le comportement des fondations superficielles, les conditions aux limites, la technique de résolution et la méthodologie adoptée dans l'analyse sont décrits. La comparaison des résultats obtenus avec ceux disponibles dans la littérature est également incluse. Enfin, les résultats de la simulation numériques sont présentés sous forme de graphiques de conception faciles à utiliser.

Le troisième chapitre est consacré au calcul de la capacité portante des semelles filante et circulaire posées sur un sol hétérogène (sable dense sur sable meuble). L'étude se concentre sur l'application de l'analyse élastoplastique en utilisant le code Optum G2, basé sur la méthode des éléments finis, qui constitue une approche numérique puissante et précise. Une analyse paramétrique approfondie a été réalisée en faisant varier l'épaisseur de la couche supérieure ainsi que les angles de frottement des deux couches de sol. Cette analyse a permis d'évaluer les facteurs de profondeur d'_γ et d'_q associés à la capacité portante d'une fondation circulaire rugueuse encastrée dans une bicouche de sable (sable dense sur sable lâche), tout en tenant compte de la présence d'une surcharge adjacente à la surface du sol. Les résultats sur l'amélioration de la capacité portante sont présentés sous forme adimensionnelle et comparés aux données théoriques et expérimentales disponibles.

Enfin, le travail réalisé dans cette thèse se conclut par une synthèse générale et des perspectives, mettant en avant les principaux résultats obtenus.

CHAPITRE 1 : ÉTAT DE L'ART

Chapitre 1 : État de l'art

1.1. Introduction

La capacité portante des fondations est une question de recherche axiale en géotechnique, influençant directement la sécurité et la durabilité des constructions. Les sols, en tant que support des fondations, présentent une grande diversité de comportements, rendant l'évaluation de leur capacité portante complexe et multifacette. Cette complexité est exacerbée dans les cas de sols hétérogènes, où l'interaction entre différentes strates et matériaux modifie significativement le comportement portant. L'examen de la littérature existante permet non seulement de comprendre les avancées déjà réalisées, mais aussi de mettre en évidence les domaines nécessitant une exploration plus approfondie.

Le présent chapitre s'ancre dans un domaine fondamental de la géotechnique : la compréhension et l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles. Il se propose de dresser un état de l'art exhaustif des travaux de recherche existants dans ce domaine, mettant en lumière les avancées théoriques et pratiques, tout en identifiant les lacunes et les défis persistants, particulièrement en ce qui concerne la distinction entre sols homogènes et hétérogènes.

Ce chapitre retracera l'évolution des théories et des méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles. À partir des travaux pionniers de Terzaghi, Meyerhof, et d'autres, nous explorerons comment les modèles et les formules de calcul ont évolué, intégrant des facteurs tels que la géométrie des fondations, les propriétés du sol, et les conditions de chargement. L'accent sera mis sur l'analyse de l'adéquation de ces modèles dans des scénarios de sols homogènes et hétérogènes.

Nous examinerons en plus les différentes approches théoriques, allant des méthodes empiriques aux modélisations numériques avancées. L'utilisation de méthodes expérimentales, sera également discutée. Cette section soulignera comment ces différentes approches s'articulent pour fournir une compréhension holistique de la capacité portante, et comment elles peuvent être adaptées ou combinées pour traiter les cas de sols hétérogènes. Une attention particulière sera accordée aux spécificités des sols homogènes et hétérogènes. Cette section vise à mettre en évidence les défis spécifiques posés par les sols hétérogènes et les efforts de recherche nécessaires pour y répondre.

Ce chapitre fournira donc une base solide pour la recherche en cours, en établissant un contexte clair et en identifiant les domaines où des contributions significatives sont possibles et nécessaires. En

comprenant l'état actuel des connaissances et en identifiant les lacunes, cette étude aspire à pousser les frontières de la compréhension et de la pratique géotechnique, en particulier dans le domaine des fondations superficielles sur sols hétérogènes.

1.2. Aperçus sur les fondations superficielles

La fondation est en général un élément structural de l'ouvrage reposant sur un sol d'assise auquel elle transmet les actions provenant de l'ouvrage. Selon la capacité de portance du sol ou de la roche, les fondations sont classées en deux grandes catégories : superficielles ou profondes. Lorsque le sol de surface ne possède pas une résistance suffisante pour supporter la structure via une fondation superficielle, il devient nécessaire de recourir à des fondations profondes. La différence entre les deux types n'est pas définie de la profondeur d'ancrage mais en fonction de rapport largeur/ancrage. Selon le type d'ouvrage, on parlera des fois de fondations semi-profondes.

Selon le règlement Algérien ([DTR-BC 2.331, 1991](#)) - Règles de calcul des fondations superficielles, les fondations en béton armé sont considérées superficielles lorsqu'elles transmettent les charges à une couche de sol résistant de faible profondeur ; où la condition suivante doit être vérifiée ;

$$\frac{D}{B} \leq 1.5 \quad (1.1)$$

Avec ;

D : profondeur d'ancrage de fondation (aussi notée fiche ou hauteur d'encastrement),

B : largeur de fondation (c'est la plus petite dimension de section d'assise de fondation).

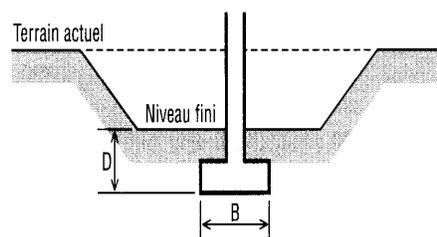


Figure 1.1 : Fondations superficielles normalisées selon le règlement Algérien (DTR-BC 2.331, 1991)

Cependant, la limite entre les fondations superficielle et les fondations profondes varie selon les auteurs et selon les règlements. Par exemple, selon le règlement français ([DTU 13.12, 1988](#)) - Règles pour le calcul des fondations superficielles, il s'agit de fondations superficielles lorsque la largeur B à l'ancrage D vérifie l'une des conditions suivantes ;

$$D < 3 \text{ m} \text{ ou } \frac{D}{B} < 6 \quad (1.2)$$

Lorsque ces conditions ne sont pas vérifiées, il s'agit des fondations profondes. La Fig. 1.2 indique le domaine de chaque type de fondations.

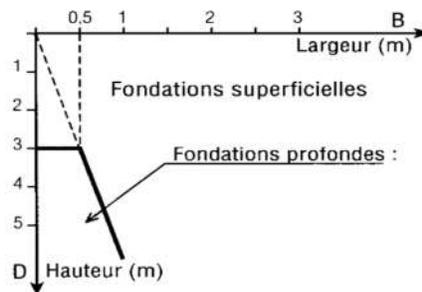


Figure 1.2 : Fondations superficielles normalisées selon le règlement français (DTU 13.12, 1988)

De plus pour une semelle, il s'agit d'une semelle filante (le problème peut être considéré comme bidimensionnel) si $L/B > 10$.

► Modes de rupture du sol sous charge ultime :

Lorsque la contrainte exercée par la superstructure dépasse la capacité portante ultime du sol sous une fondation (ou que les actions calculées excèdent la résistance calculée), le sol peut subir un tassement, un glissement, et des ruptures par cisaillement peuvent apparaître. Ce phénomène est connu sous le nom de rupture de capacité portante.

La Fig. 1.3 montre une fondation superficielle de largeur B située à une profondeur de D_f sous la surface du sol et soutenue par du sable dense (ou un sol argileux rigide). Si cette fondation est soumise à une charge Q qui augmente progressivement, la charge par unité de surface, $q = Q/A$, (A = surface de la fondation), va augmenter et la fondation va augmenter son tassement. Lorsque q devient égal à q_u le tassement de la fondation $S = S_u$, le sol supportant la fondation subit une rupture par cisaillement soudaine. En fonction de la densité du sol, les chercheurs ont distingué trois principaux types de rupture de capacité portante, en tenant compte des conditions spécifiques liées à la compacité du sol, la rupture par cisaillement général est le mode de rupture le plus courant, et elle se produit dans les sols fermes, y compris les sols granulaires denses et les argiles rigides, où la charge de rupture est bien définie (Fig. 1.3.a). Ici, la résistance au cisaillement est pleinement développée sur toute la longueur. La surface de rupture s'étend jusqu'au niveau du sol et un soulèvement clairement formé apparaît au niveau du sol près de la semelle. L'autre extrême est la rupture par poinçonnement, qui se produit dans les sols faibles et compressibles tels que les sables très meubles, où la surface de rupture ne s'étend pas jusqu'au niveau du sol et la charge de rupture n'est pas bien définie, sans soulèvement notable au niveau du sol (Fig. 1.3.c). Entre ces deux modes, il existe une rupture par cisaillement locale (Fig. 1.3.b), qui se produit dans les sols de compressibilité intermédiaire tels que les sables

moyennement denses, où seule une légère charge de cisaillement est présente, le soulèvement se produit au niveau du sol près de la semelle.

En réalité, les conditions du sol sont toujours améliorées par compactage avant la mise en place de la semelle. Pour les fondations superficielles dans des sols granulaires avec $Dr > 70\%$ et des argiles rigides, la rupture se produira en mode de cisaillement général (Vesic, 1973). Par conséquent, il est raisonnable de supposer que le mode de rupture par cisaillement général s'applique dans la plupart des situations.

Pour qu'une fondation donnée fonctionne à sa capacité optimale, il faut s'assurer que la contrainte exercée par la superstructure ne dépasse pas la capacité portante ultime q_u . Compte tenu de la capacité portante ultime et des incertitudes impliquées dans l'évaluation des paramètres de résistance au cisaillement du sol, la capacité portante admissible q_a peut être obtenue comme suit :

$$q_a = \frac{q_u}{F} \quad (1.3)$$

F : est un coefficient de sécurité de trois à quatre est généralement utilisé

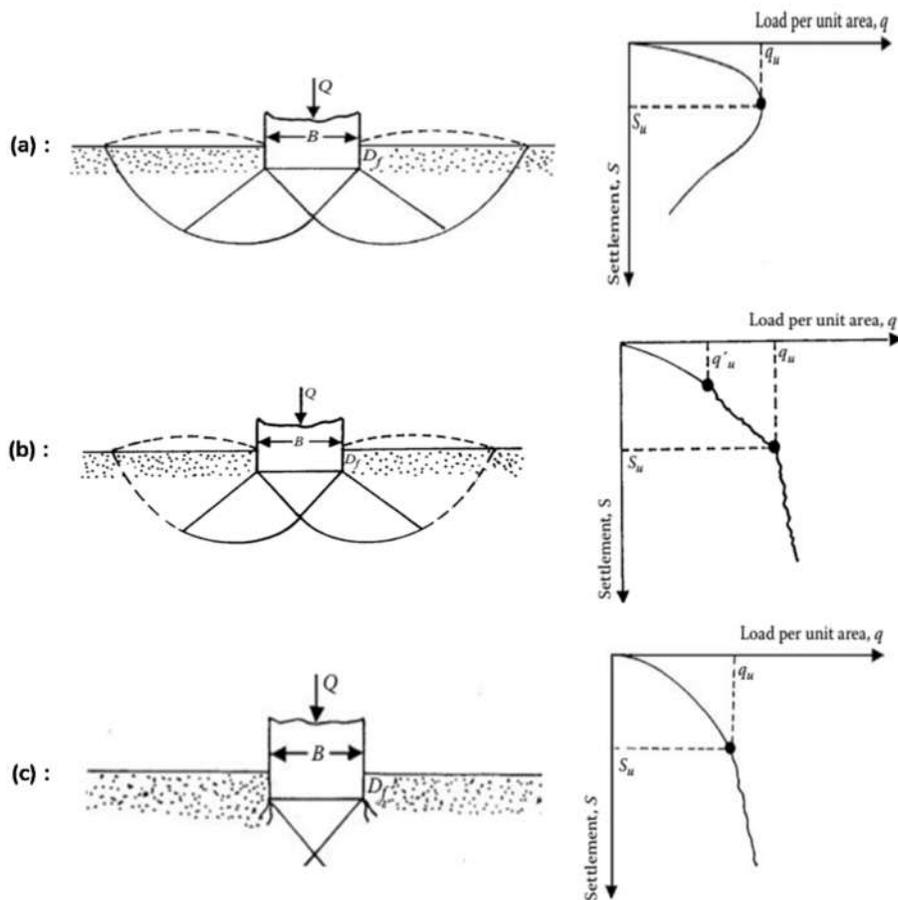


Figure 1.3 : Modes de rupture d'une fondation superficielle : (a) Rupture par cisaillement général ; (b) Rupture par cisaillement local ; (c) Rupture par poinçonnement (Vesic, 1973)

1.3. Portance des fondations superficielles sur sol homogène

Les fondations sur sol homogène représentent l'un des aspects fondamentaux de la géotechnique en particulier lorsqu'ils sont utilisés comme support pour les structures de génie civil. Dans ce qui suit, nous explorerons les théories fondamentales et les modèles analytiques, qui sous-tendent les fondations sur sol homogène.

1.3.1. Théories fondamentales

La détermination de la capacité portante des sols, basée sur la théorie de la pression des terres de Rankine (1857), fut initialement développée par Pauker (1889) pour les sols sableux, puis modifiée par Bell (1915) pour inclure la cohésion des sols. Cependant, aucune de ces théories ne tenait compte de la largeur des fondations. Des développements ultérieurs ont permis d'intégrer ce paramètre dans la théorie de Bell, aboutissant à une modélisation plus complète des interactions sol-fondation.

Les chercheurs ultérieurs ont proposé des méthodes alternatives pour déterminer les facteurs de capacité, mais l'équation de base est restée inchangée. Les formules actuelles sous-estiment souvent la capacité réelle des semelles filantes, rendant ces calculs conservateurs (Murthy, 2002).

Terzaghi (1943) a été le premier à présenter une théorie complète de la capacité portante ultime des semelles filantes en proposant une équation semi-empirique Éq. 1.4. Bien qu'il ait étendu le travail de Prandtl (1921), la forme de l'équation est restée similaire, elle tient en compte la cohésion, le frottement et le poids du sol, tout en remplaçant le sol au-dessus de la base de la fondation par une surcharge équivalente.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.4)$$

Où ; γ est le poids volumique du sol au-dessous de la fondation, B est la largeur de la semelle, q est la surcharge à la surface du sol et c est la cohésion du sol sous la fondation.

Tandis que N_γ, N_q et N_c sont les facteurs de portance qui dépendent uniquement de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

La théorie de Terzaghi (1943) est basée sur les hypothèses suivantes :

- L'encastrement de la fondation, D , est inférieur ou égal à la largeur de la fondation B . Dans la pratique actuelle, la théorie de la capacité portante de Terzaghi peut toujours être utilisée si $D \leq 3B$.
- Le sol est un matériau semi-infini, homogène, isotrope, sans poids et rigide-plastique.

- La charge sur la fondation est verticale et concentrée.
- La fondation a une base horizontale sur une surface de sol plane.
- La rupture par cisaillement général est le mode de rupture de la fondation.
- L'angle θ dans le coin (Fig. 1.4) est φ' . Plus tard, il a été constaté par Vesic (1973) que ; $\theta = 45^\circ + \varphi'/2$.
- La résistance au cisaillement du sol au-dessus de la base de la fondation est négligeable. Par la suite, Meyerhof (1951) a pris en compte la résistance au cisaillement au-dessus de la base de la fondation.
- Le sol au-dessus de la base de la fondation peut être remplacé par une contrainte de surcharge.
- La base de la fondation est rugueuse.

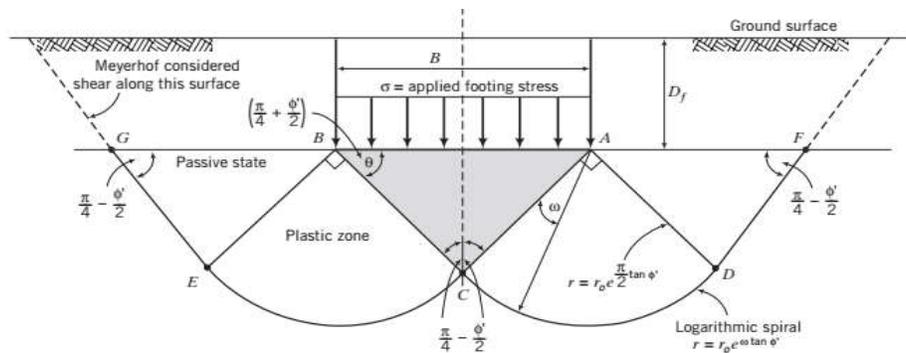


Figure 1.4 : Surface de rupture conventionnelle (Budhu, 2010)

1.3.2. Équation générale de la capacité portante

Meyerhof (1951, 1963) a proposé plusieurs améliorations et extensions majeures de la théorie de Terzaghi (1943), en présentant une équation générale de capacité portante qui prend compte l'inclinaison de la charge, la forme (circulaires, rectangulaires, carrées) et de la profondeur d'encastrement des fondations. Il a démontré que la capacité portante augmente avec la profondeur et diminue avec l'inclinaison de la charge.

De Beer (1970), Hansen (1970), Vesic (1973, 1975) et Hanna et Meyerhof (1981) ont contribué à la théorie générale de la capacité portante qui a été initialement proposée par Meyerhof (1963) et qui a conduit à proposer l'équation générale de la capacité portante exprimée comme suit (Xiao, 2015) ;

$$q_u = cN_c S_c d_c i_c + qN_q S_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (1.5)$$

Où ;

c : cohésion de sol d'assise.

q : surcharge dû au poids de sol au-dessus du niveau de base de la fondation, avec : $q = \gamma_1 D_f$;

γ_1 : poids volumique du sol au-dessus du niveau de base de la fondation ;

γ_2 : poids volumique du sol au-dessous du niveau de base de la fondation ;

S_c, S_q et S_γ : facteurs de forme ;

d_c, d_q et d_γ : facteurs de profondeur ;

i_c, i_q et i_γ : facteurs d'inclinaison de la charge ;

D_f : profondeur de fondation.

Hansen (1970) a étendu les travaux de Meyerhof avec une analyse plus détaillée de la géométrie de la fondation et des conditions du sol, en incluant dans [Éq. 1.5](#), deux facteurs supplémentaires qui prend compte de l'inclinaison de la base et des fondations sur des pente.

[Vesic \(1973, 1975\)](#) a utilisé la même forme d'équation que celle suggérée par Hansen. Les trois chercheurs utilisent les équations proposées par [Prandtl \(1921\)](#) pour calculer les valeurs de N_c et N_q où la base de la fondation est supposée. Cependant, les équations qu'ils utilisent pour calculer les valeurs de N_γ sont différentes. Ces équations sont données comme suit :

$$N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{Prandtl, 1921}) \quad (1.6)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (\text{Reissner, 1924}) \quad (1.7)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \quad (\text{Meyerhof, 1963}) \quad (1.8)$$

$$N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi \quad (\text{Hansen, 1970}) \quad (1.9)$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi \quad (\text{Vesic, 1973}) \quad (1.10)$$

Il n'existe actuellement aucune méthode permettant d'obtenir la capacité portante ultime d'une fondation, autre qu'une estimation ([Bowles, 1996](#)). Il y a eu peu de vérifications expérimentales de l'une ou l'autre de ces méthodes, sauf en utilisant des semelles modèles. Jusqu'à une profondeur de $D_f \approx B$, la valeur de Meyerhof q_u n'est pas très différente de la valeur de Terzaghi ([Bowles, 1996](#)).

Malgré leurs contributions significatives, les théories classiques de Terzaghi, Meyerhof et Hansen présentent des limitations. Elles supposent souvent une homogénéité simplifiée du sol, ne tiennent pas compte de la variabilité des propriétés du sol, et peuvent sous-estimer la capacité portante dans certains cas. Ces limitations ont conduit à la recherche de méthodes plus avancées.

1.3.3. Capacité portante des fondations superficielles à la surface

Au cours des dernières décennies, une attention particulière a été accordée à l'utilisation de modèles numériques pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles posées à la surface. Des techniques telles que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies ont été

largement adoptées pour simuler les comportements complexes des sols et des structures. Ces approches numériques offrent des outils puissants pour analyser l'impact de divers facteurs, tels que la géométrie de la fondation, les caractéristiques des matériaux et les conditions de charge, permettant ainsi de mieux comprendre et prédire la performance des fondations dans des contextes variés.

Baser sur la méthode des caractéristiques, [Bolton et Lau \(1993\)](#) ont examiné le comportement des fondations filantes et circulaires sur des sols répondant au critère de résistance de Mohr-Coulomb avec des règles d'écoulement associées et non associées. L'analyse porte sur le calcul des facteurs de capacité portante N_c , N_q et N_γ . Ces facteurs sont calculés individuellement et combinés pour étudier leur influence sur la capacité portante des semelles.

Les résultats obtenus mettent en lumière les erreurs liées à la méthode de superposition, notamment pour les grandes semelles où ces erreurs peuvent dépasser 10% dans certaines configurations. Ainsi sur la dépendance des facteurs de la capacité portante aux propriétés du sol, notamment l'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (c). Plus le sol est cohérent ou a un grand angle de frottement interne, plus la capacité portante est élevée.

[Manoharan et Dasgupta \(1995\)](#) ont appliqué la méthode des éléments finis pour déterminer les facteurs de capacité portante des fondations superficielles rectangulaires et circulaires. Le comportement des matériaux est modélisé comme élastique-parfaitement plastique, satisfaisant au critère de résistance de Mohr-Coulomb avec des règles d'écoulement associées et non associées, permettant une étude détaillée du comportement des fondations. Cependant, leurs analyses étaient limitées, ne prenant pas en compte les sols présentant des angles de frottement supérieurs à 35°. Les résultats obtenus ont révélé une relation significative entre les facteurs de capacité portante et l'angle de dilatance du sol, indiquant que la capacité portante tend à s'accroître avec l'augmentation de cet angle. Cela souligne l'importance de l'angle de dilatance dans l'évaluation de la performance des fondations sur différents types de sols.

[Manoharan et Dasgupta \(1995\)](#) ont observé que l'erreur de superposition était inférieure à 10% pour tous les cas examinés. Cela indique une précision acceptable des résultats obtenus, confirmant que les méthodes utilisées pour évaluer la capacité portante sont fiables et peuvent être appliquées de manière cohérente dans des analyses variées.

[Burd et Frydman \(1997\)](#) ont utilisé deux méthodes de simulation numérique, à savoir la méthode des éléments finis à travers le code OXFEM et la méthode des différences finies par le code FLAC, pour analyser l'influence de l'angle de dilatance sur le facteur de capacité portante N_γ dans le cas d'une semelle filante. Les résultats de cette étude montrent clairement que la capacité portante diminue à mesure que l'angle de dilatance ψ décroît. Cependant, l'analyse numérique a révélé certaines

difficultés, notamment pour les fondations rugueuses, ces difficultés étant amplifiées par l'augmentation de l'angle de frottement interne φ .

Zhu et al. (2001) ont étudié l'effet d'échelle sur les semelles filantes et circulaires reposant sur du sable dense en utilisant la méthode des caractéristiques et des tests en centrifugeuse. Ils ont analysé la capacité portante en tenant compte de l'angle de frottement du sol dépendant des contraintes, obtenu par essais triaxiaux. Les tests ont révélé que l'angle de frottement diminuait d'environ 5° pour chaque cycle logarithmique d'augmentation de contrainte. Les résultats expérimentaux et numériques concordent, montrant que la capacité portante augmente avec la taille de la semelle, confirmée par les tests en centrifugeuse.

L'étude sur les semelles filantes et circulaires, en utilisant l'approche des caractéristiques, montre que la capacité portante augmente exponentiellement avec la taille des fondations. En conséquence, le facteur de capacité portante N_γ diminue avec l'augmentation de la taille, pour un sable sec avec un poids unitaire de 15.4 kN/m^3 . Pour une semelle filante, la capacité portante varie de 0.62 à 12.3 MPa, et pour une semelle circulaire de 0.29 à 6.73 MPa. Une augmentation de dix fois la taille de la fondation entraîne une diminution de 55% du facteur N_γ (Zhu et al. 2001).

Chouhan et al. (2023) ont utilisé des analyses limites par éléments finis (FELA) pour évaluer les facteurs de capacité portante des semelles coniques des fondations de structures offshore en tenant compte de la rugosité de la base, des angles de frottement du sol et des angles de sommet. Les auteurs ont développé des modèles de splines de régression adaptative multivariée (MARS), pour examiner l'influence de ces paramètres et des équations empiriques sont proposées pour évaluer les facteurs de capacité portante (N'_c , N'_γ et N'_q) des semelles coniques. L'analyse prend en compte des différentes valeurs de rugosité de la base ($\alpha = 0$ à 1), ainsi que de l'angle de sommet de la semelle conique ($\beta = 30$ à 180°) et de l'angle de frottement du sol ($\varphi = 0$ à 40°). Cette approche permet d'analyser l'influence de ces paramètres sur la capacité portante des fondations coniques (Fig. 1.5)

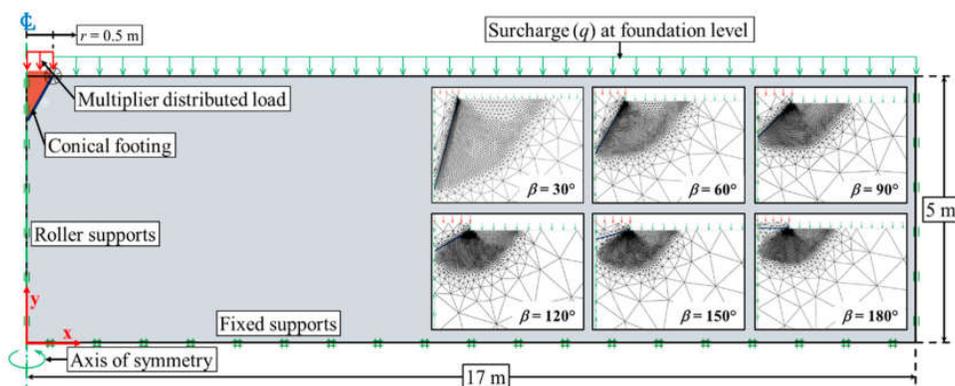


Figure 1.5 : Problème de semelle conique par élément finis (Chouhan et al., 2023)

Le sol est modélisé selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement associée. Les facteurs de capacité portante obtenus par la méthode de superposition sont normalisés, ce qui les rend indépendants des variations de la cohésion, de la surcharge et du poids unitaire du sol.

[Chouhan et al. \(2023\)](#) ont trouvé que les facteurs de capacité portante verticaux pour une semelle conique, N'_c , N'_γ et N'_q , sont influencés par l'angle de frottement du sol, la rugosité de la base et l'angle apical de la semelle. Ces facteurs augmentent avec l'élévation des valeurs de frottement (φ) et de rugosité (α) pour chaque angle apical. En outre, N'_c , N'_γ et N'_q , augmentent également avec l'angle apical allant de 30° à 180° , avec des valeurs maximales notées pour une base rugueuse à un angle de sommet $\beta = 30^\circ$. Cette étude souligne également que les résultats issus des simulations FELA concordent bien avec les résultats expérimentaux, validant ainsi les méthodes utilisées.

1.3.4. Capacité portante des fondations superficielles encastrées

La littérature récente met en évidence des avancées significatives dans la compréhension des mécanismes de rupture et de déformation associés aux fondations encastrées, avec une attention particulière portée à des facteurs tels que l'angle de frottement interne, la profondeur d'encastrement, et les propriétés géotechniques du sol.

[Lyamin et al. \(2007\)](#) ont utilisé l'analyse limite par éléments finis pour la détermination de la capacité portante des semelles filantes, carrées, circulaires et rectangulaires rugueuse avec un rapport ($L/B = 1, 2, 3$ et 4) encastrées dans un sable suivant une règle d'écoulement associée avec une profondeur d'encastrement D_f varie selon plusieurs ratios D_f/D , de 0, 0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1 et 2. Les résultats obtenus ont permis de proposer des valeurs des facteurs de forme et de profondeur, en utilisant l'équation de capacité portante traditionnelle.

Cette équation repose sur l'hypothèse que les effets de la forme et de la profondeur peuvent être considérés séparément pour les termes de poids propre du sol et de surcharge (encastrement). Cette hypothèse n'est pas réaliste, c'est pourquoi une autre forme d'équation de capacité portante est également proposée, qui ne repose pas sur elle ([Lyamin et al. 2007](#)).

La [Fig. 1.6](#) illustre que, selon les calculs de limite supérieure, l'effort nécessaire pour déplacer le sol au-dessus d'une semelle encastrée est supérieur à celui requis pour une semelle de surface équivalente. Cela est dû à une plus grande étendue du mécanisme d'effondrement lorsqu'il y a du sol au-dessus de la semelle encastrée. En comparant les [Figs 1.6\(a\) et 1.6\(b\)](#), on observe que pour une semelle encastrée, le sol se déplace au-delà de la ligne A–A, contrairement au cas avec surcharge où A–A marque la limite du mécanisme d'effondrement. Cette interaction entre le sol et la base de la

semelle encastrée influence le comportement sous la semelle. Ignorer cet effet en mettant $d_y = 1$, modifie la valeur du facteur d_q (Lyamin et al. 2007).

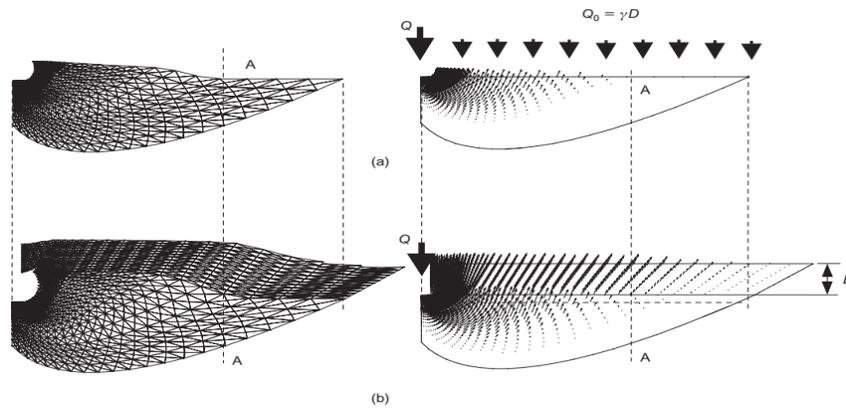


Figure 1.6 : Présentation de la différence de travail effectuée par des forces externes dans deux cas : (a) surcharge équivalente utilisée pour remplacer le sol au-dessus de la base de la semelle ; (b) semelle modélisée comme une semelle encastrée (Lyamin et al., 2007)

Lyamin et al. (2007) ont utilisé l'Éq. 1.11, qui donne le facteur de profondeur d_q , en fonction des rapports D/B pour différents angles de frottement pour le cas d'une semelle filante. Cette équation a permis d'aboutir à la courbe mentionnée dans la Fig. 1.7.

$$d_q = \frac{q_{bL} - 0.5\gamma BN_\gamma}{q_0 N_q} \quad (1.11)$$

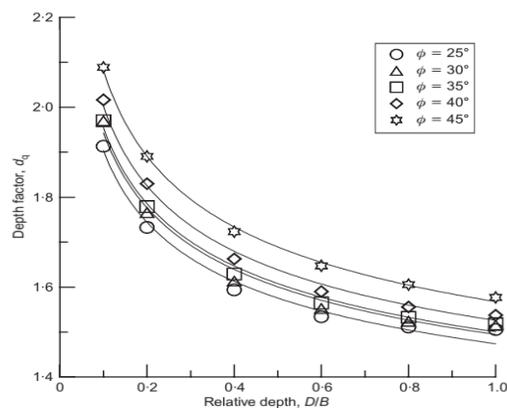


Figure 1.7 : Facteur de profondeur d_q en fonction des rapports D/B pour différents angles de frottement d'une semelle filante (Lyamin et al., 2007)

D'après la courbe ci-dessus, on observe une diminution importante du facteur de profondeur d_q avec l'augmentation de D/B pour toutes les valeurs de l'angle de frottement ϕ . La courbe montre une tendance non linéaire, plus prononcée pour les faibles valeurs de D/B et qui se stabilise au fur et à mesure que le rapport D/B approche de 1.

Ce fait peut s'expliquer par l'inadéquation de la logique de superposition et de ségrégation des différentes contributions à la portance. En effet, la théorie du facteur de profondeur d_q est qu'il corrigerait la résistance au cisaillement du sol situé au-dessus du niveau de la base de la semelle, qui disparaît lors du remplacement du sol de recouvrement par une surcharge.

Le facteur de profondeur d_q , inclut deux contributions. La première est celle attendue : elle représente la résistance au cisaillement du sol situé au-dessus de la base de la semelle, perdue lorsqu'il est remplacé par une surcharge équivalente. La seconde contribution provient du changement dans la réponse du sol sous la semelle en raison de ce remplacement, ce qui contredit l'hypothèse selon laquelle le comportement du sol sous la semelle est indépendant des conditions au-dessus (logique derrière l'hypothèse $d_\gamma = 1$) (Lyamin et al. 2007).

La courbe mentionnée sur la Fig. 1.8 a conduit à proposer une nouvelle équation pour l'évaluation de d_q , exprimée comme suit ;

$$d_q = 1 + (0.0036\phi + 0.393) \left(\frac{D}{B}\right)^{-0.27} \quad (1.12)$$

Le facteur de profondeur d_γ^* est déterminé par Lyamin et al. (2007) à partir de l'équation suivante :

$$d_\gamma^* = \frac{q_{bL,filante} \Big|_{\frac{D}{B}}}{q_{bL,filante} \Big|_{\frac{D}{B}=0}} \quad (1.13)$$

La Fig. 1.8 montre le facteur de profondeur, calculé selon l'Éq. 1.14, en fonction de D/B pour les cinq valeurs d'angle de frottement considérées. La relation entre d_γ^* et D/B est presque parfaitement linéaire. L'équation suivante représente assez bien les lignes droites représentées sur la Fig. 1.8 :

$$d_\gamma^* = 1 + (8.404 - 0.151\phi) \frac{D}{B} \quad (1.14)$$

Lyamin et al. (2007) ont proposé de nouveaux facteurs de forme et de profondeur qui tiennent compte de l'interdépendance de tous les termes.

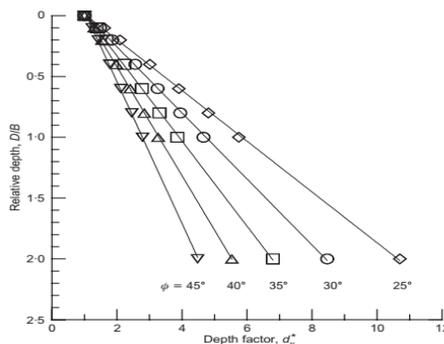


Figure 1.8 : Facteur de profondeur d_γ^* en fonction de rapport D/B pour différents angles de frottement (Lyamin et al., 2007)

Antão et al. (2010) ont utilisé une formulation par éléments finis basée sur une mise en œuvre stricte du théorème d'analyse de la limite supérieure, qui permet d'obtenir un mécanisme de rupture optimal et de déterminer les charges limites. La fondation superficielle est considérée encastree dans le sable, et sa résistance est modélisée par un critère de Mohr-Coulomb associé. Le facteur de profondeur d_q est évalué pour différentes valeurs du rapport D/B et pour plusieurs angles de frottement interne du sol, tandis que le facteur de profondeur $d_\gamma = 1$. Ceci a été supposé par Hansen (1970) et Vesic (1973), et semble être la valeur théorique appropriée pour ce facteur.

Antão et al. (2010) ont discuté la validité de la superposition des effets utilisée dans les formules classiques pour la capacité portante. Ils montrent que ces formules sous-estiment la charge ultime d'environ 10 à 30%. Basé sur des analyses numériques, l'étude a proposé un nouveau facteur de profondeur d_q^* , qui prend en compte ces effets de superposition (Fig. 1.9).

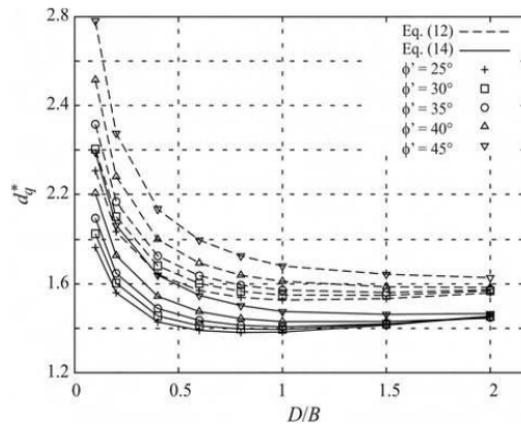


Figure 1.9 : Facteur de profondeur d_q^* en fonction de rapport D/B pour différents angles de frottement (Antão et al., 2010)

Mohapatra et Kumar (2020) ont utilisé la méthode d'analyse limite quasi-cinématique pour l'évaluation de la capacité portante des fondations rectangulaires avec des rapports ($1 \leq L/B \leq 5$), encastrees à des profondeurs faibles à moyennes ($D/B \leq 5$). Ainsi que des fondations filantes et circulaires, en effectuant des analyses axisymétriques. Les semelles sont encastrees dans un sol homogène cohérent et frottant. La déformation dans la masse de sol est régie par le critère de Mohr-Coulomb et la loi d'écoulement associée. Les auteurs ont pris en considération la présence d'une surcharge uniforme q à la surface (Fig. 1.10), alors la surcharge équivalente de la fondation encastree devient :

$$q' = q + \gamma D \quad (1.15)$$

Ainsi, l'expression de la capacité portante s'exprime comme suit :

$$q_u = CN_c S_c d_c + q' N_q S_q d'_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma \quad (1.16)$$

où ; $d'_q = d_q / (1 + \gamma D / q)$. Dans le cas particulier $\gamma D / q = 0$, on a $d'_q = d_q$.

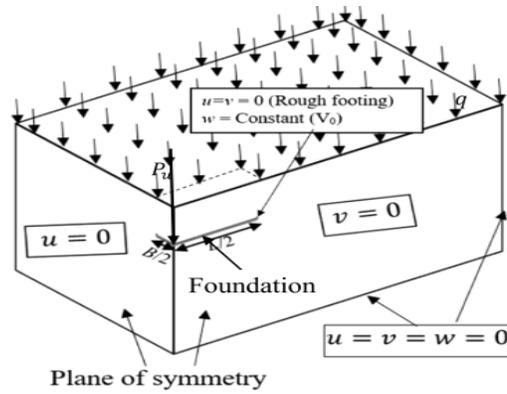
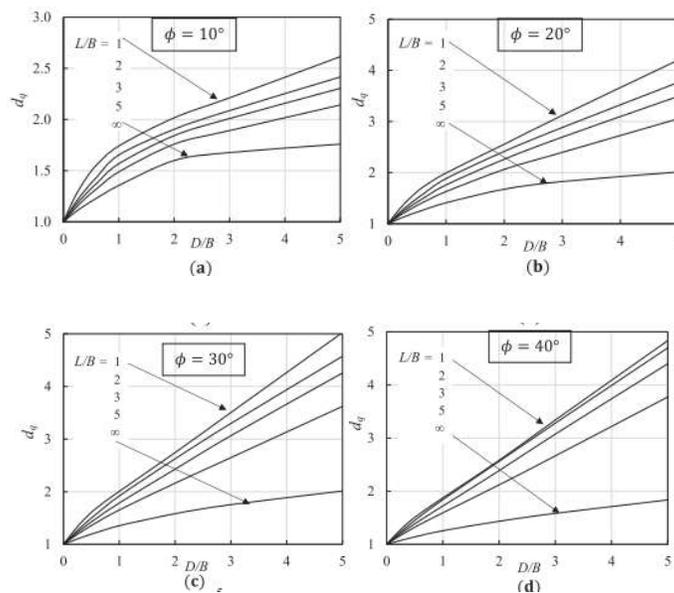


Figure 1.10 : Conditions aux limites de vitesse (Mohapatra et Kumar, 2020)

Les facteurs de forme (s_c, s_q et s_γ) et les facteurs de profondeur (d_c, d_q et d_γ) sont donnés en fonction de l'angle de frottement interne du sol (ϕ). Les facteurs de forme ont été exprimés en fonction de L/B , tandis que les facteurs de profondeur ont été donnés en fonction de D/B et L/B .

Les résultats obtenus de cette étude ont permis de tracer les courbes illustrées à la Fig. 1.11, qui montrent la variation de d_q en fonction des rapports L/B et D/B . Les graphiques montrent l'augmentation du facteur de profondeur d_q avec l'élévation de l'angle de frottement. Cette augmentation est plus marquée pour l'angle de frottement de 30° . De plus, ce facteur diminue également à mesure que la longueur des fondations augmente.

Mohapatra et Kumar (2020) ont étudié la variation du facteur de profondeur d'_q en fonction des différents rapports de $L/B, D/B$ et ϕ pour des valeurs de $(\gamma D/q = 10$ et $20)$, comme représenté à la Fig. 1.12. Il a été observé que le facteur d'_q diminue progressivement à mesure que la valeur de $\gamma D/q$ augmente.



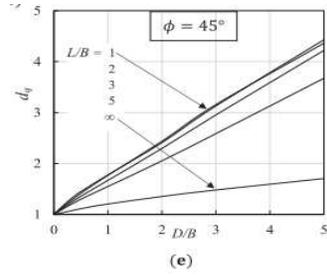


Figure 1.11 : Variation de d_q en fonction de L/B et D/B et ϕ (Mohapatra et Kumar, 2020)

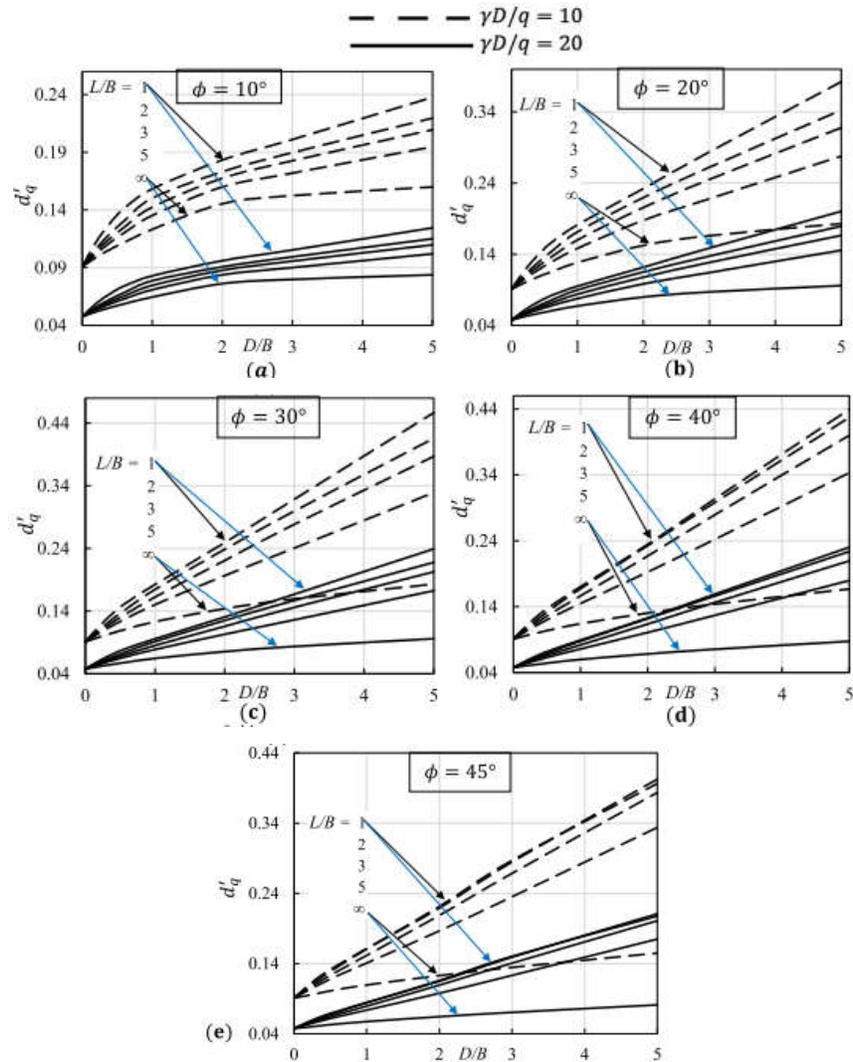


Figure 1.12 : Variation de d'_q en fonction de L/B et D/B et ϕ pour $(\gamma D/q = 10 \text{ et } 20)$ (Mohapatra et Kumar, 2020)

Janabi et al. (2023b) ont étudié expérimentalement les facteurs de forme et de profondeur employés pour améliorer la précision de la détermination de la capacité portante des semelles carrées et filantes sur sol sableux.

Pour cela une série de 14 essais a été exécutés en se recourant à des tests de chargement sur des modèles en aluminium, de semelles filantes et carrées placées à différentes profondeurs d'encastrement dans du sable dense et moyennement dense de l'Ohio Gold, à l'intérieur d'une chambre d'étalonnage, avec une fenêtre de visualisation transparente, pour faciliter la collecte (capture- saisie) des images numériques, lors de la pénétration de la semelle dans le sable. Cette phase permet de recueillir les allures des champs de déplacement et de déformation correspondants dans le sable pour chaque essai, ses allures seront traitées par la technique de corrélation numérique d'images (CNI). Cette technique s'intéresse à analyser et mesurer la similitude ou la correspondance entre les images capturées précédemment par les caméras. (Fig. 1.13).

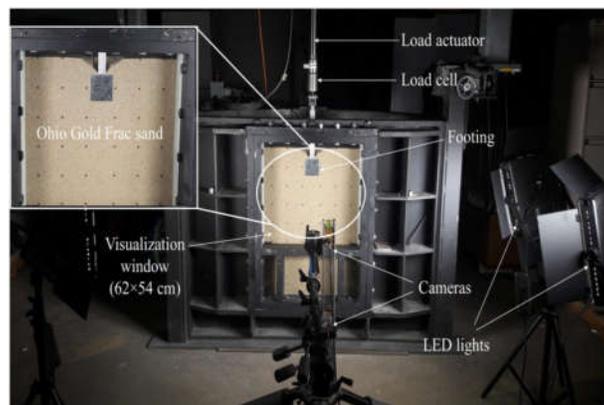


Figure 1.13 : Test de chargement sur modèle de semelle dans la chambre d'étalonnage DIC en utilisant du sable Ohio Gold Frac (Janabi et al., 2023a)

Données de l'étude :

- L'interface est considérée rugueuse à la base et sur les deux côtes latérales de la semelle.
- Les tests de chargements sont réalisés pour des rapports (D/B) qui varient de 0 à 1 avec un incrément de pas de 0.25.
- Le sol est supposé parfaitement plastique suivant le critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associé ($\phi > \psi$).
- Le sable utilisé dans cette série d'essais est un sable (OTC) dense et moyennement dense avec des particules de taille moyenne D_{50} , le coefficient d'uniformité c_u et le coefficient de courbure c_c du sable sont respectivement de 0.6, 1.37 et 1.0. L'indice des vides maximal, l'indice des vides minimal et l'angle de frottement à l'état critique ϕ_c du sable en compression triaxiale sont respectivement de 0.81, 0.59 et 31.7°.

Janabi et al. (2023b) ont développé une approximation à partir de considérations purement expérimentales pour la détermination du facteur de profondeur d_q , pour le cas des semelles filantes dans un sable OGF dense à différents rapports d'encastrement D/B allant de 0 à 1. En se référant à

l'abaque de Bolton (1986) pour l'évaluation de ψ , à l'approche de Loukidis et Salgado (2009) pour le calcul des facteurs de capacité portante N_q et N_γ .

Les auteurs ont suivi les étapes mentionnées ci-dessous pour estimer du facteur de profondeur d_q :

- 1) Mesurer la capacité portante $q_u|_{D=0}$; pour une semelle à la surface : ($D = 0$).
- 2) Calculer pour une semelle filante sur la surface le facteur : $N_\gamma = \frac{q_u|_{D=0}}{\gamma \cdot B}$
- 3) Pour le cas d'un sol non associé et sachant que $\phi_c = 37.1$, trouver la valeur de l'angle de dilataance $\psi = f(\phi)$ selon la formule suivante : $\psi = (\phi - \phi_c)$.
- 4) Calculer $F(\phi, \psi) = 1 - \tan\phi [\tan(0.8(\phi - \psi))]^{2.5}$, en remplaçant ψ par sa valeur calculée dans l'étape précédente.
- 5) Déterminer l'angle de frottement ϕ , en résoudront l'égalité suivante :

$$N_\gamma = \left(\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} e^{F(\phi,\psi) \pi \tan\phi} - 0.6 \right) \tan(1.33\phi)$$
, sachant que la valeur de N_γ est celle calculée dans la deuxième étape.
- 6) Calculer $N_q = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} e^{F(\phi,\psi) \pi \tan\phi}$
- 7) Déterminer le facteur de profondeur d_q , sachant que $q_u|_{D>0}$ est la valeur mesurée de la capacité portante pour une profondeur donnée : $d_q = \frac{q_u|_{D>0} - q_u|_{D=0}}{q_0 N_q}$

Dans le cas où la modélisation du sol suit une règle d'écoulement associée ($\phi = \psi$) alors $F(\phi, \psi) = 1$,

l'équation de N_q est donnée comme suit : $N_q = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} e^{\pi \tan\phi}$.

Tandis que la formule de N_γ devient comme suit : $N_\gamma = \left(\frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} e^{\pi \tan\phi} - 0.6 \right) \tan(1.33\phi)$

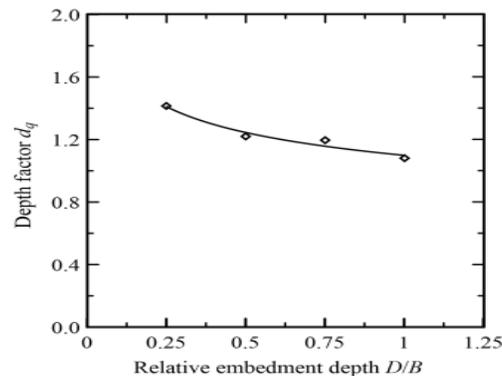


Figure 1.14 : Facteur de profondeur d_q en fonction de D/B d'une semelle filante sur un sable OGF dense (Janabi et al., 2023a)

Les résultats de la méthode susmentionnée, ont permis d'établir la courbe de la Fig. 1.14, qui illustre la diminution du facteur de profondeur d_q en fonction de l'accroissement des rapports D/B pour le cas d'une semelle filante en sable OGF dense.

Contrairement aux expressions traditionnelles de d_q qui ont été trouvées dans la littérature par Hansen (1970), Meyerhof (1963) et Vesic (1973), les observations de la figure montrent une tendance différente. En effet, il semble que la valeur de d_q ne tende pas vers 1 lorsque la relation D/B se rapproche de zéro, mais plutôt qu'elle augmente avec des valeurs décroissantes de D/B . Cette divergence, comme expliqué par Lyamin et al. (2007), résulte d'inadéquation logique de l'hypothèse de superposition et de séparation des différentes contributions à la capacité portante.

Raja et al. (2024) ont étudié expérimentalement, l'effet de la géométrie et la profondeur d'encastrement dans un sable, sur l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles des semelles filantes et carrées. Pour cette étude, une série de 16 tests ont été réalisés : 10 tests ont été effectués avec des semelles posées sur la surface du sable, tandis que 6 tests ont été réalisés avec des semelles encastrées à différentes profondeurs dans la couche de sable. Le sable utilisé dans cette série d'essais est un sable OTC avec différentes densités [lâche ($D_R = 30\%$), moyennement dense ($D_R = 65\%$) et dense ($D_R = 90\%$)]. L'interface est considérée rugueuse à la base et sur les deux côtés latéraux de la semelle. Les tests de chargement sont réalisés pour des rapports D/B variant de 0 à 1 avec un incrément de pas de 0.25. Le sol est supposé parfaitement plastique, suivant le critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée ($\varphi > \psi$).

Pour le calcul des facteurs de la capacité portante N_q et N_γ , ainsi que les facteurs profondeurs. Raja et al., (2024) ont suivi la même procédure mentionnée précédemment dans l'article de Janabi et al. (2023b). À partir du graphique de la Fig. 1.15, il est observé que la valeur de d_q , augmente avec l'accroissement du rapport D/B . Cette tendance est cohérente avec celle présentée dans la Fig. 1.16 pour le rapport de capacité portante. Une valeur de d_q supérieure à 1 reflète l'augmentation de la capacité portante unitaire résultant de l'encastrement de la semelle. Pour la semelle filante, la valeur de d_q augmente de 29%, passant de 1.20 pour $D/B = 0.25$ à 1.55 pour $D/B = 1$. Ce résultat est paradoxal par rapport à celle de Janabi et al. (2023b).

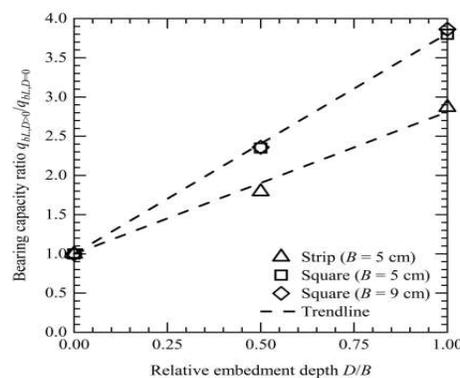


Figure 1.15 : Variation du rapport de capacité portante en fonction de D/B d'une semelle filante et carrée sur un sable OGF dense (Raja et al. 2024)

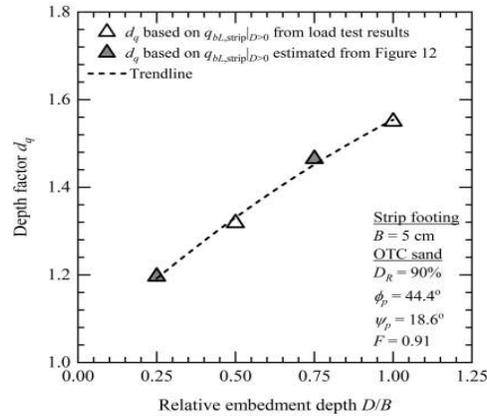


Figure 1.16 : Facteur de profondeur d_q en fonction de D/B d'une semelle filante sur un sable OGF dense (Raja et al., 2024)

1.4. Portance des fondations superficielles sur sol hétérogène

Cette section de de la revue littérature mettra en lumière les recherches antérieures théoriques et expérimentaux pour estimer la capacité portante sur des sols hétérogènes, en tenant compte de facteurs tels que la profondeur des couches, la variabilité de la cohésion et de l'angle de frottement.

Meyerhof (1974) a étudié deux cas d'une couche de sable reposant sur de l'argile : du sable dense sur de l'argile molle et du sable lâche sur de l'argile raide. Les différentes analyses des modes de rupture ont été comparées aux résultats des essais sur modèles réduits réalisés sur des semelles circulaires et filantes. Dans le cas du sable dense sur un dépôt d'argile molle, le mécanisme de rupture a été supposé être une forme pyramidale tronquée approximative, enfoncée dans l'argile (Fig. 1.17), de sorte que, dans le cas d'une rupture par cisaillement général, l'angle de frottement φ du sable et la cohésion non drainée c_u de l'argile sont mobilisés dans les zones de rupture combinées. Sur la base de cette théorie, des formules semi-empiriques ont été développées pour calculer la capacité portante des semelles filantes et circulaires reposant sur du sable dense recouvrant de l'argile molle (Tab.1.1).

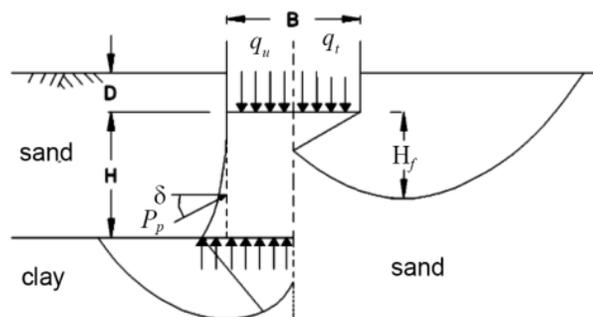


Figure 1.17 : Mécanisme de rupture d'une fondation sur un sable dense recouvrant une argile molle (Meyerhof, 1974).

Tableau 1.1. Capacité portante ultime des semelles filantes et circulaires reposant sur du sable dense recouvrant de l'argile molle, selon (Meyerhof, 1974)

Profil de sol	Type de fondation	Expression de la C.P.U.
Sable dense sur argile molle	Filante	$q_u = cN_c + \gamma H^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) K_s \frac{\tan \varphi}{B} + \gamma D \leq q_t$ avec ; $q_t = 0.5\gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$
	Circulaire	$q_u = 1.2cN_c + 2\gamma H^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) s K_s \frac{\tan \varphi}{B} + \gamma D \leq q_t$ avec ; $q_t = 0.3\gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$
Sable lâche sur argile rigide	Filante	$q_u = 0.5\gamma B N'_\gamma + \gamma D N'_q \leq q_b$ avec ; $q_b = cN_c + \gamma D$
	Circulaire	$q_u = 0.5s'_\gamma B N'_\gamma + s'_q \gamma D N'_q \leq q_b$ avec ; $q_b = 1.2cN_c + \gamma D$

C : facteur de capacité portante = 5.14, *D* : profondeur d'encastrement, *H* : épaisseur de la couche supérieure, *B* : largeur de la fondation, γ : poids unitaire de la couche supérieure, *s* : facteur de forme, K_s : coefficient de cisaillement par poinçonnement.

Meyerhof (1974) a effectué des tests sur modèles réduits de semelles filantes et circulaires en surface et à faible profondeur dans la couche de sable dense recouvrant l'argile. Les résultats de ces tests et les observations de terrain concordaient avec la théorie développée.

Dans le cas du sable meuble sur de l'argile raide (Fig. 1.18), la masse de sable sous la semelle a échoué latéralement par extrusion sous une charge ultime. Des formules pour la capacité portante ultime des semelles filantes et circulaires ont été développées, permettant d'obtenir les facteurs N'_γ et N'_q présentés dans la Fig. 1.19, pour une semelle rigide et rugueuse, en fonction de l'angle de frottement du sable φ et du rapport H/B .

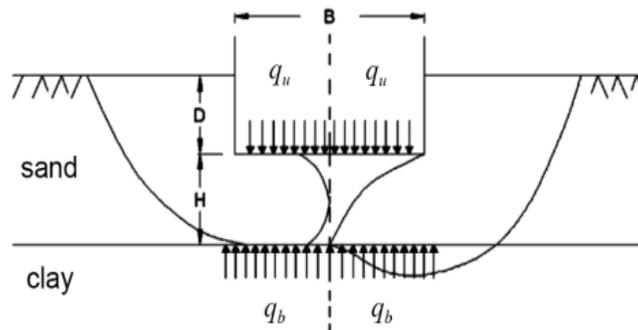


Figure 1.18 : Mécanisme de rupture d'une fondation sur un sable lâche recouvrant une argile raide (Meyerhof, 1974)

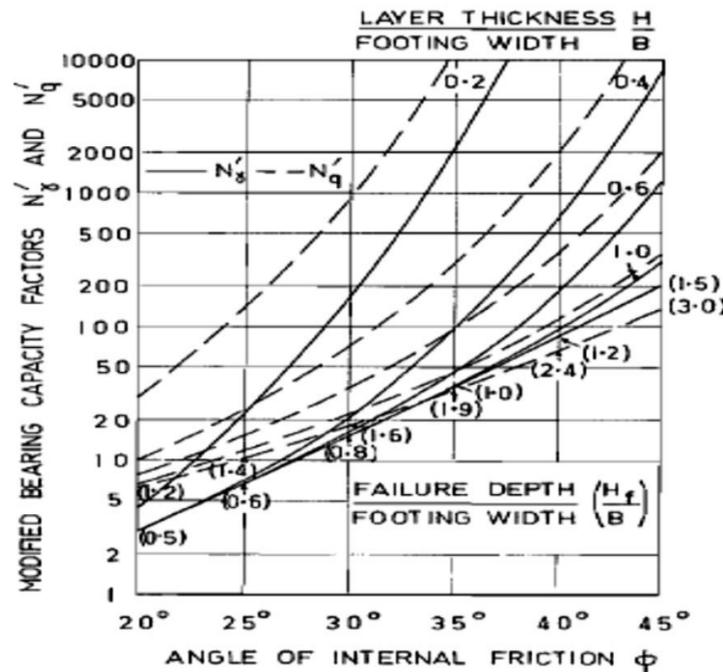


Figure 1.19 : Facteurs de la capacité portante modifiés (Meyerhof, 1974)

Cet article est limité aux semelles chargées verticalement, il se limite également au cas du sable sur de l'argile et ne propose pas de solution pour l'argile sur du sable. Dans le cas du sable dense sur de l'argile molle, la théorie considère une rupture simultanée de la couche de sable par poinçonnement et une rupture par cisaillement général dans la couche d'argile, ce qui n'est pas toujours le cas.

Meyerhof et Hanna (1978) ont étudié le cas des semelles reposant sur une couche forte recouvrant un dépôt faible, ainsi que celui d'une couche faible surmontant un dépôt fort. Les différentes analyses de la rupture du sol ont été comparées aux résultats d'essais sur modèles réduits réalisés sur des semelles circulaires et filantes sur des sols stratifiés de sable et d'argile. Ils ont développé des théories pour prédire la capacité portante des sols stratifiés sous des conditions de charges verticales et inclinées.

Dans le cas d'une couche forte recouvrant un dépôt faible, considérant la rupture comme un problème d'arrachement inversé, une théorie approximative de la capacité portante ultime a été développée. À la rupture, une masse de sol, approximativement en forme de pyramide tronquée, de la couche supérieure est enfoncée dans le dépôt sous-jacent dans la direction approximative de la charge appliquée. Les forces développées sur la surface réelle de rupture dans la couche supérieure incluent la force totale d'adhérence et la pression passive totale du sol agissant vers le haut sur un plan incliné à un angle δ par rapport à la verticale (Fig. 1.20).

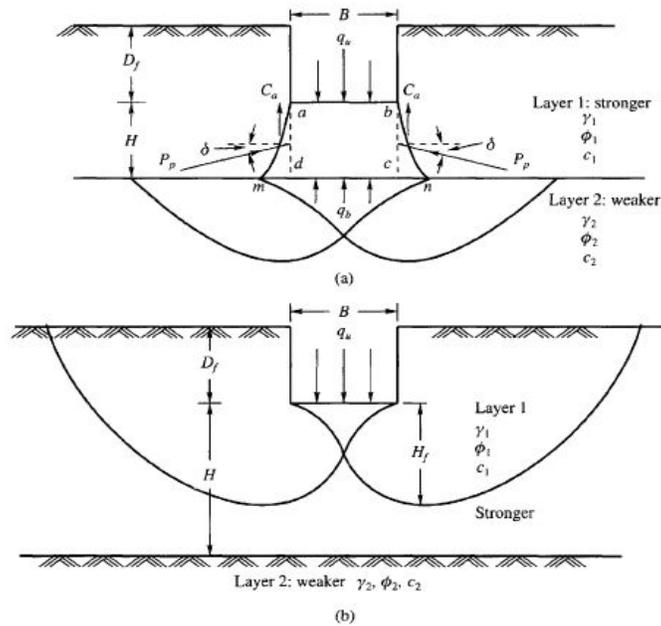


Figure 1.20 : Mécanisme de rupture d'une semelle filante sous charge verticale posée sur une couche résistante sur un dépôt faible (Meyerhof et Hanna, 1978)

L'analyse pour les semelles filantes a été étendue aux semelles circulaires et rectangulaires, et des formules approximatives pour la capacité portante de semelles filantes, rectangulaires et circulaires ont été développées, en prenant également en compte les cas de charges excentrées et inclinées. Des essais sur modèles réduits de semelles rugueuses filantes et circulaires sous des charges inclinées centrales à des angles variables ont été réalisés à la surface et à faible profondeur dans différents cas de sols stratifiés sable/argile, où une bonne concordance a été trouvée entre les résultats théoriques et expérimentaux.

Dans le cas d'une couche faible recouvrant un dépôt fort, Meyerhof et Hanna (1978) ont considéré que la masse de sol faible sous la semelle pouvait céder latéralement par extrusion. La capacité portante peut être estimée à l'aide d'une formule semi-empirique approximative. Des essais sur modèles réduits ont également été réalisés sur des semelles filantes et circulaires sous des charges verticales et inclinées, et les résultats de ces essais ont été comparés à ceux théoriques. Les auteurs ont conclu que la capacité portante ultime des semelles reposant sur une couche dense recouvrant une couche faible peut être déterminée à l'aide de facteurs d'inclinaison, combinés avec des coefficients de cisaillement par poinçonnement, ces derniers étant influencés par les paramètres de résistance au cisaillement et le rapport de capacité portante des différentes couches sous des charges verticales. Cet article représente un développement de la théorie précédente de Meyerhof (1974), en prenant en considération tous les cas possibles de deux couches différentes de sous-sol, incluant également l'effet des charges inclinées et excentrées sur la capacité portante ultime des semelles filantes,

rectangulaires et circulaires. Cette théorie et le mécanisme de rupture envisagé sont des approximations du mécanisme réel de rupture, qui dépend de nombreux facteurs.

Hanna et Meyerhof (1979) ont élargi leur théorie précédente sur la capacité portante ultime des sols à deux couches au cas des sols à trois couches. L'analyse a révélé une bonne concordance avec les résultats d'essais sur modèles réduits de semelles filantes et circulaires posées sur un sol à trois couches. L'article se concentre sur un seul cas : celui de semelles soumises à des charges verticales reposant sur un sous-sol composé de deux couches fortes superposées à un dépôt faible.

Le même mécanisme théorique de rupture a été utilisé, supposant qu'une masse de sol des deux couches supérieures est enfoncée dans la couche inférieure, avec les mêmes forces agissant sur la surface de rupture. Des formules et des diagrammes ont été élaborés pour faciliter la conception des fondations dans des conditions similaires. Des essais sur modèles réduits de semelles filantes et circulaires rugueuses sous charges verticales centrales ont été menés sur un sol à trois couches constituées de deux couches supérieures denses et d'une couche inférieure lâche. Les résultats de ces essais se sont avérés cohérents avec la théorie du poinçonnement. Les équations formulées par Hanna et Meyerhof (1979) sont présentées dans le Tab. 1.2.

Tableau 1.1 : Capacité portante ultime (C.P.U) pour des semelles filantes et circulaires reposant sur un sol à trois couches selon Hanna et Meyerhof (1979)

Profil de sol	Type de fondation	Expression de la C.P.U.
Deux couches de sable dense sur un lit d'argile molle	Filante	$q_u = q_b + K_{s1} \frac{\bar{\gamma} H_1^2 \tan \varphi_1}{B} + K_{s2} \frac{\bar{\gamma} H_2^2 \tan \varphi_2}{B} \times \left(1 + \frac{2H_1}{H_2}\right) - \bar{\gamma} (H_1 + H_2) \leq q_t$
	Circulaire	$q_u = q_b + S_s \left[K_{s1} \frac{\bar{\gamma} H_1 \tan \varphi_1}{B} + K_{s2} \frac{\bar{\gamma} H_2 \tan \varphi_2}{B} + \left(1 + \frac{2H_1}{H_2}\right) \right] - \bar{\gamma} (H_1 + H_2) \leq q_t$

q_b et q_t : capacités portantes de la fondation reposant sur des lits très épais de la couche inférieure et de la couche supérieure respectivement,
 $\bar{\gamma}$: poids volumique moyen des première et deuxième couches = $(\gamma_1 + \gamma_2)/2$,
 φ_1 et φ_2 : angles de frottement internes des première et deuxième couche de sable respectivement.

En conclusion, cet article prolonge la théorie précédente en l'appliquant aux sols à trois couches. Toutefois, il se limite à un seul type de sol stratifié à trois couches, soulignant la nécessité de développements supplémentaires pour couvrir toutes les configurations possibles de sols à trois couches.

Pfeifle et Das (1979) ont présenté les résultats d'essais en laboratoire sur des modèles de semelles rectangulaires rugueuses posées sur du sable, avec une base rigide rugueuse située à une profondeur limitée, comme montré dans la Fig. 1.21.b. Ce fait peut être expliqué de la manière suivante : dans une masse de sol homogène, lorsque la charge ultime est appliquée à la semelle, des lignes de glissement se développeront jusqu'à une certaine profondeur D , dépendant de l'angle de frottement interne du sol et de la rugosité de la semelle (Fig. 1.21.a). Cependant, si une base rigide est située à une

profondeur $H < D$, le développement des lignes de glissement à la rupture sera quelque peu modifié. Les résultats ont été comparés aux prédictions théoriques de [Mandel et Salencon \(1972\)](#) ainsi que de [Meyerhof \(1974\)](#). Les auteurs ont conclu que la profondeur critique de la base rigide rugueuse, au-delà de laquelle son influence sur la capacité portante ultime devient négligeable, est environ 50% à 75% supérieure à celle prévue par la théorie. De plus, les théories antérieures ne prévoient pas correctement la capacité portante lorsque la base rigide est située à faible profondeur. Cette investigation expérimentale reste très limitée à un cas spécifique de sols stratifiés, avec un angle de frottement φ du sable compris dans une plage étroite (42° à 45°), ce qui suggère que les conclusions pourraient être valables uniquement pour cette gamme φ .

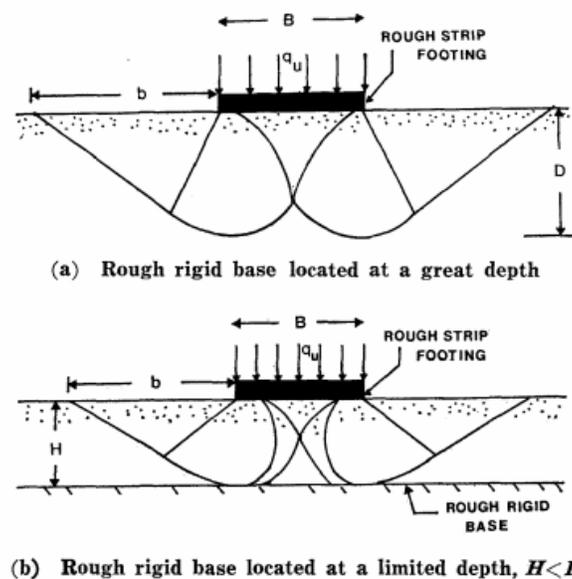


Figure 1.21 : Limites des zones d'équilibre plastique dans le sol à la rupture sous une semelle à surface filante rugueuse (Pfeifle et Das, 1979)

[Hanna \(1981, 1982\)](#) a utilisé sa théorie précédente pour inclure le cas de semelles reposant sur un sous-sol constitué d'une couche de sable présentant des résistances variables. Ces deux travaux explorent des scénarios où les semelles sont placées sur des sols stratifiés, avec des combinaisons de couches de sable dense et de sable meuble. En 1981, il s'est penché sur le cas où une semelle repose sur une couche de sable dense superposée à une couche de sable meuble. À la charge ultime, une masse de la couche supérieure est poussée dans la couche inférieure, et la capacité portante ultime est calculée en évaluant les forces sur la surface de rupture verticale. Des essais sur modèles réduits de semelles filantes et circulaires ont confirmé la validité de la théorie, et des diagrammes de conception ont été proposés. En 1982, [Hanna](#) a étendu cette étude au cas inverse, où une semelle repose sur une couche de sable meuble au-dessus d'une couche de sable dense. En utilisant l'équation

classique de la capacité portante pour un sol homogène, il a proposé des facteurs de capacité portante modifiés, qui dépendent de la résistance relative des deux couches et de l'épaisseur de la couche supérieure (Tab. 1.3). Ces facteurs ont été déterminés à partir d'essais sur modèles réduits, et des diagrammes de conception ont été également fournis pour guider la conception des fondations dans des sols stratifiés (Fig1.22). Dans ces deux études, Hanna a démontré l'importance de la stratification du sol dans la conception des fondations et a fourni des outils pratiques pour les ingénieurs géotechniques.

Tableau 1.2 : Capacité portante ultime (C.P.U) pour des semelles filantes et circulaires reposant sur un sol à bicouche selon Hanna (1982)

Profil de sol	Type de fondation	Expression de la C.P.U.
Sable lâche sur une argile rigide	Filante	$q_u = 0.5\gamma_1 B N'_y + \gamma_1 D N'_q \leq q_b$ avec ; $q_b = 0.5\gamma_2 B N_{\gamma 2} + \gamma_1 H N_{q 2}$
	Circulaire	$q_u = 0.5\gamma_1 s'_y B N'_y + \gamma_1 D s'_q N'_q \leq q_b$ avec ; $q_b = 0.5\gamma_2 B s'_y N_{\gamma 2} + \gamma_1 H s'_q N_{q 2}$
Sable dense sur argile molle	Filante	$q_u = q_b + \gamma_1 H_1^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) K_s \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H_1 \leq q_t$
	Circulaire	$q_u = q_b + \gamma_1 H_1^2 \left(1 + \frac{2D}{H}\right) S_s K_s \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H_1 \leq q_t$

N'_y : facteur de capacité portante modifié ; $N'_y = N_{\gamma 2} - \frac{H}{H_{fy}} (N_{\gamma 2} - N_{\gamma 1})$, $N_{\gamma 2} = \frac{c_u N_c}{0.5\gamma B}$
 N'_q : facteur de capacité portante modifié ; $N'_q = N_{q 2} - \frac{H}{H_{fq}} (N_{q 2} - N_{q 1})$
 H_{fy} , H_{fq} : profondeur du plan de rupture dans une couche épaisse de sable sous la fondation pour le poids et la pression de surcharge respectivement.
 H_1 : épaisseur de la couche supérieure, γ_1 : poids unitaire de la couche supérieure, S_s : facteur de forme,
 K_s : coefficient de poinçonnement, D : profondeur d'encastrement.

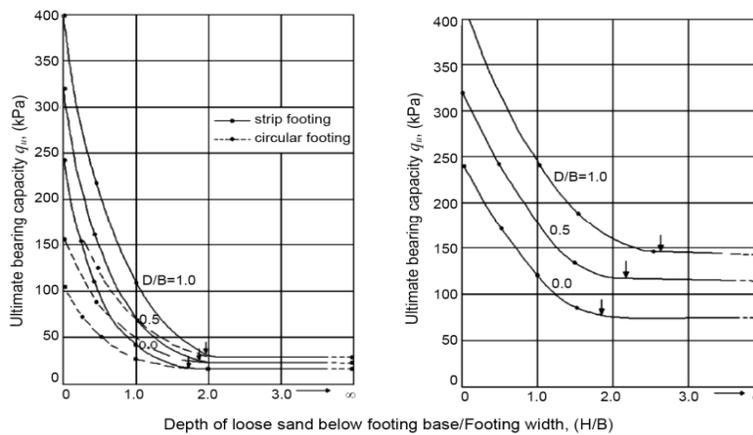


Figure 1.22: Capacité portante d'un sol bicouche : (Hanna, 1982): Semelles filantes et circulaires dans du sable meuble surmontant du sable dense (à gauche) ; semelle filante reposant sur du sable compact sous-jacent à du sable dense (à droite) (Hanna, 1982)

Oda et Win (1990) ont étudié la capacité portante ultime des semelles sur une couche de sable reposant sur une couche d'argile, afin d'analyser son influence sur la capacité portante ultime des fondations. Douze essais ont été réalisés sur des lits de sable avec une couche d'argile interstratifiée. Pour cela, l'épaisseur et la profondeur de la couche d'argile étaient variables.

Il a été démontré expérimentalement que la couche d'argile réduit la capacité portante des semelles, même à une profondeur cinq fois supérieure à la largeur de la semelle. Les auteurs ont ainsi conclu que l'écoulement plastique, qui se produit dans la direction latérale de la couche d'argile, exerce une force de traînée sur la couche de sable supérieure, entraînant ainsi une diminution de la capacité portante.

Il est évident, et expérimentalement prouvé, que la présence d'une fine couche d'argile, même à une grande profondeur, réduit la capacité portante des fondations reposant sur un sol granulaire.

Michalowski et Shi (1995) ont utilisé une approche cinématique de l'analyse limite pour calculer la pression limite moyenne sous des semelles afin de déterminer la capacité portante des semelles reposant sur un sol à deux couches. Cette méthode est applicable à toute combinaison de paramètres des deux couches ; cependant, les résultats présentés dans cet article étaient limités au cas où une semelle est placée sur une couche de sol granulaire reposant sur de l'argile.

La théorie développée fournit une limite supérieure aux charges limites réelles. Lorsqu'on considère des mécanismes d'effondrement raisonnables, la théorie permet d'obtenir des charges de rupture très proches des véritables charges d'effondrement des corps élastiques-parfaitement plastiques. Le théorème de la limite supérieure stipule que le taux de dissipation d'énergie est supérieur ou égal au taux de travail effectué par des forces externes dans tout mécanisme cinématiquement admissible. Ainsi, si les propriétés matérielles et la géométrie d'un mécanisme de rupture sont connues, il est possible de trouver une limite supérieure à la véritable charge limite en égalisant le taux de travail des forces externes au taux de dissipation d'énergie interne.

Le mécanisme d'effondrement est construit de manière à ce que les discontinuités de vitesse au bord de la semelle soient pliées à l'interface entre les couches. L'angle auquel elles se plient est égal à la différence d'angle de frottement interne des sols dans les deux couches. La profondeur du mécanisme d'effondrement dépend de la résistance de la couche d'argile.

Les résultats sont présentés sous forme de pressions limites et non sous forme de facteurs de capacité portante. Ils dépendent fortement de l'angle de frottement interne du sable, de l'épaisseur de la couche de sable, de la cohésion de l'argile et de la pression de surcharge. Les résultats sont fournis sous forme de graphiques sans dimension pour différents angles de frottement interne du sable. Des graphiques

de comparaison entre les résultats obtenus par cette méthode et ceux calculés par la méthode de Meyerhof et Hanna (1980) sont également présentés. Les résultats de cette investigation ont également été comparés à ceux obtenus par Griffith (1982).

Kenny et al. (1997) ont présenté un modèle théorique pour le cas des semelles reposant sur une couche de sable surplombant un dépôt d'argile. Des essais sur modèles ont été réalisés en laboratoire pour évaluer la relation contrainte-déflexion du sable seul, de l'argile seule, et du sable surplombant l'argile. Les relations contrainte-déflexion pour tous les tests ont ensuite été présentées sous une forme non dimensionnelle, et les résultats de cette enquête ont été comparés aux données expérimentales rapportées par d'autres chercheurs et présentées sous forme de graphiques.

Dans le cas d'un sous-sol d'argile présentant des caractéristiques de rupture en cisaillement local, l'étude présente la suggestion que l'utilisation des facteurs de réduction de résistance au cisaillement de Terzaghi ou de Vesic fournira une prédiction de capacité portante plus fiable pour le sable sur l'argile. Les méthodes de répartition locale sont souvent considérées comme fournissant des prédictions conservatrices de la capacité portante, mais il apparaît dans cette étude que ce n'est pas le cas. De plus, la méthode ne donnera des estimations raisonnables de la capacité portante que si un angle de répartition de charge plus petit que celui précédemment proposé est utilisé. La méthode de Hanna et Meyerhof (1978) s'est avérée donner des estimations raisonnablement précises de la capacité portante pour des profondeurs de sable plus petites. Cependant, l'exactitude des prédictions peut être améliorée si la rupture en cisaillement local de l'argile est prise en compte.

Okamura et al. (1998) ont proposé une nouvelle méthode de prédiction de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur une couche de sable dense d'épaisseur limitée au-dessus d'une couche d'argile molle. En utilisant des méthodes d'équilibre limite et des tests en centrifugeuse, les auteurs ont comparé plusieurs méthodes existantes (telles que celles de Meyerhof, Hanna, etc.) avec leurs propres résultats expérimentaux. Parmi les méthodes existantes, la méthode de la zone projetée, cette méthode sous-estime la capacité portante des semelles filantes et surestime celle des semelles circulaires, car la plus grande valeur de α a été choisie dans une plage allant de 0° à 30° par Okamura et al. (1998). Cet angle est celui pour lequel les réactions à la surface de l'argile jouent un rôle important dans la capacité portante globale. La relation entre la surface de base du bloc de sable et celle du rapport de la semelle ainsi que l'angle α est tracée pour deux cas de $(H/B = 1)$ et $(H/B = 2)$ (Fig. 1.23).

Une équation théorique a également été développée par Okamura et al. (1998), suivant le même principe que la méthode de la surface projetée, dans la Fig. 1.24, tandis que la capacité portante de la couche d'argile inférieure est supposée être égale aux contraintes verticales appliquées à l'interface

entre les deux couches (à la base du bloc de sable). Les expressions suggérées par les auteurs sont présentées en détail dans le Tab. 1.4.

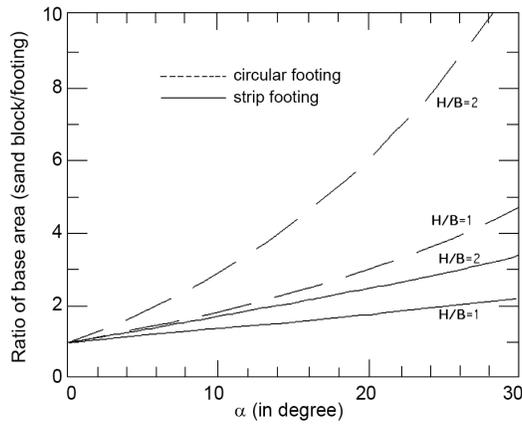


Figure 1.23: Variation du rapport de surface de base avec l'angle du côté du bloc de sable développé par (Okamura et al., 1998)

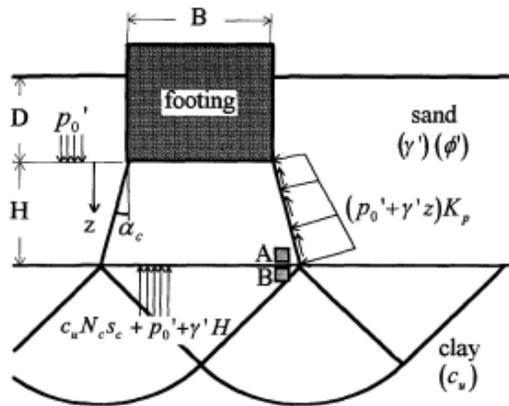


Figure 1.24 : Mécanisme de rupture (Okamura et al.,1998)

Tableau 1.3 : Équations développés par Okamura et al. (1998)

Profil de sol	Type de fondation	Expression de la C.P.U.
Sable sur argile	Filante	$q_u = \left(1 + 2\frac{H}{B}\tan\alpha_c\right)(c_u N_c + p'_0 + \gamma'H) + \frac{K_p \sin(\varphi' - \alpha_c)}{\cos\varphi' \cos\alpha_c} \times \frac{H}{B}(p'_0 + \gamma'H) - \gamma'H \left(1 + \frac{H}{B}\tan\alpha_c\right)$
	Circulaire	$q_u = \left(1 + 2\frac{H}{B}\tan\alpha_c\right)^2 (c_u N_c S_c + p'_0 + \gamma'H) + \frac{4K_p \sin(\varphi' - \alpha_c)}{\cos\varphi' \cos\alpha_c} \left\{ \left(p'_0 + \frac{\gamma'H}{2}\right)\frac{H}{B} + p'_0 \tan\alpha_c \left(\frac{H}{B}\right)^2 \right\} - \frac{\gamma'H}{3} \left\{ 4\left(\frac{H}{B}\right)^2 \tan^2\alpha_c + 6\frac{H}{B}\tan\alpha_c + 3 \right\}$
$\alpha_c : \text{angle par rapport à la direction verticale ; } \alpha_c = \tan^{-1} \left(\frac{\sigma_{mc}/c_u - \sigma_{ms}/c_u(1 + \sin^2\varphi')}{\cos\varphi' \sin\varphi' \sigma_{ms}/c_u + 1} \right)$		
$\sigma_{mc}/c_u = N_c S_c \left(1 + \frac{1}{\lambda_c} \frac{H}{B} + \frac{\lambda_p}{\lambda_c}\right) ; \lambda_c = \frac{c_u N_c}{0.5\gamma'B} \text{ et } \lambda_p = \frac{p'_0}{\gamma'B}$		
$\sigma_{mc}/c_u = \frac{\sigma_{mc}/c_u \sqrt{(\sigma_{mc}/c_u)^2 - \cos^2\varphi'((\sigma_{mc}/c_u)^2 + 1)}}{\cos^2\varphi'}$		

Sur la base des observations en centrifugeuse, les auteurs ont proposé une nouvelle méthode qui tient compte de la variation de l'angle du bloc de sable avec des paramètres tels que la profondeur de sable et la résistance de l'argile, montrant des résultats en meilleure concordance avec les données expérimentales. L'article conclut que les méthodes existantes peuvent produire des prédictions incorrectes si elles ne tiennent pas compte des variations des paramètres géotechniques, tandis que la nouvelle méthode proposée permet une prédiction plus précise de la capacité portante, en particulier pour les semelles circulaires et les sols avec une faible épaisseur de sable.

Ghazavi et Eghbali (2008) ont utilisé l'approche simple de l'équilibre limite pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles posées sur des sols granulaires à deux couches. Un simple mur de soutènement virtuel est supposé dans la direction verticale le long du bord de la semelle. Deux coins actifs et passifs sont supposés, et les poussées de terre latérales sont calculées et mises en équilibre. Les surfaces de rupture sont supposées être telles que représentées dans la Fig. 1.25. Dans cette figure, la surface de la bande EFG perpendiculaire au plan est supposée être un mur de soutènement sur lequel, au stade de rupture, des pressions actives résultant de q_u (comme surcharge) et du poids du coin de sol EFGH (comme pression latérale du sol) sont appliquées à partir du côté gauche. Du côté droit, la surcharge ($q = \gamma D$) et le poids du coin de sol EFGHJK appliquent des pressions passives latérales sur le mur virtuel. Ici, D représente la profondeur de la semelle. Ce modèle est basé sur l'hypothèse que les pressions agissant sur le mur doivent s'équilibrer, permettant ainsi de déterminer la capacité portante ultime de la semelle.

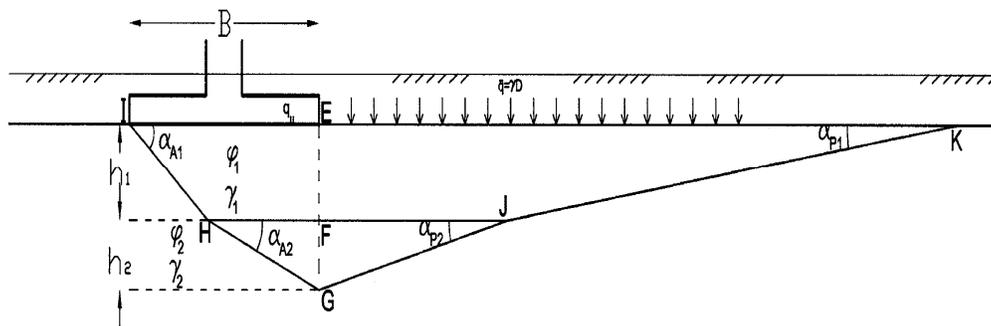


Figure 1.25 : Mécanisme de rupture et coins supposés dans le modèle (Ghazavi et Eghbali, 2008)

La Fig. 1.26 présente les surfaces de rupture et forces effectives sur le coin de glissement dans la condition d'équilibre limite, dont ϕ_i et γ_i sont respectivement l'angle de frottement interne et le poids volumique de la $i^{\text{ème}}$ couche de sol. Les autres paramètres impliqués sont les suivants :

α_{Ai} : Angle de la surface de glissement à chaque couche dans la zone active.

δ_i : Angle de frottement le long de la surface entre les zones actives et passives (ligne EFG)

K_a et K_p : Coefficients de pression active et passive, respectivement.

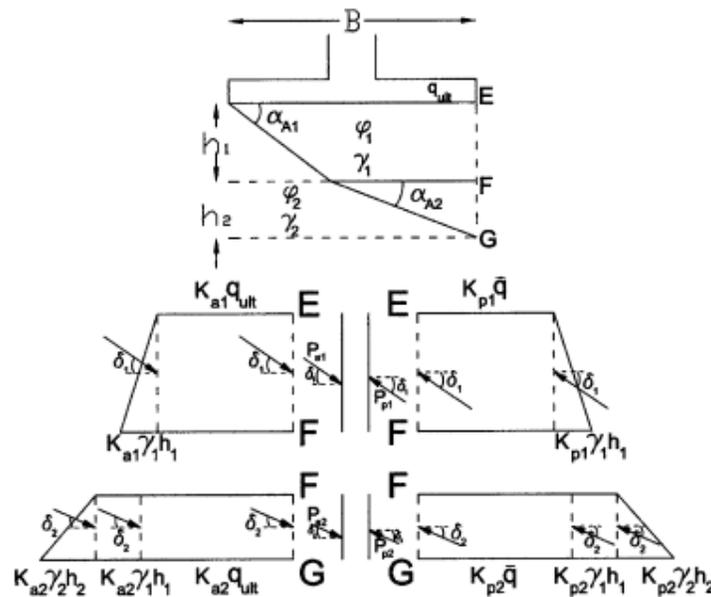


Figure 1.26 : Surfaces de rupture et forces effectives sur le coin de glissement dans la condition d'équilibre limite (Ghazavi et Eghbali 2008)

Les effets de divers paramètres tels que la largeur de la semelle (B), les propriétés du sol, et l'épaisseur de la couche de sol supérieure (h_1) sont pris en compte dans cette étude.

Ghazavi et Eghbali (2008) ont réalisé une analyse par éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS afin de valider la méthode mathématique qu'ils avaient développée. Les résultats obtenus à partir de la méthode simplifiée sont comparables de manière acceptable avec ceux donnés par la méthode des éléments finis, en particulier lorsque les paramètres de résistance au cisaillement des deux couches de sol ne varient pas de manière significative. Les résultats montrent également que les valeurs de q_u dépendent du rapport h_1/B (où ; h_1 est l'épaisseur de la première couche et B est la largeur de la semelle) et qu'il existe une valeur critique de h_1/B au-delà de laquelle seule la première couche contrôle la capacité portante de la fondation. Dans les analyses effectuées, cette valeur critique est généralement d'environ 2 ou légèrement inférieure, selon le rapport de la résistance des couches de sol, l'épaisseur des couches et la largeur de la semelle.

Khatri et al. (2017) ont proposé une approche d'analyse limite basée sur la méthode des éléments finis, utilisant les bornes inférieures et supérieures. L'approche adopte la procédure d'optimisation conique pour déterminer l'augmentation de la capacité portante ultime des fondations filantes et circulaires sur des dépôts de sable meuble avec densification de la couche supérieure de sable. L'étude porte sur le calcul de la capacité portante ultime q_u pour diverses valeurs des angles de frottement ϕ_1 et ϕ_2 des couches supérieure et inférieure, ainsi que pour différentes épaisseurs H de la couche supérieure du sol (Fig. 1.27).

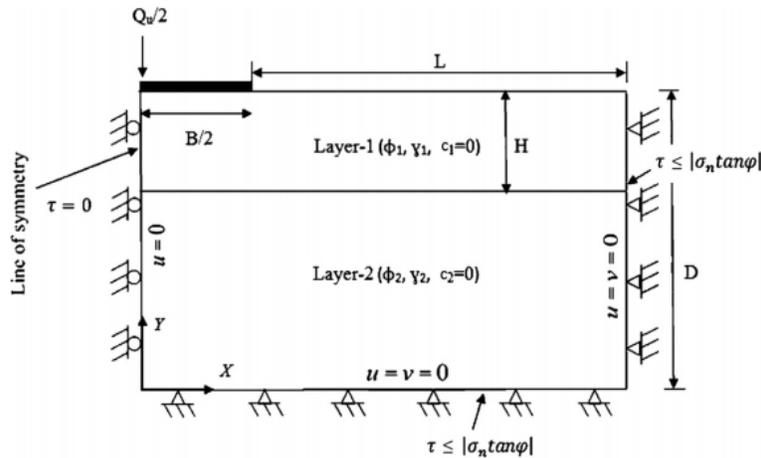


Figure 1.27 : Domaine du problème choisi et conditions aux limites associées (Khatri et al., 2017a)

Afin de déterminer la borne inférieure, des éléments triangulaires à trois nœuds sont utilisés avec des contraintes nodales comme variables principales, tandis que pour la borne supérieure, des éléments triangulaires à six nœuds sont employés, avec des vitesses horizontales et verticales comme variables inconnues. Les discontinuités des contraintes et des vitesses sont modélisées le long des interfaces des éléments, en tenant compte des règles d'écoulement et du critère de plasticité de Mohr-Coulomb, permettant ainsi d'estimer la charge de rupture maximale et minimale.

Pour réaliser l'analyse des milieux sableux stratifiés, d'une part, l'angle de frottement de la couche supérieure (sable dense), φ_1 , a varié de 40 à 46°. D'autre part, l'angle de frottement de la couche inférieure (sable meuble), φ_2 , est resté entre 30 et 36°. Le rapport H/B a varié. Le rapport H/B a varié entre 0.25 et 2.0, où H représente l'épaisseur de la couche supérieure (sable dense). La capacité portante pour le sol stratifié a été exprimée en termes de facteur d'efficacité, défini comme le rapport entre la capacité portante de la fondation pour un milieu bicouche, avec le sable dense comme couche supérieure, et celle d'un dépôt homogène de sable meuble, φ_2 .

Khatri et al. (2017) ont étudié les variations du facteur d'efficacité en fonction de H/B pour différentes combinaisons de φ_1 et φ_2 , correspondant aux semelles filantes et circulaires. En prenant comme exemple les variations pour des valeurs de $\varphi_1 = 40^\circ$ et $\varphi_1 = 42^\circ$, illustrées respectivement dans les Figs. 1.28 et 1.29, on peut observer que, pour des valeurs données de φ_1 et φ_2 , le facteur d'efficacité augmente significativement avec une augmentation de H/B . Pour les mêmes valeurs de H/B , φ_1 et φ_2 . Ce facteur d'efficacité est plus élevé pour la semelle circulaire que pour la semelle filante. Pour la semelle circulaire, lorsque H/B est de 2.0 ou plus, il n'y a pratiquement aucune augmentation du facteur d'efficacité avec l'augmentation de H/B . Cependant, pour la semelle filante, lorsque H/B est de 2.0 ou plus, la valeur du facteur d'efficacité continue d'augmenter avec l'augmentation de H/B . Dans tous les cas, la valeur du facteur d'efficacité augmente continuellement avec une diminution de

φ_2 et une augmentation de φ_1 ; il est à noter que lorsque φ_1 est égal à φ_2 , la valeur du facteur d'efficacité devient simplement égale à 1. On peut en conclure que la capacité portante augmente de manière significative avec l'augmentation de l'angle de frottement de la couche de sable dense supérieure. Meyerhof et Hanna (1978) ont précédemment révélé que l'augmentation de la capacité portante avec H/B se produit uniquement jusqu'à (1) une valeur de H/B de 5 pour la semelle filante et (2) une valeur de H/B de 3 pour la semelle circulaire. La plus grande amélioration de la capacité portante a été observée lorsque la couche inférieure était très lâche et la couche supérieure très dense.

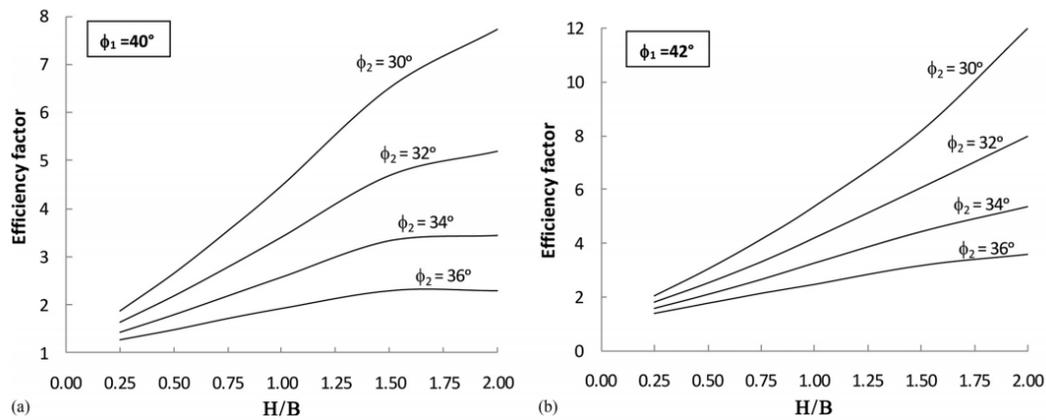


Figure 1.28 : Variations du facteur d'efficacité en fonction de H/B et de différentes valeurs de φ_2 pour une semelle filante rugueuse : (a) φ_1 de 40° ; (b) φ_1 de 42° (Khatri et al., 2017a)

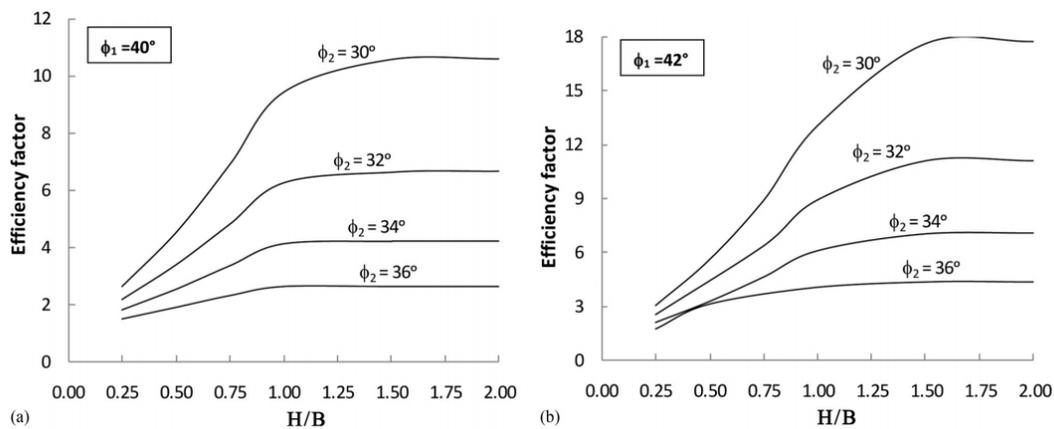


Figure 1.29 : Variations du facteur d'efficacité en fonction de H/B et de différentes valeurs de φ_2 pour une semelle circulaire rugueuse : (a) φ_1 de 40° ; (b) φ_1 de 42° (Khatri et al., 2017a)

Cette étude a conduit les auteurs à tirer les conclusions suivantes :

- Une amélioration significative de la capacité portante est observée avec l'ajout d'une fine couche de sable dense juste sous la base de la fondation. L'augmentation du facteur d'efficacité, due à l'inclusion d'une certaine épaisseur de couche de sable dense, devient plus marquée pour une fondation circulaire que pour une fondation filante.

- Pour la fondation circulaire, aucune amélioration supplémentaire de la capacité portante n'est constatée avec une augmentation de l'épaisseur de la couche de sable dense au-delà d'environ $2B$
- Pour la fondation filante, la capacité portante continue d'augmenter pour des valeurs de H de $2B$ ou plus.

Les modèles numériques utilisés dans cette étude simplifient certaines conditions réelles, ce qui peut limiter la précision des résultats. De plus, la validation des résultats par des données expérimentales est limitée, ce qui affecte la fiabilité des conclusions. L'utilisation de critères de rupture simplifiés, comme le critère de Mohr-Coulomb, ne capture pas tous les aspects du comportement réel du sol. Enfin, les effets de bord dus aux dimensions restreintes du modèle peuvent influencer les résultats, nécessitant des ajustements pour des applications pratiques.

Singh et Roy (2021) ont étudié le comportement d'une semelle circulaire reposant sur deux couches granulaires, c'est-à-dire une couche de sable dense sur sable meuble, soumise à une charge verticale et inclinée à l'aide du logiciel d'éléments finis PLAXIS-3D. Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour l'analyse du modèle. La capacité portante est évaluée en fonction de l'épaisseur de la couche supérieure et de l'angle de frottement des deux couches par l'utilisation du mécanisme de rupture par poinçonnement, selon l'approche de la surface désirée.

Pour étudier l'effet du chargement sur le comportement d'une semelle circulaire reposant sur un sol stratifié, Deux types de charges ponctuelles sont appliquées : une charge verticale et une charge inclinée avec un angle α (Fig. 1.30).

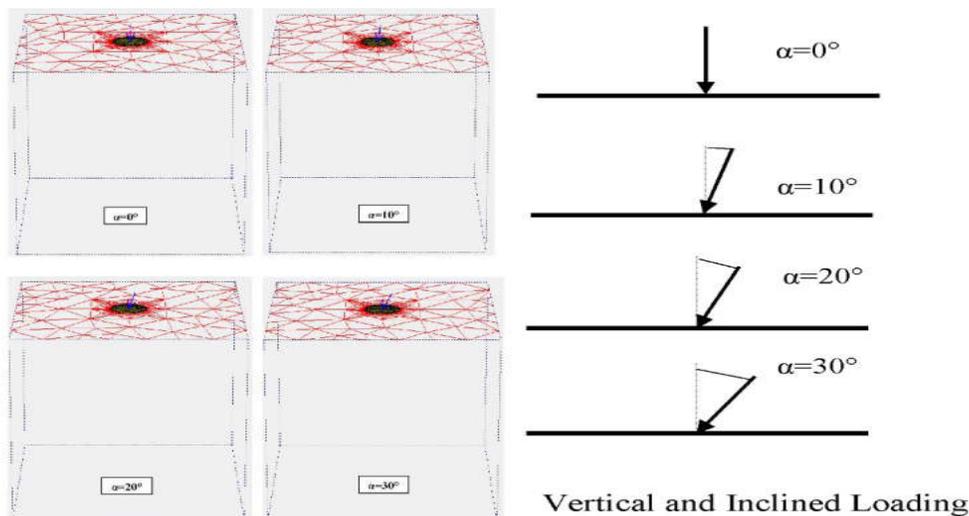


Figure 1.30 : Chargement vertical et incliné dans la vue géométrique et la vue du modèle Plaxis-3D utilisées dans l'analyse (Singh et Roy, 2021)

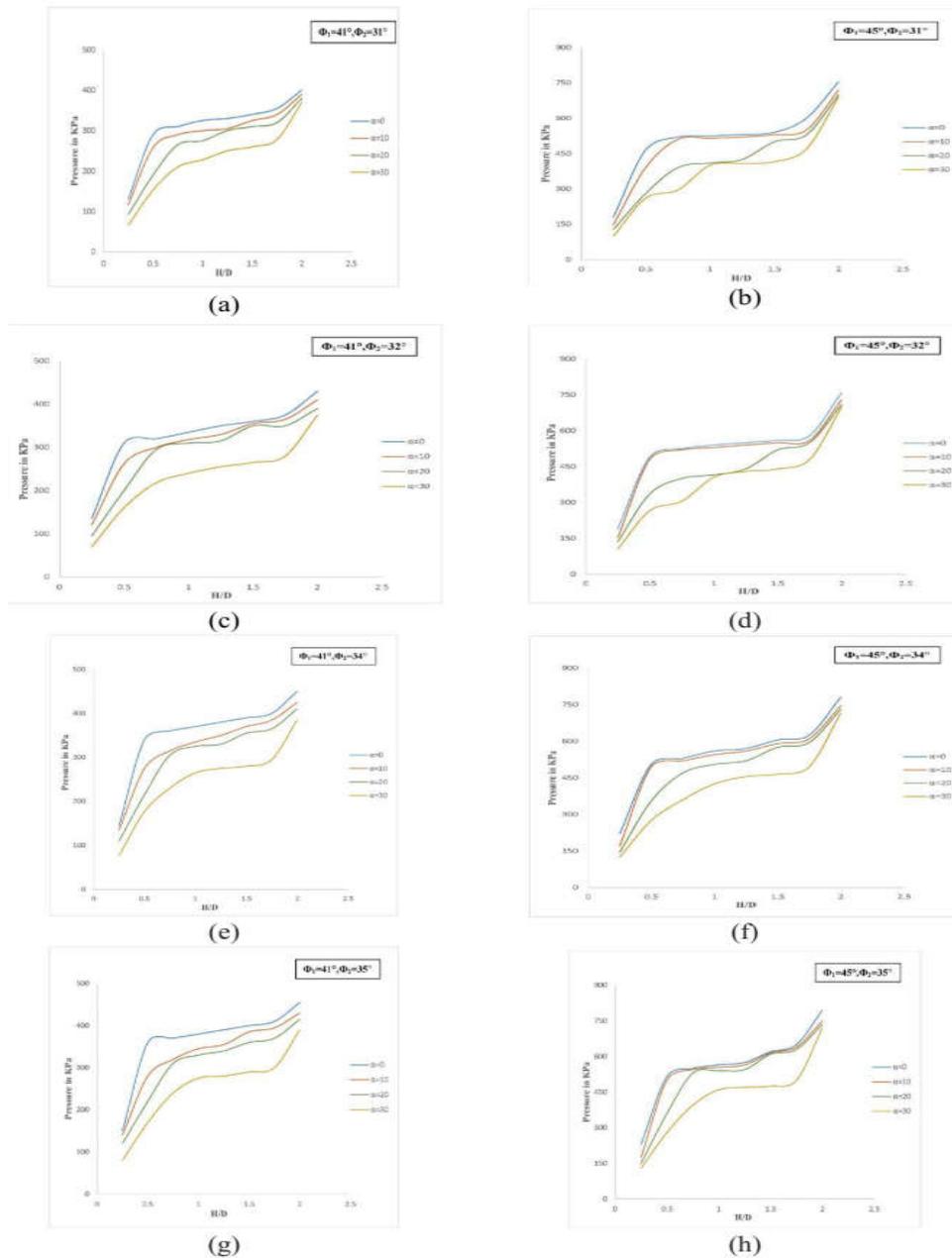


Figure 1.31 : Variation de la capacité portante en fonction de H/D et de α et l'angle de frottement des deux couches (Singh et Roy, 2021)

Avec des angles de frottement variables pour la couche supérieure (couche dense) et la couche inférieure (sable meuble), ainsi que des rapports H/D variant de 0.5 à 2.0, (Singh et Roy 2021) ont constaté que, d'une part, la capacité portante de la fondation augmente avec l'épaisseur croissante de la couche de sable dense, et d'autre part, elle diminue à mesure que l'inclinaison par rapport à la verticale augmente. Ainsi que l'augmentation de l'angle de frottement ϕ_1 de la couche de sable dense augmente la capacité portante de la fondation. L'étude a relevé une rupture par cisaillement de poinçonnement dans le sol stratifié. (Fig. 1.31)

Panwar et Dutta (2021) ont adoptés l'analyse par éléments finis, utilisant le logiciel ABAQUS pour étudier la capacité portante d'une semelle rectangulaire sur du sable stratifié, comprenait une couche supérieure de sable dense avec une épaisseur variable (de $0.25B$ à $2.0B$), tandis que la couche inférieure était considérée comme un sable meuble d'épaisseur infinie et soumise à une charge inclinée. Les paramètres variés incluaient l'angle de frottement du sable dense supérieur (41° à 46°) et du sable meuble inférieur (31° à 36°), ainsi que l'inclinaison de la charge (0 à 45°).

Les conclusions tirées de cette étude sont les suivantes :

À mesure que le rapport d'épaisseur augmentait de 0 à 2 , la capacité portante s'accroissait pour toutes les inclinaisons de charge, avec une capacité maximale observée pour un rapport de 2 et une capacité minimale pour un rapport de 0 . En revanche, la capacité portante diminuait avec l'augmentation de l'inclinaison de la charge, de 0 à 45° . Le contour de déplacement se déplaçait d'abord vers le centre de la semelle, puis dans la direction de l'application de la charge, au fur et à mesure que le rapport d'épaisseur passait de 0.25 à 1.25 , puis de 1.5 à 2 . Lorsqu'on augmentait l'inclinaison de la charge de 0 à 30° , la capacité portante chutait entre 54.12% et 86.96% , tandis qu'à 45° , la réduction variait de 80.95% à 95.39% .

Les résultats obtenus pour la capacité portante adimensionnelle concordent bien avec les données de la littérature, avec un écart moyen de 13.84% . Quand l'inclinaison de la charge passait de 0 à 45° les contours de déplacement et le mode de rupture se déplaçaient dans la direction de la charge, et la profondeur d'influence sous la semelle diminuait, avec une influence maximale à 0° et minimale à 45° . L'affaissement vertical sous la semelle diminuait également à mesure que l'inclinaison augmentait, atteignant son minimum à 45° .

De plus, à mesure que l'inclinaison de la charge passait de 0 à 45° , l'étendue de l'influence dans la profondeur de la couche supérieure de sable dense diminuait : l'influence minimale variait de 0.25 à 0.50 fois la largeur de la semelle, tandis que l'influence maximale variait entre 1.75 et 2.00 fois la largeur, correspondant respectivement à des inclinaisons de charge de 0 à 45° .

Les résultats de cette étude numérique, réalisée sur une semelle rectangulaire avec un rapport L/B de 1.5 , soumis à une charge inclinée, doivent encore être validés expérimentalement pour des semelles de taille similaire. Cette étude apporte toutefois un avantage aux ingénieurs civils dans la conception de semelles rectangulaires soumises à des charges inclinées et reposant sur un sol stratifié (sable dense sur sable meuble).

Les résultats de cette étude nécessitent une validation expérimentale pour confirmer leur précision, car ils sont uniquement basés sur une analyse numérique. De plus, Le modèle de sol utilisé en suppose une profondeur infinie pour la couche inférieure de sable, ce qui pourrait ne pas refléter fidèlement les conditions de terrain.

En utilisant des approches de calcul par intelligence artificielle, telles que les réseaux de neurones artificiels (ANN) et la régression par forêt aléatoire (RFR), Das et Khatri (2022) ont proposé des modèles de prédiction de la capacité portante des semelles filantes et annulaires encastrees dans du sable stratifié, où le sable dense repose sur du sable lâche ou inversement. L'étude repose sur une approche numérique basée sur l'analyse limite par éléments finis. Les données sont générées en faisant varier les propriétés des couches de sable (dense ou lâche), l'épaisseur de la couche supérieure, la profondeur d'encastrement de la fondation, et les angles de frottement des couches supérieures et inférieures.

Pour une fondation encastree, une surcharge équivalente ($\gamma_1 D_f$) correspondant à une profondeur d'encastrement donnée D_f a été appliquée en surface afin d'obtenir une estimation conservatrice de la capacité portante (Fig. 1.32). La fondation est supposée rugueuse et rigide pour l'analyse, tandis que le sable est considéré comme parfaitement plastique, respectant le critère de rupture de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement associée, en cohérence avec les exigences de l'analyse limite.

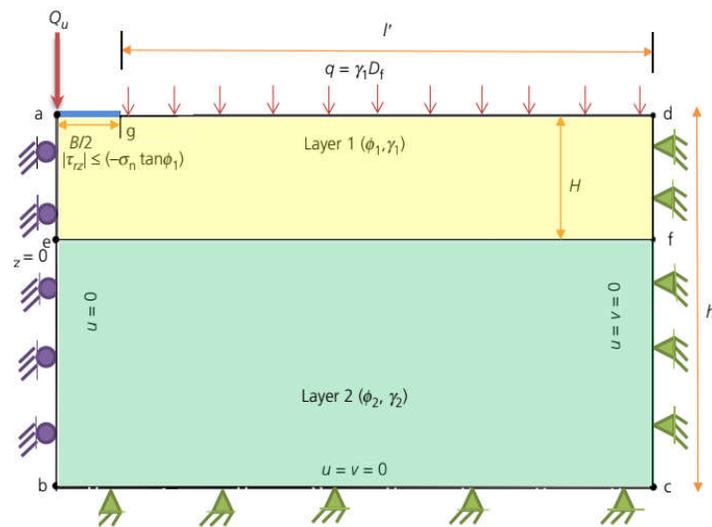


Figure 1.32 : Domaine du problème choisi et conditions aux limites associées (Das et Khatri, 2022)

Les résultats obtenus dans cette étude montrent que l'épaisseur de la couche supérieure a un effet clé sur la capacité portante des fondations, avec une augmentation significative lorsque cette couche est dense au-dessus d'une couche lâche, en particulier pour les semelles annulaires et filantes. À l'inverse, une configuration inverse, avec une couche de sable lâche sur du sable dense, entraîne une réduction de la capacité portante, favorisant un mécanisme de rupture par poinçonnement. Les modèles de prédiction basés sur RFR surpassent ceux d'ANN en termes de précision, indiquant que RFR est particulièrement efficace pour les sols stratifiés. L'analyse des résultats a indiqué que la portance de la fondation sur un sable stratifié était principalement influencée par l'épaisseur de la couche supérieure et, dans une moindre mesure, par la profondeur d'encastrement de la fondation.

1.5. Conclusion

Ce chapitre aborde les théories fondamentales et les modèles analytiques relatifs à la portance des fondations superficielles, en mettant l'accent sur l'utilisation croissante de modèles numériques pour évaluer leur capacité portante. Ces avancées numériques facilitent une compréhension approfondie des mécanismes de rupture et de déformation, et prennent en compte des paramètres géotechniques cruciaux tels que l'angle de frottement interne et la profondeur d'encastrement. En conséquence, plusieurs recherches antérieures ont été élaborées utilisant des approches directes pour calculer la capacité portante des semelles encastrees, malgré des limites théoriques sur la superposition des effets de surcharge et de poids. [Lyamin et al. \(2007\)](#), [Mohapatra et Kumar, \(2020\)](#), [Khatri et al. \(2022\)](#) et [Raja et al. \(2024\)](#) ont effectué des études numériques pour déterminer des facteurs de profondeur pour le sable, tandis que [Janabi et al. \(2023a\)](#) ont proposé des valeurs expérimentales pour différentes profondeurs.

Parallèlement, la littérature relative à la capacité portante ultime des sols bicouches, en particulier pour les fondations filantes sur un profil sable-argile, met en avant une multitude d'équations et d'approches analytiques pour prédire la résistance des sols. Cependant, si les méthodes classiques dominent, les recherches numériques, notamment en éléments finis et réseaux de neurones artificiels, restent limitées. Ce décalage souligne un champ prometteur pour le développement de méthodes numériques avancées visant à améliorer la précision des prédictions de capacité portante ultime, ouvrant ainsi de nouvelles perspectives pour la géotechnique moderne.

CHAPITRE 2 :
ÉTUDE NUMÉRIQUE DE LA
PORTANCE DES SEMELLES
CIRCULAIRES ENCASTRÉES
DANS UN SOL HOMOGÈNE

Chapitre 2 : Étude numérique de la portance des semelles circulaires encastrées dans un sol homogène

2.1. Introduction

L'étude des fondations superficielles sur sol homogène occupe une place prépondérante en ingénierie géotechnique, tant pour assurer la stabilité et la sécurité des structures que pour optimiser la rentabilité des projets de construction. Parmi ces fondations, les fondations encastrées se distinguent par leurs applications spécifiques et leurs défis techniques. La capacité portante des fondations encastrées soumises à des charges axiales a fait l'objet de nombreuses études approfondies, s'appuyant sur des approches analytiques et numériques. Toutefois, malgré les avancées significatives dans ce domaine, des divergences subsistent dans la littérature concernant les facteurs de capacité portante et les coefficients de profondeur, notamment pour les semelles circulaires encastrées. Ces incertitudes soulèvent des enjeux majeurs pour l'optimisation des conceptions et la fiabilité des projets de fondation, nécessitant des recherches complémentaires pour harmoniser les résultats et affiner les recommandations pratiques. Par conséquent, ce chapitre a pour objectif de mener une analyse numérique à l'aide de *Flac^{2d}* (FLAC, 2007), afin d'examiner la validité de la théorie de superposition et d'évaluer son influence sur le calcul de la capacité portante des fondations circulaires encastrées dans le sable. Il s'agira également d'estimer l'effet de la profondeur lorsqu'une surcharge est présente à proximité d'une semelle circulaire encastrée.

2.2. Exposé du problème

Depuis des décennies, le concept de superposition est couramment utilisé pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles, s'accompagnant de diverses solutions analytiques. Bien que cette méthode soit appréciée pour sa simplicité, elle présente des limitations notables, notamment une précision souvent contestée. Selon [Davis et Booker \(1971\)](#), l'erreur due à l'adoption de l'hypothèse de superposition peut dépasser 20%. [Bolton et Lau \(1993\)](#) a corroboré que, dans la marge de sécurité, l'hypothèse de superposition s'est avérée systématiquement inexacte, avec une marge dépassant 20%. D'après les résultats trouvés par [Michalowski \(1997\)](#), le facteur de capacité portante causé par

le poids du sol augmentait proportionnellement à l'augmentation du rapport $q/(\gamma B)$ et $c/(\gamma B)$. En utilisant la méthode des caractéristiques pour des semelles filantes rugueuses, [Smith \(2005\)](#) a trouvé que l'erreur causée par l'hypothèse de superposition approchait les 25%.

La capacité portante d'une semelle encastrée est supérieure à celle d'une semelle en surface. Cela s'explique par le fait qu'un travail supplémentaire est généré pour déplacer la masse de sable dans la zone passive vers la surcharge existante au-dessus de la semelle, ainsi que par la mobilisation d'une résistance au cisaillement additionnelle le long de la portion de la surface de glissement située au-dessus de la base de la semelle.

Des recherches antérieures ont appliqué une approche directe pour calculer la capacité portante des semelles encastrées, sans superposer les trois termes de capacité portante. Dans ce contexte, la détermination de la capacité portante des fondations superficielles a été fréquemment effectuée. [Lyamin et al. \(2007\)](#) et [Khatri et al. \(2022\)](#), en ayant recours à la méthode des éléments finis, ont mené des investigations numériques sur la capacité portante des semelles encastrées sur sol non cohérent, et ont présenté des valeurs de facteurs de profondeur à utiliser dans les calculs de capacité portante dans le sable. La superposition des effets de la surcharge et du poids de la structure n'est pas exacte d'un point de vue théorique. En réalité, la charge additionnelle résulte de la force gravitationnelle agissant sur le sol au-dessus de la base de la fondation. [Lyamin et al. \(2007\)](#) ont constaté que les hypothèses de superposition ne sont pas valides. En utilisant une analyse limite numérique bidimensionnelle à borne supérieure, [Antão et al. \(2010\)](#) ont trouvés que les formules classiques basées sur la superposition, sous-estiment la charge ultime d'environ 10% à 30%. [Janabi et al. \(2023a\)](#) ont réalisé une série de tests de pénétration sur des modèles de semelles filantes et carrées dans du sable, en surface et à différentes profondeurs, permettant d'obtenir expérimentalement des facteurs de forme et de profondeur.

De plus, des divergences notables sont observées dans l'estimation des facteurs de profondeur. Par exemple, selon [Lyamin et al. \(2007\)](#), les valeurs de d_q pour plusieurs formes de semelles encastrées dans le sable diminuent avec l'augmentation du ratio D_f/D et n'approchent pas 1 lorsque la semelle est en surface. Ils ont expliqué ce résultat par l'absence de la logique dans l'hypothèse de superposition. Contrairement à la littérature sur les semelles filantes, [Janabi et al. \(2023a\)](#) ont constaté que d_q diminue avec l'augmentation du ratio D_f/D . En revanche, le facteur d_γ est pris égal à 1, c'est-à-dire que l'effet de la résistance au cisaillement du sable le long de la partie de la surface de glissement située au-dessus de la base de la semelle est supposé être entièrement capturé par le facteur d_q .

Ces contradictions soulèvent des questions critiques sur l'applicabilité de l'hypothèse de superposition dans le contexte des fondations superficielles sur sol homogène. Des travaux antérieurs ont révélé que représenter le sol au-dessus du niveau de la semelle comme une surcharge équivalente entraîne une réponse distincte de celle du sol en dessous de la base de la semelle. Cette approche a parfois été jugée trop conservatrice. Il apparaît donc essentiel de revisiter ces méthodes traditionnelles pour développer une évaluation plus robuste et précise de la capacité portante. Dans cette thèse, l'objectif sera de confronter les résultats obtenus par superposition avec des approches directes et numériques, afin de proposer des recommandations adaptées aux spécificités des sols et aux conditions de charge réelles. Il s'intéresse également à l'estimation de l'effet de profondeur en cas de présence d'une surcharge adjacente à une semelle circulaire encastrée, dans le cadre de l'évaluation des facteurs de profondeur de la capacité portante d'_γ et d'_q pour une semelle circulaire encastrée dans le sable.

2.3. Présentation des cas étudiés

2.3.1. Évaluation de l'hypothèse de la superposition

L'étude est entamée par une évaluation de l'hypothèse de superposition pour le cas d'une semelle rugueuse circulaire encastrée dans un sable. Dans cette partie, la capacité portante est déterminée pour trois cas différents, le premier cas est présenté sous forme de deux modèles illustrant l'hypothèse de superposition. Le premier modèle est celui d'une semelle circulaire sur la surface d'un sol pesant et le second est celui d'une semelle circulaire sur la surface d'un sol non pesant ; avec la présence d'une surcharge adjacente, qui remplace le sol au-dessus de la base de la semelle (Fig. 2.1.a). Pour le deuxième cas, l'estimation de la capacité portante est celle d'une semelle circulaire sur la surface d'un sol pesant avec la présence d'une surcharge équivalente utilisée pour remplacer le sol au-dessus de la base de la semelle (q_{u2}), c-à-dire calcul direct (q_{u2}), (Fig. 2.1.a). Le dernier cas illustre une semelle circulaire modélisée comme une semelle encastrée (q_{u3}), comme le montre la Fig. 2.1.b. La deuxième partie du travail concerne l'étude de l'effet de la profondeur sur l'estimation de la capacité portante d'une semelle circulaire rugueuse dans le sable avec la présence d'une surcharge adjacente.

2.3.2. Évaluation des facteurs de profondeur de la capacité portante d'_γ et d'_q

Le problème examiné dans la présente étude considère une semelle circulaire rigide et rugueuse de diamètre D fixé à 2 m, encastrée dans le sable et la profondeur d'encastrement D_f varie selon plusieurs ratios D_f/D , à savoir 0 (surface), 0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 1 et 2. Comme illustre la Fig. 2.2.

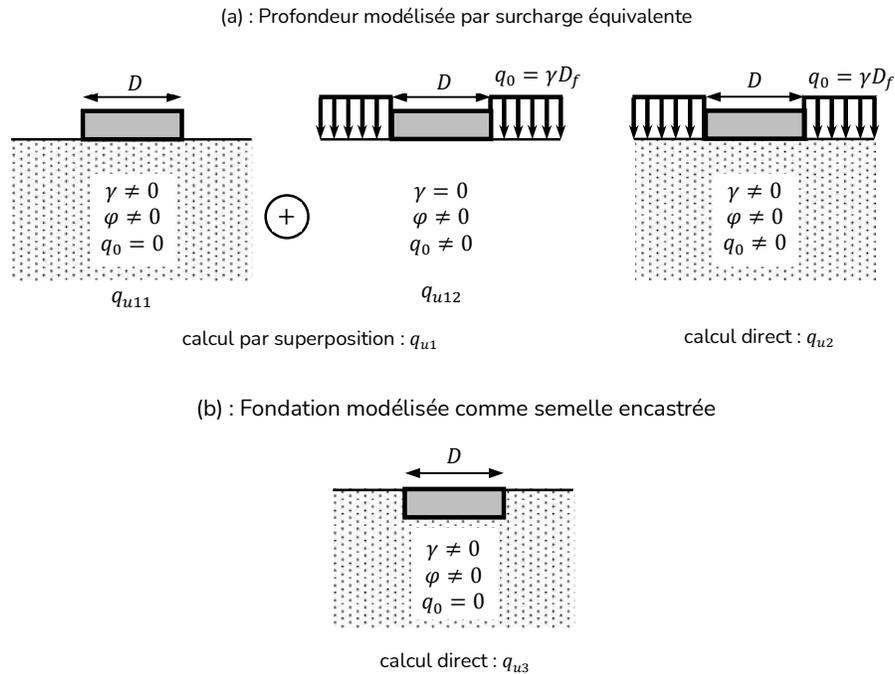


Figure 2.1 : Notations du problème de semelle circulaire sur sable homogène

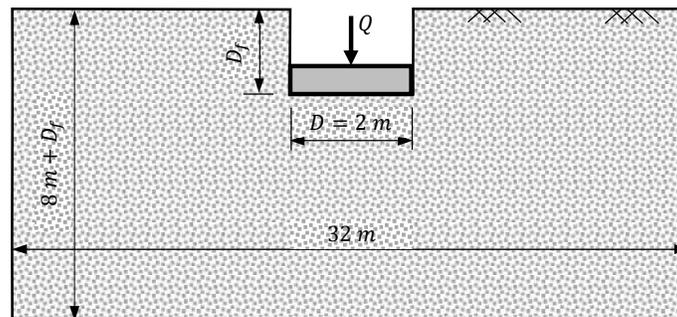


Figure 2.2 : Géométrie du problème d'une semelle circulaire encastrée

2.4. Présentation du code de modélisation numérique FLAC

Le code FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) basé sur la méthode des différences finies explicites est utilisé dans cette étude numérique pour modéliser le comportement des fondations superficielles. Développé par la société américaine Itasca Consulting Group, ce logiciel permet de simuler le comportement des sols, des roches et d'autres matériaux soumis à une plastification lorsque leur limite de charge est atteinte. L'un des atouts majeurs de FLAC est l'intégration du macro-langage FISH, qui offre la possibilité d'introduire de nouvelles variables, d'élaborer des procédures spécifiques et de générer des sorties graphiques personnalisées.

Dans FLAC, les matériaux sont modélisés par des éléments (zones) à l'aide de la méthode des différences finies. Cette méthode explicite est étroitement liée à la méthode des éléments finis, étant une technique numérique permettant de résoudre des équations différentielles en se basant sur des conditions initiales et/ou des conditions aux limites. Lorsqu'on applique des conditions aux limites ou des forces externes, le comportement du matériau obéit à une loi contrainte-déformation, qu'elle soit linéaire ou non linéaire. FLAC dispose également d'une bibliothèque d'éléments structurels intégrés, utilisables comme renforts ou supports structurels. Dans ce qui suit, nous présentons quelques notions relatives au critère de rupture de Mohr-Coulomb, telles qu'exposées dans le manuel de FLAC.

2.5. Modèles de comportement utilisés

FLAC intègre de nombreux modèles constitutifs adaptés à une large variété de matériaux. Parmi ces modèles, le modèle élastique est considéré comme le plus simple, offrant une représentation linéaire et réversible du comportement des matériaux, selon la loi de Hooke qui relie les contraintes aux déformations principales. Cependant, il est rare que les sols se comportent strictement comme des matériaux élastiques. En effet, au-delà d'un certain seuil de contrainte, les déformations deviennent irréversibles. Cette phase marque le début de l'état plastique permanent, qui repose sur deux concepts clés : le critère de plasticité (surface de charge), définissant la frontière entre les domaines élastique et plastique, et la règle d'écoulement plastique, qui régit l'évolution des déformations plastiques.

Dans FLAC, les contraintes et les directions principales sont évaluées à partir des composantes du tenseur des contraintes, de telle sorte que les contraintes de compression sont attribuées avec des valeurs négatives et les contraintes de traction sont supposées positives. La contrainte hors plan σ_{zz} est reconnue comme l'une de ces trois composantes. Les contraintes principales sont ordonnées, selon FLAC, comme le montre la Fig. 2.3.

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3 \quad (2.1)$$

Dans le modèle élasto-plastique avec un critère de Mohr-Coulomb, l'incrément de déformation totale se décompose donc en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$\Delta e_i = \Delta e_i^e + \Delta e_i^p \quad i = 1,3 \quad (2.2)$$

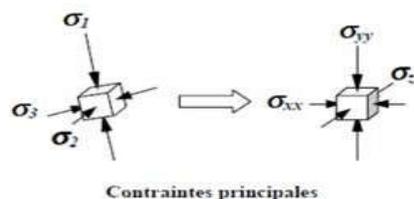


Figure 2.3 : Présentation des contraintes principales

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_1 &= \alpha_1\Delta e_1^e + \alpha_2(\Delta e_2^e + \Delta e_3^e) \\ \Delta\sigma_2 &= \alpha_1\Delta e_2^e + \alpha_2(\Delta e_1^e + \Delta e_3^e) \\ \Delta\sigma_3 &= \alpha_1\Delta e_3^e + \alpha_2(\Delta e_1^e + \Delta e_2^e)\end{aligned}\quad (2.3)$$

où ;

$$\alpha_1 = K + \frac{4G}{3} \quad \& \quad \alpha_2 = K - \frac{4G}{3} \quad (2.4)$$

K et G : sont respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériau.

La Fig. 2.4 représente le critère de rupture de Mohr-Coulomb dans le plan (σ_1, σ_3) , la surface de charge du matériau est définie, du point A au point B, par une fonction scalaire f^s de la contrainte σ_i , avec l'Éq (2.5), qui inclut les propriétés de résistance au cisaillement du matériau (angle de frottement interne φ et cohésion c du sol).

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} \quad (2.5)$$

$$N_\varphi = \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \quad (2.6)$$

avec :

- $f^s < 0$ représente le domaine élastique,
- $f^s = 0$ représente la frontière du domaine élastique,
- $f^s > 0$ représente l'extérieur du domaine élastique.

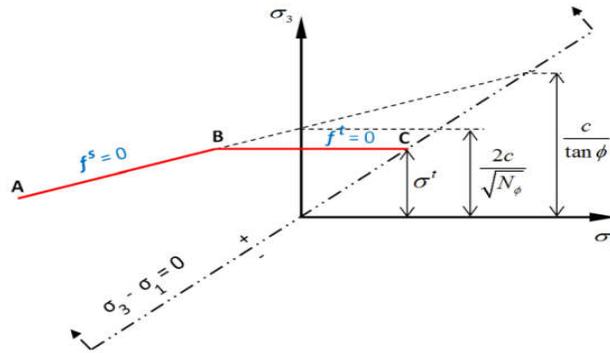


Figure 2.4 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb (FLAC, 2005)

Lorsque l'état des contraintes atteint la surface de charge, $f^s = 0$, la surface n'évolue pas et un modèle élastoplastique parfait est défini entre le point B au point C, comme illustré dans la Fig. 2.4. Du point B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau exprimée par les Éqs. (2.7) et (2.8).

$$f^t = \sigma^t - \sigma_3 = 0 \quad (2.7)$$

$$\sigma^t \leq \left(\sigma_{\max}^t = \frac{c}{\tan\varphi} \right) \quad (2.8)$$

σ^t : Résistance à la traction.

Dans le domaine plastique, une loi d'écoulement définit le comportement du matériau lorsque les déformations sont irréversibles. La règle d'écoulement plastique permet d'exprimer l'incrément de déformation plastique Δe_i^p en fonction de la contrainte σ_i et $d\sigma_i$. La déformation élastoplastique est déterminée à partir de la règle de normalité, selon laquelle le taux de déformation plastique est normal à la surface de charge. Selon FLAC elle s'exprime sous la forme :

► Cas d'une rupture en cisaillement :

$$\Delta e_i^p = \lambda^s \frac{\partial g^s}{\partial \sigma_i} ; i = 1,3 \quad (2.9)$$

► Cas d'une rupture en traction :

$$\Delta e_i^p = \lambda^t \frac{\partial g^t}{\partial \sigma_i} ; i = 1,3 \quad (2.10)$$

g^s est appelée potentiel plastique et correspond à une règle d'écoulement non associée :

$$g^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (2.11)$$

$$g^t = -\sigma_3 \quad (2.12)$$

avec :

$$N_\psi = \frac{1 + \sin\psi}{1 - \sin\psi} \quad (2.13)$$

où : ψ est l'angle de dilatance du sol.

2.6. Procédure de modélisation

Le code aux différences finies Flac^{2D} (FLAC, 2007) a été utilisé pour déterminer la capacité portante des semelles circulaires encastrées dans le sable qui subit un chargement vertical. La base de la fondation a été modélisée comme entièrement rugueuse, tandis que les côtés ont été considérés lisses. Étant donné que le problème est axisymétrique, seule la moitié du domaine est modélisée pour simplifier l'analyse. La Fig. 2.5 illustre le maillage utilisé pour cette analyse.

Le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, implémenté dans Flac, est utilisé dans cette étude. Les caractéristiques physiques et mécaniques considérées incluent un module de cisaillement $G = 10$ MPa, un module de rigidité volumique $K = 20$ MPa et un poids unitaire du sol $\gamma = 20$ KN/m³. Une série de quatre valeurs d'angle de frottement interne du sol, allant de $\varphi = 25-40^\circ$ avec un incrément de 5° , est prise en compte, en considérant un sol associé où $\psi = \varphi$.

Le chargement des semelles est simulé en imposant des vitesses verticales égales aux nœuds de la surface de la semelle jusqu'à la rupture. Après avoir effectué plusieurs vérifications, l'amplitude des

vitesses verticales est finalement choisie à 1×10^{-7} m/s vers le bas, ce qui est suffisamment faible pour minimiser l'influence de la vitesse initiale sur les résultats.

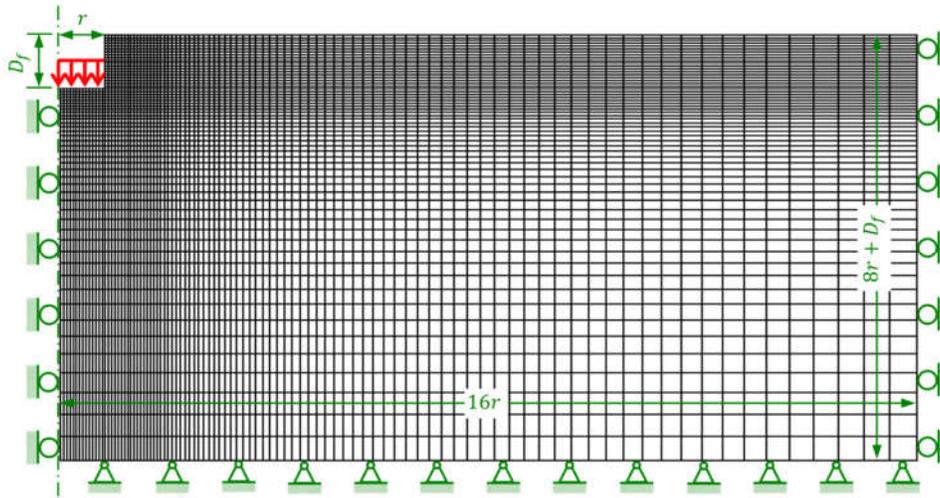


Figure 2.5 : Maillage et conditions aux limites de modèle

En utilisant la fonction FISH, la capacité portante ultime q_u a été calculée en divisant la charge verticale totale ultime obtenue par l'aire de la semelle. Il a été souligné que cette charge était calculée comme la somme des forces de réaction verticales le long du niveau de la semelle, comme exprimé par l'Éq. (2.14). Cette charge inclut la résistance provenant à la fois de la base et des côtés verticaux de la semelle.

$$q_u = \frac{2 \sum f_i r_i}{r^2} \quad (2.14)$$

où q_u est la capacité portante ultime, f_i est la force de réaction dans la direction verticale au point de la grille de la semelle i , r_i est le rayon associé au point de la grille i et r est le rayon de la semelle.

Pour un sol non cohérent, l'équation de la capacité portante ultime prend la forme suivante :

$$q_u = s_q d_q q_o N_q + \frac{1}{2} s_\gamma d_\gamma \gamma B N_\gamma = q_o N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (2.15)$$

où N'_q et N'_γ sont les facteurs de capacité portante correspondant à une semelle circulaire avec une profondeur D_f .

Le facteur N'_γ peut être évalué simplement en considérant le sol comme non cohésif (c'est-à-dire $c = 0$) et sans surcharge (c'est-à-dire $q = 0$) à la surface du sol. Cette simplification donne :

$$N'_\gamma = \frac{2q_u}{\gamma B} \quad (2.16)$$

Pour la détermination de N'_q , on suppose que le sol n'a ni poids unitaire ni cohésion (c'est-à-dire $\gamma = 0, c = 0$), mais qu'une surcharge uniforme est présente à la surface du sol, représentant le poids du sol adjacent à la base de la semelle au niveau de la base. La même valeur de surcharge est également appliquée à la semelle elle-même. Cela se simplifie comme suit :

$$N'_q = \frac{q_u}{q_0} \quad (2.17)$$

2.7. Validation du modèle de la semelle

Avant de commencer la partie de simulation numérique, il est évident de réaliser une étude préliminaire qui concerne la comparaison des résultats numériques du facteur de capacité portante N'_y , obtenus pour trois formes en plan vertical, de fondations circulaires superficielles encastrées, avec des valeurs d'angle de frottement de 25° et 30° . Les modèles de sections verticales de forme rectangulaire (bloc), en forme de T et en plaque rigide, ont été étudiés (Fig. 2.6). Une comparaison des résultats des essais précédents, a montré que le facteur de capacité portante N'_y des fondations sur les trois modèles prenant totalement similaire avec une différence négligée (Fig. 2.7).

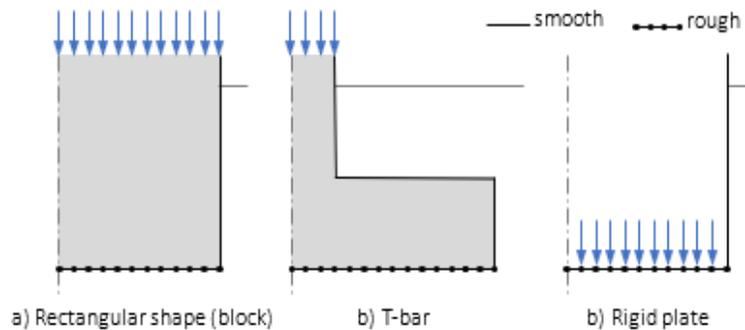


Figure 2.6 : Modèle de semelle circulaire encastrée

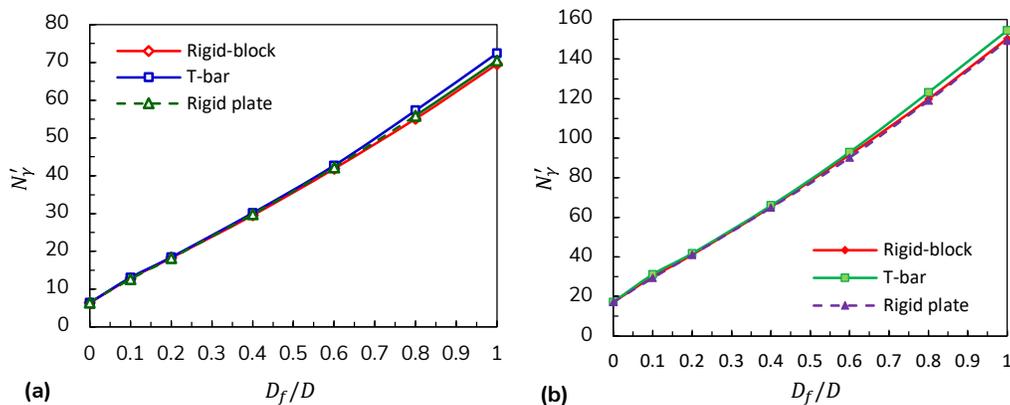


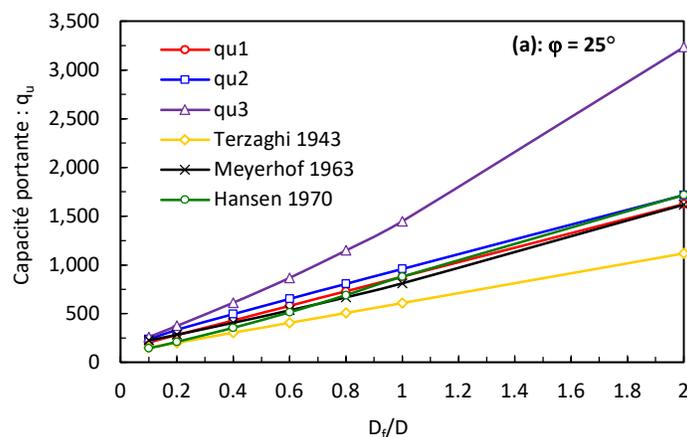
Figure 2.7 : Variation du facteur de portance N'_y avec D_f/D pour différents modèles 2D de semelles encastrées : (a) $\phi = 25^\circ$, (b) $\phi = 30^\circ$

2.8. Résultats et discussions

2.8.1. Évaluation de la superposition

Avant de calculer les facteurs de capacité portante N'_γ et N'_q pour une semelle circulaire rugueuse encastrée dans du sable, l'hypothèse de superposition dans le calcul de la capacité portante ultime q_u a été examinée pour des angles de frottement du sol variant de 25° à 40° , avec un rapport de profondeur D_f/D allant de 0.1 à 2. Ces résultats ont été comparés avec les solutions existantes disponibles dans la littérature (Fig. 2.8). Les valeurs obtenues de q_u ont été mises en regard des résultats analytiques fournis par Hansen (1970), Meyerhof (1963) et Terzaghi (1943).

La Fig. 2.8 présente la comparaison des valeurs de capacité portante d'une semelle circulaire obtenues par différents auteurs. Il est à noter que q_{u1} représente la capacité portante déterminée par le principe de superposition, soit la somme des deux tests q_{u1} et q_{u12} mentionnés ci-dessus. La capacité portante q_{u2} est estimée par un calcul direct ; il s'agit de la capacité portante d'une semelle circulaire sur la surface d'un sol pesant, avec la présence d'une surcharge équivalente utilisée pour remplacer le sol au-dessus de la base de la semelle, q_{u3} représente la capacité portante évaluée pour le cas d'une semelle circulaire encastrée. On peut constater à partir de la Fig. 2.8, que les valeurs de capacité portante augmentent considérablement avec l'augmentation de D_f/D et de φ . Il est également à noter que les valeurs obtenues par Flac^{2D} sont considérablement supérieures à celles trouvées par d'autres auteurs, où l'hypothèse de superposition est supposée. Dans les deux premiers cas, la profondeur de la semelle est remplacée par une surcharge. Cependant, les valeurs les plus élevées de la capacité portante sont obtenues lorsque le calcul direct est utilisé (q_{u2}). Le taux d'erreur varie entre 4,97 % et 14,14 %, en fonction des angles de frottement du sol allant de 25° à 40° . De plus, les valeurs obtenues pour les deux cas sont très similaires lorsque le rapport de profondeur est élevé.



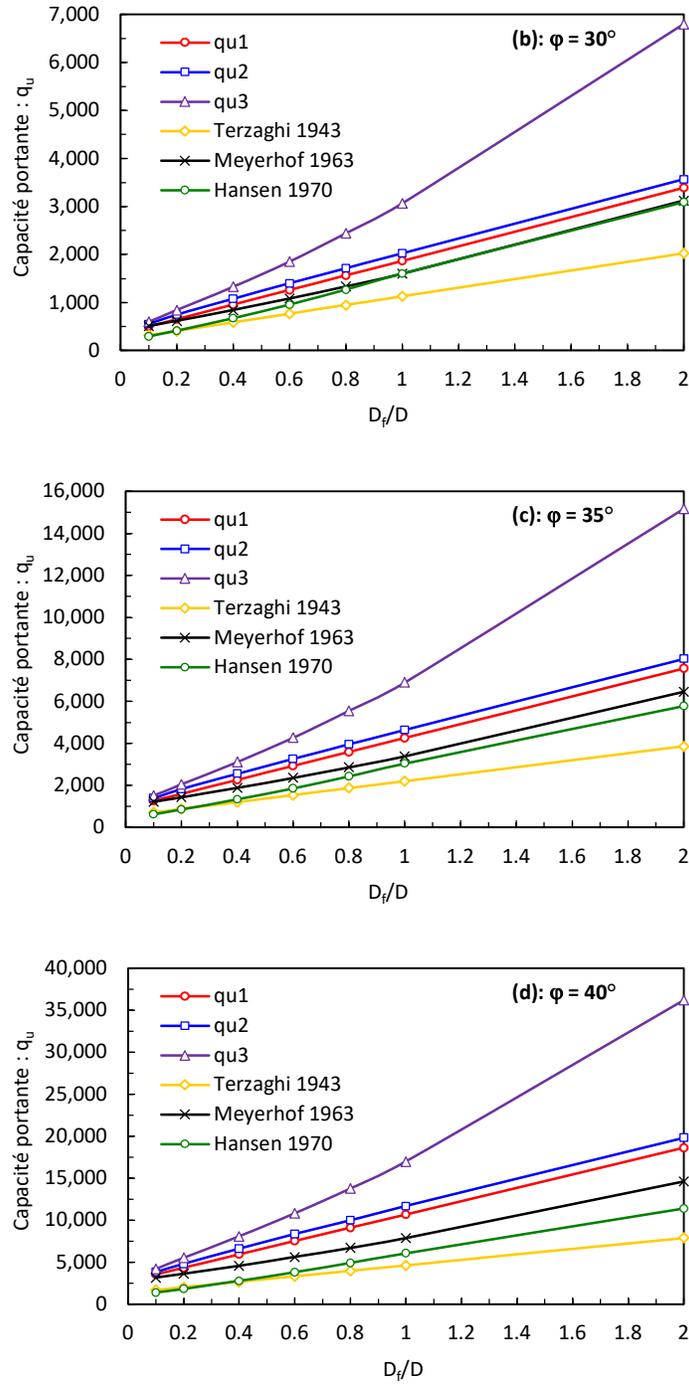


Figure 2.8 : Comparaison de la capacité portante q_u d'une semelle circulaire en fonction D_f/D et ϕ

En se référant à la Fig. 2.9, on observe que le taux d'erreur entre q_{u2} et q_{u3} augmente considérablement avec l'augmentation du rapport de profondeur et reste presque constant avec la variation de l'angle de frottement. La marge d'erreur atteint 48% pour un rapport de profondeur $D_f/D = 2$. De plus, les résultats analytiques obtenus par Meyerhof sont très proches des résultats numériques pour le cas de superposition (q_{u1}), en particulier pour les faibles angles de frottement du sol.

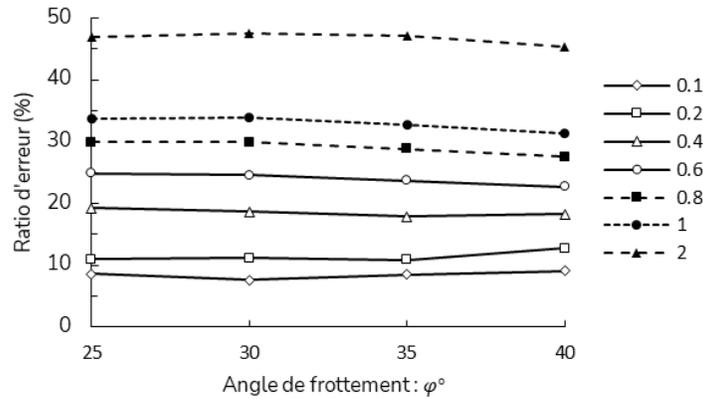


Figure 2.9 : Variation du taux d'erreur entre q_{u2} et q_{u3} en fonction de φ pour une semelle circulaire

2.8.2. Évaluation des marges d'erreur de l'hypothèse de superposition

La Fig. 2.10 compare les résultats obtenus par Flac^{2D} pour le troisième cas (semelle circulaire encastrée) avec ceux trouvés par plusieurs auteurs cités dans la section précédente. Il a été conclu que les valeurs obtenues par Flac^{2D} sont considérablement supérieures à celles obtenues dans la littérature, où l'hypothèse de superposition est adoptée. La capacité portante a été calculée pour différents rapports de profondeur et divers angles de frottement.

Les valeurs de Terzaghi ont été comparées à celles calculées directement ; le taux d'erreur varie entre 42.2% et 27.2%. Le taux d'erreur augmente avec l'augmentation du rapport de profondeur et de l'angle de frottement. En revanche, le taux d'erreur relevé par les résultats de Meyerhof se situe entre 13.44% et 59.63% et l'effet d'angle de frottement n'est pas très marqué. Les résultats de Hansen ont conduit à un taux d'erreur élevé, allant de 39.27% à 68.5% et ces taux d'erreur sont presque indépendants du rapport de profondeur.

On peut observer sur la courbe de la Fig. 2.10 que le taux d'erreur entre les résultats du troisième cas (q_{u3}) et ceux de Hansen forme un pic lorsque le rapport D_f/D passe de 1 à 2.

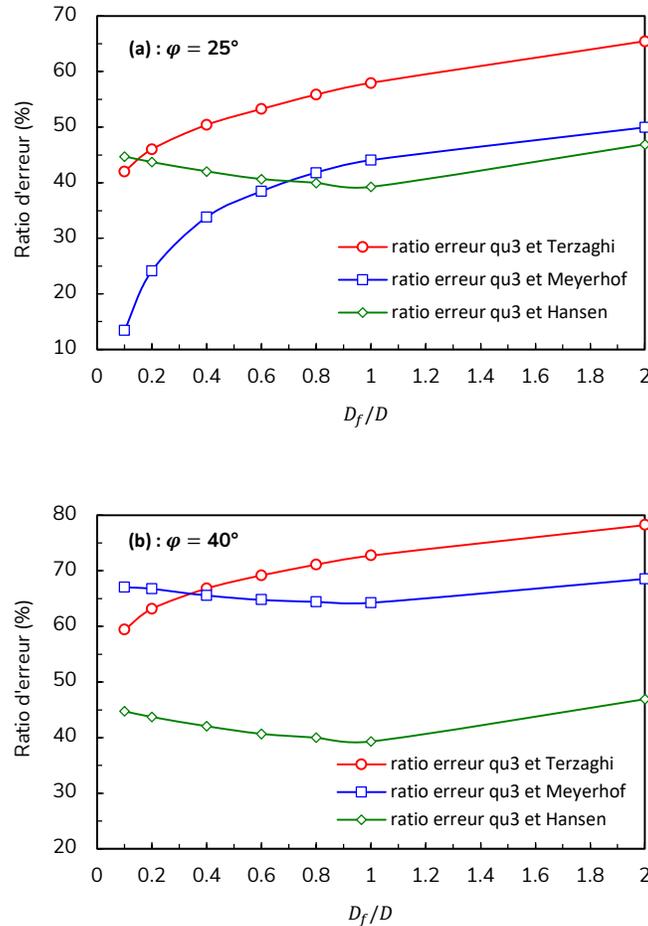


Figure 2.10 : Taux d'erreur entre les résultats de Flac^{2D} (q_{u3}) et la littérature : (a) $\phi = 25^\circ$, (b) $\phi = 40^\circ$

2.8.3. Mécanisme de rupture

Des exemples de mécanismes de rupture obtenus par modélisation numérique d'une semelle circulaire rugueuse avec Flac^{2D} sont présentés à la Fig. 2.11. Pour les deux cas étudiés dans la section précédente (c'est-à-dire que q_{u2} est la capacité portante calculée directement et q_{u3} est la capacité portante évaluée pour le cas d'une semelle circulaire enterrée), avec un angle de frottement du sol de 30° et un rapport de profondeur $D_f/D = 0.1, 0.6$ et 1 .

Il ressort de la figure suivante que la taille de la zone de cisaillement du mécanisme de rupture dans le cas d'une semelle circulaire encastrée est plus grande que celle du premier cas. De plus, pour le second cas, il est clair que la zone de rupture s'étend au-dessus du niveau de la base de la semelle. Alors que dans l'analyse de Terzaghi, la résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de la base de la semelle est négligée, ce qui explique l'erreur due à l'hypothèse de superposition. Cette erreur augmente avec la profondeur de la semelle.

D'après la comparaison des résultats obtenus avec Flac^{2D} et ceux disponibles dans la littérature pour la capacité portante d'une semelle circulaire encastrée, avec un rapport de profondeur variant de 0.1 à 2 et un angle de frottement entre 25° et 40°, la présente étude démontre que les valeurs de capacité portante fournies par la méthode de superposition sont nettement inférieures à celles obtenues avec Flac^{2D}, où la semelle est modélisée comme une semelle encastrée. La superposition sous-estime systématiquement la capacité portante. Bien que cette hypothèse soit prudente, les erreurs liées à son utilisation dépassent souvent 50%.

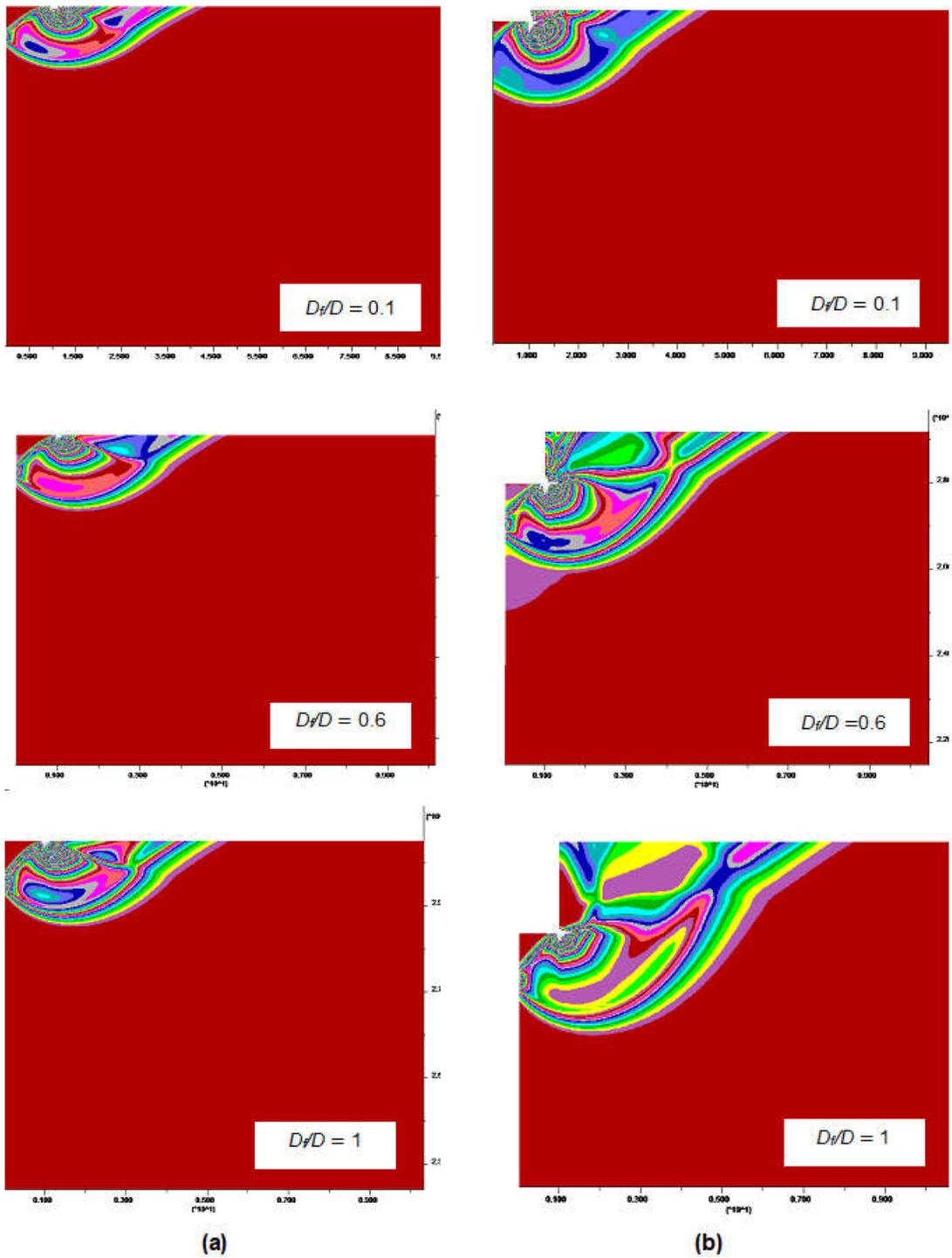


Figure 2.11 : Contours de la déformation de cisaillement maximale pour une semelle circulaire dans le cas où $\varphi = 30^\circ$:

(a) Surcharge équivalente utilisée pour remplacer le sol au-dessus de la base de la semelle

(b) Semelle modélisée comme une semelle encastée

2.8.4. Évaluation des facteurs de capacité portante N'_γ et N'_q

La procédure de modélisation numérique a d'abord été évaluée pour N'_γ et N'_q pour des semelles circulaires sur la surface de sable. Selon la littérature, les facteurs de capacité portante sont définis comme $N'_\gamma = 2q_u/\gamma D$, lorsque $c = 0$, $q = 0$ et $N'_q = q_u/q$, avec $\gamma = c = 0$ pour des semelles rugueuses, avec des angles de frottement du sol variant de 25° à 40° .

La Fig. 2.12 présente les valeurs de N'_γ en fonction de φ , issues de FLAC, ainsi que celles fournies par divers auteurs. Les valeurs de N'_γ obtenues dans cette étude se révèlent supérieures à celles rapportées par Terzaghi (1943), tandis que les résultats obtenus par Taghvamanesh et Moayed (2021), Erickson et Drescher (2002), Kumar et Chakraborty (2015), Loukidis et Salgado (2009), Manoharan et Dasgupta (1995), Martin (2004) et Meyerhof (1963), sont très proches des valeurs de N'_γ issues des calculs réalisés dans cette étude. Les résultats de Bolton et Lau (1993) semblent être très élevés.

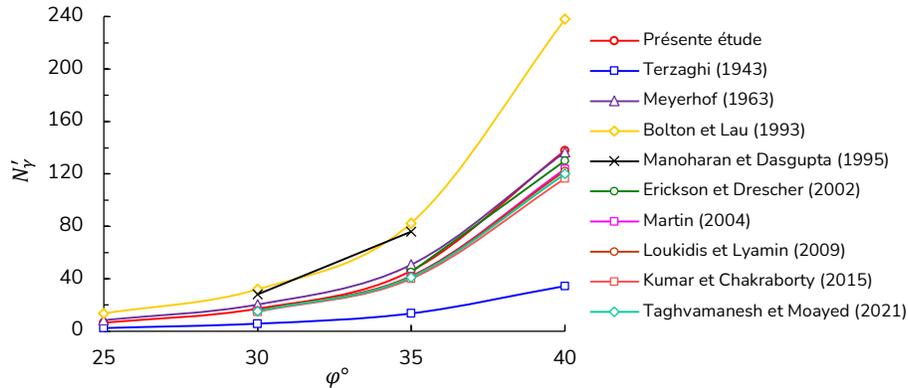


Figure 2.12 : Comparaison des valeurs N'_γ en fonction de φ pour une semelle circulaire à la surface

La Fig. 2.13 illustre la comparaison des facteurs de capacité portante N'_q pour des semelles circulaires rugueuses. Les résultats de la présente solution sont en accord avec ceux obtenus par Loukidis et Salgado (2009), Manoharan et Dasgupta (1995) et Martin (2004). En revanche, les valeurs rapportées par Bolton et Lau (1993), Meyerhof (1963) et Terzaghi (1943) sont inférieures à celles obtenues dans la présente analyse.

Plusieurs modélisations numériques ont été réalisées pour étudier l'effet du rapport de profondeur D_f/D sur les facteurs de capacité portante (N'_γ et N'_q) d'une semelle circulaire encastée qui subit une charge axiale, pour différentes valeurs d'angle de frottement interne du sol φ . Les résultats de calcul, définis dans les Éqs. 2.16 et 2.17 pour N'_γ et N'_q respectivement, sont présentés dans les Figs. 2.14 et 2.15. Les résultats de Lyamin et al. (2007) sont également été intégrés, afin de permettre une comparaison plus complète des valeurs obtenues.

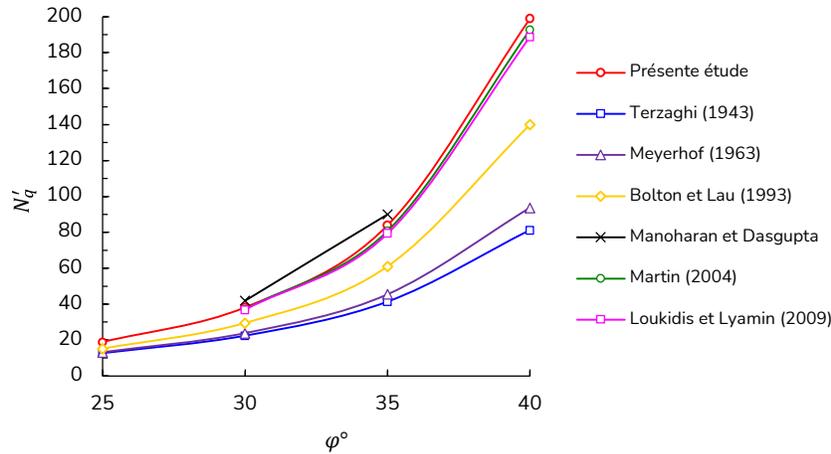


Figure 2.13 : Comparaison des valeurs de N'_q pour une semelle circulaire à la surface

La Fig. 2.14 illustre une comparaison entre les valeurs de N'_y obtenues dans cette étude et celles rapportées par Lyamin et al. (2007) ainsi que Mohapatra et Kumar (2020). Une bonne concordance entre ces résultats et ceux de l'étude actuelle peut être observée. Le facteur N'_y des semelles circulaires encastrées montre effectivement une augmentation proportionnelle avec l'augmentation du rapport D_f/D ainsi que de l'angle de frottement interne du sol φ .

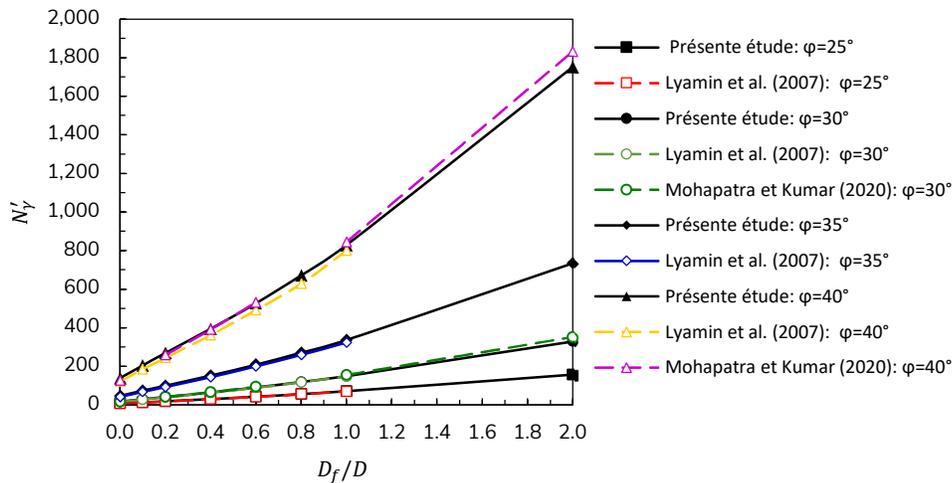


Figure 2.14 : Variation de N'_y en fonction de D_f/D et φ pour une semelle circulaire encastrée

La Fig. 2.15 illustre une comparaison des valeurs de N'_q obtenus pour une semelle circulaire encastrée avec un rapport de profondeur variant entre 0.1 et 2 avec ceux de Mohapatra et Kumar (2020). Pour ce cas le sol est attribué à un angle de frottement allant de 25° à 40° et une surcharge adjacente à la semelle ($q_0 = 10$ kPa) comme illustré dans la Fig. 2.16. Dans le cas de la présence d'une surcharge adjacente à semelle circulaire encastrée, il est clair d'après la Fig. 2.15 que le facteur la de capacité portante N'_q augmente avec l'augmentation du rapport de profondeur. L'effet de profondeur est

significatif, en particulier pour des rapports élevés, le facteur passant de 199 à 495.3 respectivement pour le cas de la semelle en surface et pour une semelle circulaire encastrée avec un rapport $D_f/D = 2$ et un angle de frottement $\varphi = 40^\circ$. En outre, il est clair que le facteur de capacité portante N'_q montre une dépendance significative à l'angle de frottement interne du sol φ , avec des valeurs croissantes à mesure que cet angle augmente. Cette tendance est particulièrement accentuée pour des angles élevés.

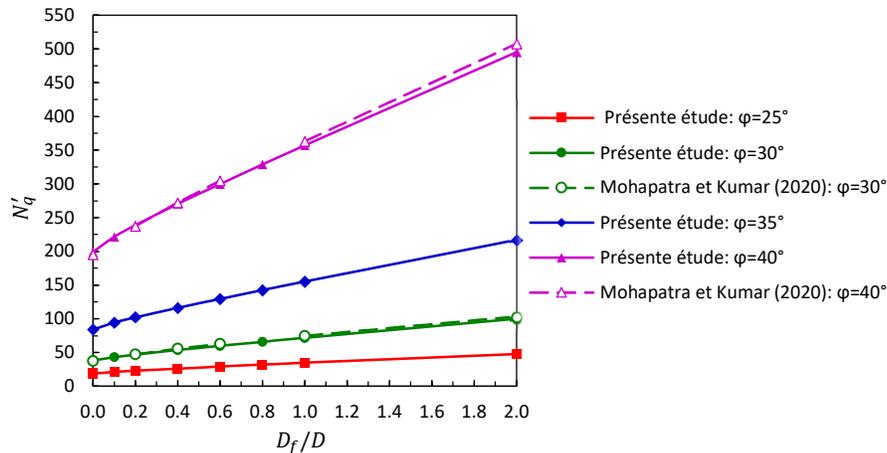


Figure 2.15 : Variation de N'_q en fonction de D_f/D et φ pour une semelle circulaire encastrée

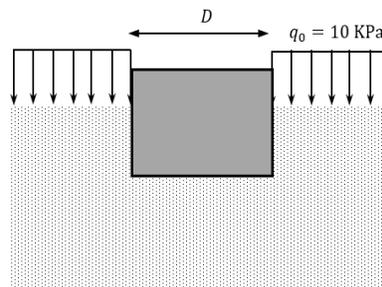
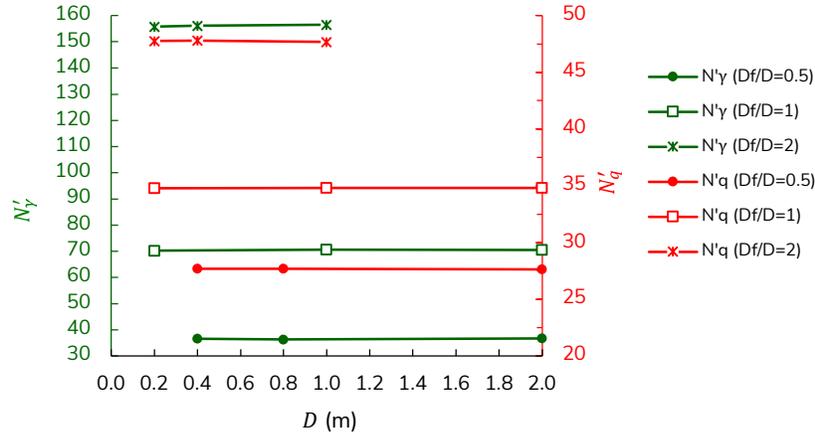


Figure 2.16 : Définition du problème pour l'évaluation de N'_q

2.8.5. Effet de l'échelle

Pour examiner l'impact de l'échelle de fondation sur l'évaluation des facteurs de capacité portante, des tests numériques ont été réalisés sur des fondations circulaires encastées avec des rapports de profondeur D_f/D allant de 0.5, 1 et 2, avec un angle de frottement $\varphi = 25^\circ$. L'analyse a été répétée pour différentes largeurs et profondeurs. Les résultats présentés dans la Fig. 2.17, montrent clairement que les facteurs N'_γ et N'_q demeurent constants pour un même rapport de profondeur, confirmant ainsi l'adimensionnalité de ces facteurs dans ce contexte.

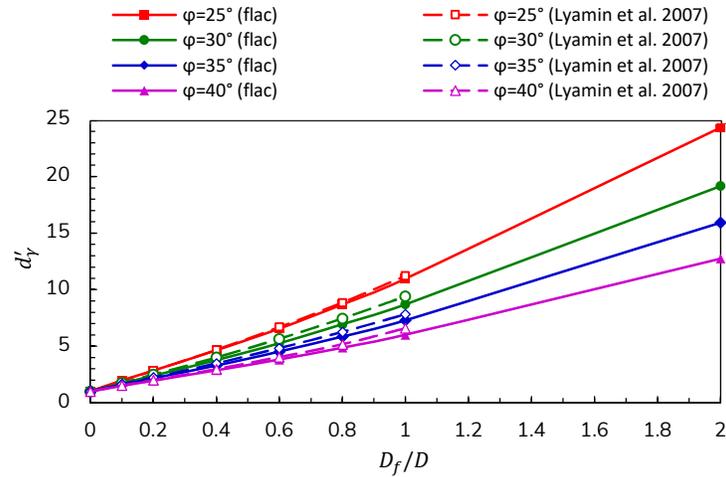

 Figure 2.17 : Facteurs N'_γ et N'_q avec des géométries variées pour un angle de frottement $\phi = 25^\circ$

2.8.6. Facteurs de profondeurs d'_γ et d'_q

Dans cette section, nous exposons les résultats de la modélisation numérique adoptée pour obtenir les valeurs des facteurs de profondeur d'_γ et d'_q à utiliser dans le calcul de la capacité portante d'une fondation circulaire rugueuse encastée. Les facteurs de profondeur sont déterminés en calculant la capacité portante pour plusieurs rapports de profondeur, puis en les comparant à celle d'une fondation circulaire située à la surface du sol. Les angles de frottement du sol utilisés dans cette partie varient entre 25° et 40° par paliers de 5° . Dans un premier temps, le facteur d'_γ est déterminé pour le cas du sol pesant ($\gamma \neq 0$, $q = 0$) selon l'Éq. (2.18).

$$d'_\gamma = \frac{q_u \left| \frac{D_f}{D} \right|_{\text{circulaire}}^{\text{circulaire}}}{q_u \left| \frac{D_f}{D} \right|_{\text{circulaire}}^{\text{circulaire}}} \quad (2.18)$$

La Fig. 2.18 montre que les valeurs de d'_γ augmentent progressivement avec l'élévation du rapport D_f/D , tandis que le facteur de profondeur de cette étude diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement. Il convient également de noter que les valeurs obtenues par Flac^{2D} sont très proches de celles de Lyamin et al. (2007). En revanche, dans la plupart des travaux précédents, l'hypothèse classique consiste à prendre une valeur égale à 1, ce qui suppose que l'effet de la résistance au cisaillement du sable le long de la surface de glissement au-dessus de la base d'une fondation encastée est entièrement capturé par le facteur de profondeur d'_q (Janabi et al., 2023a).


 Figure 2.18 : Variation du facteur de profondeur d'_y en fonction de D_f/D et ϕ

L'Éq. (2.19) fournit les valeurs du facteur de profondeur d'_q pour une fondation circulaire encastrée en présence d'une surcharge adjacente à la surface du sol. Ces valeurs tiennent compte des effets de la surcharge sur la capacité portante, permettant ainsi une évaluation plus précise de la performance de la fondation dans des conditions de charge spécifiques.

$$d'_q = \frac{q_u \left| \frac{D_f}{D} \neq 0 \right|^{\text{circulaire}}}{q_u \left| \frac{D_f}{D} = 0 \right|^{\text{circulaire}}} \quad (2.19)$$

Le Fig. 2.19 illustre la variation du facteur de profondeur d'_q en fonction du rapport de profondeur et de l'angle de frottement du sol. Selon la Fig. 2.19, il est clair que le facteur de profondeur d'_q augmente avec l'augmentation du rapport de profondeur D_f/D , et il est également indépendant de l'angle de frottement. Les courbes mentionnées dans la Fig. 2.19 peuvent être utilisées pour établir la courbe tendance présentée dans la Fig. 2.20. Cette courbe permet d'obtenir une formule mathématique pour la détermination du facteur de profondeur d'_q . L'équation peut être formulée de la manière suivante :

$$d'_q = 0.764 \left(\frac{D_f}{D} \right) + 1.0539 \quad \text{où ; } D_f \neq 0 \quad (2.20)$$

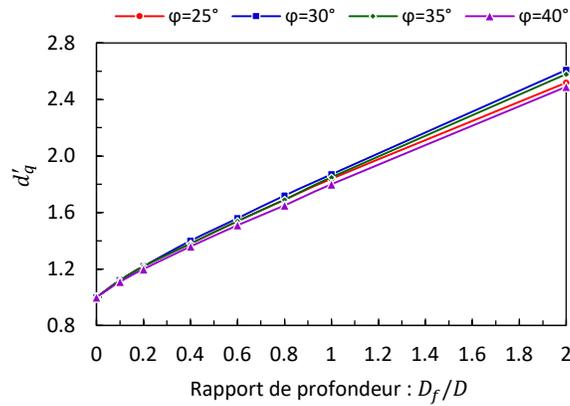


Figure 2.19 : Variation du facteur de profondeur d'_q en fonction de D_f/D et φ

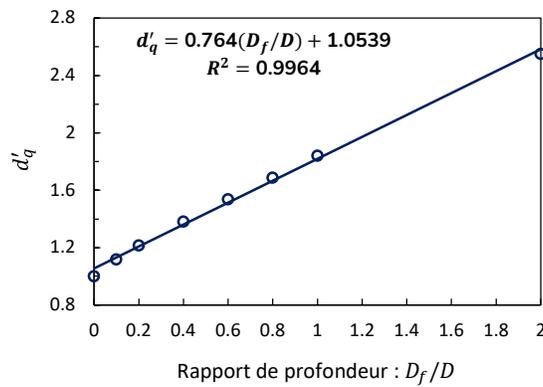


Figure 2.20 : Courbe de tendance de la variation du facteur de profondeur d'_q en fonction de D_f/D

La Fig. 2.20 représente la courbe de tendance de la variation du facteur de profondeur d'_q qui montre une relation linéaire ou quasi-linéaire entre d'_q et le rapport de profondeur D_f/D . En général, cette courbe illustre comment le facteur d'_q augmente avec le rapport de profondeur, indiquant que la profondeur d'encastrement joue un rôle crucial dans la capacité portante. Cette représentation graphique permet d'identifier facilement des valeurs estimées pour d'_q en fonction de D_f/D , facilitant ainsi l'intégration de ces résultats dans des calculs pratiques pour les semelles circulaires encastrées.

2.9. Conclusion

Ce chapitre vise deux objectifs qui concerne le calcul de la portance des fondations circulaires encastrées dans un sable. Le premier représente l'évaluation de la validité de l'hypothèse de superposition de Terzaghi, par ailleurs le deuxième représente l'étude de l'effet de la profondeur sur le calcul de la portance des semelles circulaires encastrées.

Dans cette étude le code de différences finies Flac^{2D} a été utilisé pour modéliser et analyser le comportement d'une fondation circulaire rugueuse encastrée, soumise à une charge axiale et repose sur un sol caractérisé par le critère de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement associative. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de graphiques et de tableaux. À partir des comparaisons avec diverses études disponibles dans la littérature, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Il est évident que l'étude démontre que les valeurs de capacité portante fournies par la méthode de superposition sont considérablement inférieures à celles obtenues avec Flac^{2D}, où un calcul direct est adopté. La superposition sous-estime systématiquement la capacité portante. Bien que cette hypothèse soit conservatrice, les erreurs qu'elle entraîne peuvent dépasser 50%. Il est donc juste de dire qu'elle n'est pas valide pour une fondation circulaire encastrée dans le sable.
- Les résultats de N'_y de ce travail sont en bon accord avec les solutions obtenues par [Lyamin et al. \(2007\)](#), montrant que N'_y augmente avec le rapport D_f/D et l'angle de frottement φ .
- En présence d'une surcharge adjacente, N'_q augmente également avec le rapport de profondeur, l'effet de profondeur étant particulièrement marqué pour des rapports élevés. Il est à noter que N'_q dépend clairement de l'angle de frottement du sol, avec des valeurs qui augmentent significativement à des angles plus élevés.
- Cette étude permet de conclure que les facteurs N'_y et N'_q restent constants pour un même rapport de profondeur de la fondation, confirmant ainsi l'adimensionnalité de ces facteurs dans ce contexte. Cela souligne l'importance de ces relations dans l'évaluation de la capacité portante, facilitant l'application de méthodes simplifiées lors de l'analyse des fondations encastrées.
- Les valeurs de d'_y sont proportionnelles au rapport de profondeur D_f/D et diminuent avec l'augmentation de l'angle de frottement. Cela indique que, à mesure que la profondeur d'encastrement augmente, l'effet sur le facteur de profondeur devient plus marqué, tandis qu'une augmentation de l'angle de frottement tend à réduire la contribution de la résistance au cisaillement du sol.
- Une équation simplifiée est proposée à partir des courbes obtenus pour déterminer les valeurs du facteur d'_q . Il semble que le facteur de profondeur augmente avec l'augmentation du rapport de profondeur D_f/D et qu'il soit indépendant de l'angle de frottement. Cette relation permet de faciliter l'évaluation du facteur d'_q dans des conditions variées, offrant ainsi un outil pratique pour les ingénieurs en géotechnique lors de la conception de fondations circulaires encastrées dans le sable.

CHAPITRE 3 :
ÉTUDE NUMÉRIQUE DE LA
PORTANCE DES FONDATIONS
SUPERFICIELLES SUR UNE
BICOUCHE DE SABLE

Chapitre 3 : Étude numérique de la portance des fondations superficielles sur une bicouche de sable

3.1. Introduction

Les études antérieures sur la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un sol bicouche de sable (sable dense sur sable meuble) montrent que l'épaisseur de la couche dense ainsi que les propriétés des matériaux, notamment les angles de frottement, contribuent à optimiser la capacité portante. Cependant, des incertitudes persistent quant à la modélisation précise de ces interactions complexes. Dans ce contexte, le code numérique [Optum G2 \(2023\)](#) est utilisé pour simuler ces phénomènes en intégrant les concepts de plasticité, d'analyse limite et des modèles de comportement des sols. La méthodologie adoptée repose sur des maillages adaptatifs optimisés pour capturer les zones de cisaillement plastique et les mécanismes de rupture. Les résultats sont ensuite discutés pour un sol homogène puis pour des configurations de sol stratifié, en mettant en évidence l'effet de la variation du facteur d'efficacité et des schémas de rupture. Ce chapitre contribue ainsi à une meilleure compréhension de l'impact de la stratification sur la stabilité des fondations superficielles.

3.2. Exposé du problème

Bien que la plupart des équations de capacité portante présentés dans la littérature supposent des dépôts de sol homogènes sous la fondation, le sol est souvent non homogène en pratique. Dans les cas où le sol sous-jacent est stratifié, combinant des matériaux aux résistances et compressibilités variables, la capacité portante des fondations superficielles revêt une importance particulière dans la conception des infrastructures. Par exemple, une couche supérieure dense reposant sur une couche plus meuble peut modifier le transfert des charges, nécessitant une analyse approfondie pour garantir la stabilité des fondations. Les interactions entre les couches de sol influencent non seulement la répartition des contraintes, mais aussi le comportement des fondations sous les charges appliquées. Dans ces contextes complexes, il devient indispensable d'utiliser des outils d'analyse précis, comme les méthodes numériques, pour estimer correctement la capacité portante ([Benmoussa et al., 2021](#),

2024). La capacité portante ultime peut ainsi être déterminée par des méthodes analytiques, telles que la théorie de la plasticité et les éléments finis, ou par des méthodes expérimentales impliquant divers modèles et prototypes. De nombreuses études ont exploré ces phénomènes en examinant les fondations sur des sols stratifiés pour développer des approches optimisées et améliorer la sécurité des structures.

L'effet de la stratification du sol sur la portance des fondations sur des sols stratifiés a été étudié de diverses manières, notamment en combinant différents types de sols, comme du sable (ou de l'argile) sur de l'argile (ou du sable) (Meyerhof, 1974). Certaines de ces études se concentrent sur la capacité portante lorsqu'une couche de sable dense est placée au-dessus d'une argile molle (Oda et Win, 1990 ; Michalowski et Shi, 1995 ; Okamura et al., 1998 ; Kumar et Chakraborty, 2015). En revanche, les recherches sur les fondations reposant sur deux couches de sable restent limitées (Meyerhof et Hanna, 1978 ; Hanna, 1981, 1982). Ces travaux montrent que la capacité portante d'une fondation est influencée par la nature des deux couches de sol et leurs interactions, la résistance de la couche supérieure renforçant notablement la capacité portante, même si la couche inférieure est plus faible.

Le problème de détermination de la capacité portante ultime peut être résolu en utilisant des méthodes analytiques et expérimentales. Dans les méthodes analytiques, on peut appliquer la théorie de la plasticité et la méthode des éléments finis, tandis que dans les méthodes expérimentales, différents types de modèles et de prototypes peuvent être utilisés. En revanche, la présente étude vise à combler cette lacune en examinant avec précision l'amélioration de la capacité portante ultime des semelles filantes et circulaires sur une couche de sable dense recouvrant du sable meuble. L'étude se concentre sur l'application de l'analyse élastoplastique en utilisant le code Optum G2, basé sur la méthode des éléments finis, qui constitue une approche numérique puissante et précise. Une analyse paramétrique approfondie a été menée en faisant varier l'épaisseur de la couche supérieure et l'angle de frottement de deux couches de sol. Les résultats sur l'amélioration de la capacité portante sont présentés sous forme adimensionnelle et comparés aux données théoriques et expérimentales disponibles.

3.3. Présentation de code numérique Optum G2

Dans le cadre de cette thèse, le logiciel Optum G2 (version 2023) a été choisi pour la simulation numérique des fondations superficielles. Optum est un logiciel d'éléments finis en deux dimensions, spécifiquement développé pour répondre aux exigences géotechniques. Il s'appuie sur des techniques d'optimisation numérique avancées, offrant une plateforme graphique intuitive qui simplifie la conception et la modélisation de géostructures complexes. Bien qu'il partage certaines similarités avec d'autres logiciels d'éléments finis, Optum présente des avantages distincts, notamment :

- ▶ Réponses directes et précises : Le logiciel permet d'obtenir des réponses rapides à des questions précises, sans nécessiter des analyses élastoplastiques complexes et prolongées. Grâce à l'analyse limite, il est possible de fournir une estimation rapide de la capacité portante des géostructures.
- ▶ Estimation des bornes inférieures et supérieures : Optum calcule des limites inférieures et supérieures très proches de la charge de rupture réelle, ce qui permet de délimiter la solution exacte avec une grande précision.
- ▶ Analyse probabiliste : Le logiciel est capable de mener des analyses probabilistes fondées sur des champs aléatoires. Cela inclut la création de distributions aléatoires pour un paramètre donné, suivie de simulations Monte Carlo. Ainsi, plutôt que d'obtenir une estimation unique de la capacité portante, Optum fournit des distributions de probabilité associées à cette capacité.

Dans la section suivante, nous explorerons certains aspects théoriques liés à la plasticité, à l'analyse limite, ainsi qu'aux modèles de matériaux disponibles dans Optum (2023).

3.3.1. Théorie de plasticité

La théorie de la plasticité repose sur un principe clé : un matériau possède un seuil limite au-delà duquel il ne peut plus supporter les contraintes qui lui sont appliquées. Ce seuil est défini par la fonction de rupture $F(\sigma)$. Tant que $F(\sigma) \leq 0$, le matériau reste dans un état de contrainte admissible. Cependant, lorsque $F(\sigma) = 0$, le matériau atteint sa limite de résistance, aussi appelée surface de rupture (Fig. 3.1). Cette surface, qui est toujours convexe, peut être ouverte ou fermée selon le comportement du matériau. L'hypothèse fondamentale de la théorie classique de la plasticité stipule que toute déformation totale d'un matériau peut être décomposée en deux composantes : une déformation élastique et une déformation plastique. Mathématiquement, cette relation s'exprime par :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.1)$$

Où ε représente la déformation totale, ε^e la déformation élastique, et ε^p la déformation plastique.

La déformation élastique est directement proportionnelle aux contraintes appliquées, exprimée par la relation :

$$\varepsilon^e = \mathbb{C}\sigma \quad (3.2)$$

où ; \mathbb{C} est le module de conformité élastique. En ce qui concerne la déformation plastique, elle est régie par une règle d'écoulement :

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (3.3)$$

Le paramètre $\dot{\lambda}$ est un multiplicateur plastique, tandis que G représente le potentiel d'écoulement. Pour que les déformations plastiques se produisent uniquement lorsque le matériau atteint son seuil de rupture, une condition supplémentaire est imposée :

$$\dot{\lambda}F(\sigma) = 0 \quad (3.4)$$

Le potentiel d'écoulement G peut prendre plusieurs formes. Toutefois, pour simplifier les calculs, il est souvent choisi égal à F , ce qui définit une règle d'écoulement dite « associée ». Si G diffère de F , la règle est alors « non-associée ».

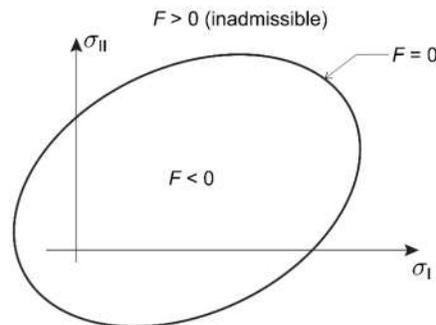


Figure 3.1 : Surface de rupture

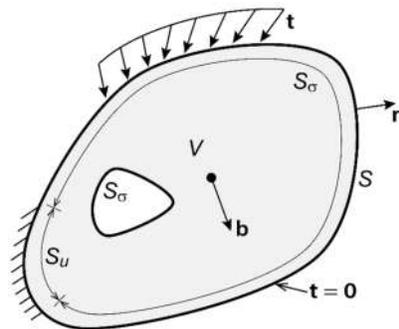


Figure 3.2 : Corps solide ayant un volume V , délimité par $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions αt sur S_σ , est fixé en S_u

3.3.2. Analyse limite

L'analyse limite s'intéresse aux structures rigide-plastiques soumises à des charges volumétriques, notées b , telles que le poids propre du matériau, et à des tractions t appliquées sur les frontières de la structure. L'objectif principal est de déterminer la charge maximale que la structure peut supporter avant de céder. Le multiplicateur de charge α est introduit pour modéliser ces tractions, αt , comme illustré à la Fig. 3.2. Lorsque la structure atteint la rupture, les déplacements deviennent théoriquement infinis.

Équations fondamentales de l'analyse limite :

- > Équations d'équilibre et de conditions aux limites :

$$\nabla^T \sigma + b = 0, \quad \text{dans } V \quad (3.5)$$

$$P^T \sigma = at, \quad \text{sur } S_\sigma \quad (3.6)$$

Où ∇^T est l'opérateur gradient et P^T définit la projection des contraintes sur la surface.

- > Conditions de rupture :

$$F(\sigma) \leq 0 \quad (3.7)$$

Qui peuvent être reformulées sous forme linéarisée :

$$F^T \sigma - K \leq 0 \quad (3.8)$$

- > Compatibilité entre la règle d'écoulement, les déformations et les déplacements :

$$\nabla \dot{u} = F \dot{\lambda} \quad (3.9)$$

- > Taux de travail dû aux tractions t , exprimé par l'intégrale :

$$\int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1 \quad (3.10)$$

Enfin, si une solution existe pour ces équations, elle est unique en ce qui concerne le multiplicateur α , bien qu'il puisse y avoir plusieurs distributions de contraintes ou de champs de déplacement correspondant à cette valeur de rupture.

► **Modèles de comportement :**

Le logiciel Optum offre une gamme de modèles pour modéliser différents types de sols et de matériaux géotechniques, en tenant compte des caractéristiques élastiques, plastiques et de rupture de ces matériaux. Parmi les modèles de comportement proposés par Optum, on trouve le modèle de Mohr-Coulomb qui est souvent utilisés pour simuler le comportement des sols cohérents et granulaires. Dans ce logiciel, le modèle de Mohr-Coulomb peut être associé à différents types de comportements élastiques. L'élasticité linéaire isotrope considère des propriétés mécaniques identiques dans toutes les directions, tandis que l'élasticité non linéaire isotrope modifie la rigidité du matériau en fonction de l'intensité des contraintes appliquées. Par ailleurs, l'élasticité non linéaire anisotrope permet de prendre en compte les variations de comportement mécanique en fonction de la direction, offrant ainsi une plus grande précision pour les matériaux aux propriétés directionnelles distinctes. Le modèle Mohr-Coulomb a déjà été décrit au chapitre précédent.

3.4. Présentation du cas étudié

Le problème étudié consiste à analyser le comportement d'une fondation superficielle, qui peut être de forme filante ou circulaire, reposant sur un sol composé de sable. La surface du sol est supposée horizontale, et une partie de la couche supérieure du sol, d'épaisseur H , est densifiée afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques du sol dans cette zone. La fondation est soumise à une charge verticale centrée Q , représentant une situation de charge commune pour les fondations superficielles dans de nombreux projets d'ingénierie géotechnique. La Fig. 3.3 illustre le modèle du problème de ce travail.

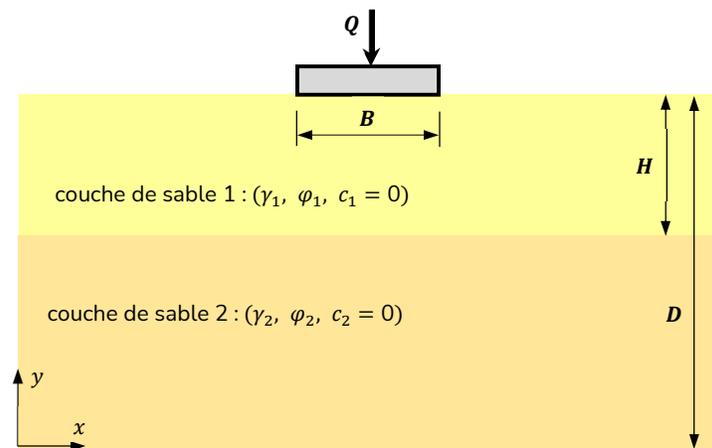


Figure 3.3 : Géométrie du problème étudié

Le paramètre B représente la largeur pour une semelle filante ou le diamètre pour une fondation circulaire. Cette étude vise à déterminer la capacité portante ultime q_u de la fondation via une analyse élastoplastique, en tenant compte de paramètres clés comme les angles de frottement internes φ_1 et φ_2 des couches de sol supérieure (densifiée) et inférieure (meuble), qui influencent directement la résistance au cisaillement. L'épaisseur H de la couche supérieure densifiée est également étudiée pour son rôle dans le renforcement de la capacité portante.

Afin de relier le poids volumique γ et l'angle de frottement φ , la relation de Bowles (1977) pour les sols sableux a été adoptée, facilitant une évaluation cohérente de la capacité portante à partir des caractéristiques géotechniques du sol. Le Tab. 3.1 présente les poids volumiques γ et les angles de frottement φ , pour différents types de sable, indiquant que l'augmentation de φ , s'accompagne d'une légère hausse de γ , en accord avec les observations géotechniques pour les matériaux sableux.

Cette étude a pour objectif d'évaluer l'impact des variations des angles de frottement internes et de l'épaisseur de la couche densifiée sur la capacité portante des fondations, en utilisant une analyse élastoplastique.

Tableau 3.1 : Poids volumiques et angles de frottement associés pour le sable dans l'analyse selon Bowles (1977)

Poids volumique γ (kN/m ³)	Angles de frottement φ (°)
14	30
15	32
16	34
17	36
18	38
19	40
20	42
21	44
22	46

3.5. Procédure de modélisation

La présente étude est basée sur l'analyse élastoplastique en utilisant le logiciel Optum, un programme spécialisé dans l'analyse des fondations et des structures géotechniques. Contrairement aux méthodes traditionnelles d'analyse limite, cette approche se concentre sur la simulation du comportement non linéaire des sols sous des charges appliquées. Le logiciel Optum est fondé sur la méthode des éléments finis et permet de modéliser à la fois les aspects élastiques et plastiques des matériaux de sol.

La fondation a été supposée rigide et rugueuse, et modélisée comme un élément de plaque rigide. Étant donné que le problème est axisymétrique, seule la moitié du domaine est modélisée pour simplifier l'analyse. De même, aucun déplacement horizontal n'a été permis le long de l'axe/plan de symétrie. Aucune déformation, ni verticale ni horizontale, n'a été permise pour les limites inférieure, horizontale et latérale droite verticale du domaine choisi. (Fig. 3.4).

Les limites horizontales et verticales sélectionnées ont été placées à des distances suffisantes de la fondation, et leurs positions ont été déterminées après plusieurs essais pour s'assurer que les zones plastiques et les régions de déplacement significatif obtenues dans l'analyse restent bien contenues dans le domaine de sol choisi. Il a été observé qu'une valeur de $L = 5B$ et de $D = 3B$ était généralement suffisante pour répondre à ces exigences ; les paramètres L et D sont définis à la Fig. 3.4. Le domaine choisi a été discrétisé en un ensemble d'éléments triangulaires.

Pour réaliser cette analyse, des éléments finis triangulaires à quinze nœuds ont été utilisés pour résoudre le problème en conditions de déformation plane pour les semelles filantes, et en conditions d'axisymétrie pour les semelles circulaires. Les contraintes nodales ont été traitées comme variables inconnues principales. De plus, dans le cas d'une analyse axisymétrique, les contraintes nodales ont été intégrées pour mieux capturer les effets tridimensionnels de la charge sur une fondation circulaire. Afin d'assurer une bonne continuité dans la distribution des contraintes, des discontinuités admissibles

statiquement ont été introduites le long des interfaces des éléments : les contraintes normales et de cisaillement ont été supposées continues le long de ces chemins.

Un maillage adaptatif est utilisé dans toutes les analyses, en appliquant la dissipation par cisaillement avec trois itérations adaptatives pour garantir un haut niveau de précision, conformément aux recommandations du manuel du logiciel Optum. Le nombre initial d'éléments dans le maillage est fixé à 1000, tandis que le maillage final atteint 10000 éléments. La Fig. 3.4 illustre un exemple de maillage adaptatif.

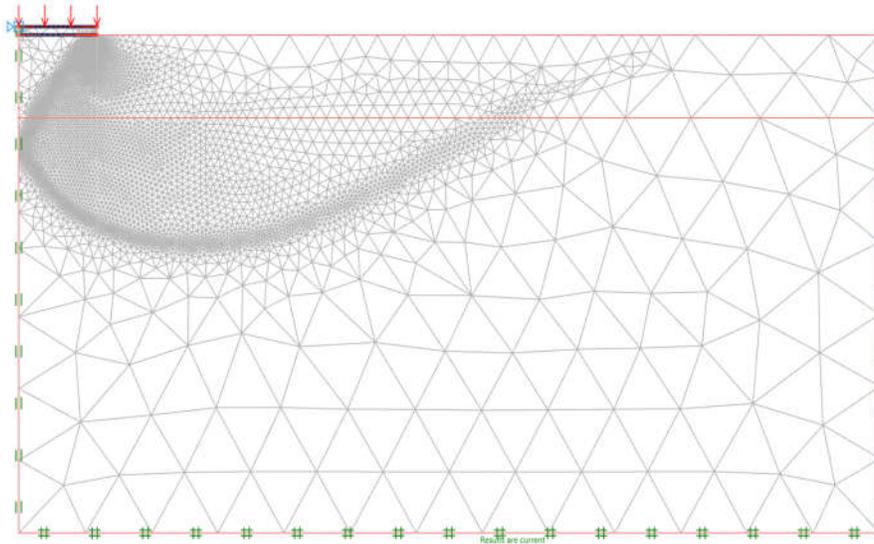


Figure 3.4 : Exemple de maillage adaptatif et conditions aux limites pour une semelle filante avec $\varphi_1 = 40^\circ$, $\varphi_2 = 36^\circ$, et $H/B = 0.5$

L'analyse élastoplastique permet de satisfaire les conditions d'équilibre, les conditions aux limites de contrainte et le critère de rupture de Mohr-Coulomb. L'objectif principal est de maximiser la charge de rupture de la fondation en tenant compte des interactions complexes entre les couches de sol.

Afin d'examiner la portance des fondations superficielles, la technique de chargement dite "Probe" est utilisée. Dans cette approche, une charge incrémentale est appliquée progressivement sur la semelle sous l'effet d'une charge verticale, jusqu'à ce que la semelle atteigne son état limite Loukidis, (2008) Cette méthode permet de déterminer avec précision la charge limite où la fondation entre en rupture, en observant le comportement du sol et des interactions entre les couches sous la fondation.

Les résultats de l'analyse élastoplastique ont permis de déterminer la capacité portante ultime pour différentes valeurs des angles de frottement φ_1 et φ_2 des couches supérieure et inférieure, ainsi que pour différentes valeurs du rapport H/B (épaisseur de la couche supérieure sur largeur de la fondation). Les résultats numériques obtenus ont ensuite été comparés aux solutions disponibles dans la littérature.

3.6. Résultats et discussions

3.6.1. Milieu homogène monocouche

L'étude a été entamée par le calcul des facteurs de capacité portante N_γ des semelles filantes rugueuses et circulaires reposant sur un milieu homogène de sable monocouche, avec un angle de frottement φ variant entre 30° à 45°. Les [Tabs. 3.2](#) et [3.3](#) présentent les facteurs N_γ obtenus pour des semelles filante et circulaire, respectivement comme suit :

$$N_\gamma = \frac{Qu/B}{0.5 \gamma B} \quad (3.11)$$

$$N_\gamma = \frac{Qu/(\pi B^2/4)}{0.5 \gamma B} \quad (3.12)$$

Le [Tab. 3.2](#) présente les valeurs de N_γ en fonction de φ , variant de 30° à 45°, issues de l'analyse de la semelle filante dans la présente étude, ainsi que celles fournies par divers auteurs. Les valeurs obtenues de N_γ sont comparées aux solutions rapportées par [Lyamin et al. \(2007\)](#), utilisant l'analyse limite par éléments finis combinée à une programmation conique du second ordre (SOCP), par [Kumar \(2009\)](#) avec la méthode des caractéristiques, permettant de déterminer des distributions précises de contraintes, par [Mohapatra et Kumar \(2020\)](#) utilisant une analyse quasi-cinématique de la limite plastique ; et par [Khatri et al. \(2017b\)](#) avec la méthode d'analyse limite.

Dans Le [Tab. 3.3](#), les valeurs de N_γ pour une semelle circulaire reposant sur un sol homogène monocouche sont comparées aux solutions de : [Loukidis et Salgado \(2009\)](#), obtenues par l'approche d'éléments finis (MEF), [Kumar et Chakraborty \(2015\)](#), ([Benmebarek et al., 2012](#)) par l'approche des différences finis et [Khatri et al. \(2017b\)](#), appliquant la méthode d'analyse limite pour obtenir des solutions précises et rigoureuse, [Taghvamanesh et Moayed \(2019\)](#), ainsi que les résultats obtenus de cette étude calculés par l'Optum.

Les [Tabs. 3.2](#) et [3.3](#) montrent que les valeurs de N_γ issues de la présente analyse sont en bon accord avec les solutions rapportées dans la littérature pour les semelles filantes et circulaires. Relativement, la solution proposée se rapproche particulièrement des résultats de [Kumar \(2009\)](#) obtenus par la méthode des caractéristiques, pour la semelle filante et de ceux de [Loukidis et Salgado \(2009\)](#) et [Taghvamanesh et Moayed \(2019\)](#) pour la semelle circulaire.

Tableau 3.2 : Comparaison de valeurs N_y pour semelle filante sur un sable homogène

φ (°)	Présente étude	Khatri et al. (2017)		Lyamin et al. (2007)		Mohapatra et Kumar (2020)	Kumar (2009)
		LB	UB	LB	UB		
30	14.78	14.41	14.89	14.57	15.90	15.60	14.68
35	34.53	33.46	34.82	33.81	36.98	-	34.31
40	85.69	82.33	86.56	82.29	91.86	88.39	85.10
45	234.50	220.89	237.89	221.71	255.44	243.76	232.6

Tableau 3.3 : Comparaison de valeurs N_y pour semelle circulaire sur un sable homogène

φ (°)	Présente étude	Benmebarek et al. (2012)	Khatri et al. (2017)		Kumar et Chakraborty (2015)	Taghvamanesh et Moayed (2019)	Loukidis et Lyamin (2009)
			LB	UB			
30	15.55	17.5	14.82	15.63	14.80	15.62	15.8
35	41.93	44.5	39.77	42.07	40.10	42.21	42.0
40	123.74	133.7	115.71	124.31	116.57	124.97	122.2
45	417.32	460.9	379.62	419.57	380.08	422.68	408.50

3.6.2. Sable stratifié en deux couches

La capacité portante des semelles filantes et circulaires sur un bicouche (sable dense sur sable meuble) est évaluée numériquement pour différents rapports H/B et angles de frottement φ_1 et φ_2 . Dans cette analyse, l'angle de frottement de la couche supérieure (sable dense), φ_1 , varie entre 38° à 46° par incréments de 2° , tandis que l'angle de frottement de la couche inférieure (sable meuble), φ_2 , varie entre 30° et 36° , par pas de 2° . Le paramètre H représente l'épaisseur de la couche supérieure (sable dense), et le rapport H/B varie de 0.25 à 2. Les valeurs de la capacité portante obtenues sont présentées dans les Tab 3.4 et 3.5 pour les semelles filantes et circulaires respectivement.

Le paramètre H représente l'épaisseur de la couche supérieure (sable dense) et le rapport H/B varie de 0.25 à 2. Les valeurs de la capacité portante obtenues sont illustrées sur les Tabs. 3.4 et 3.5 pour des semelles filantes et circulaires respectivement.

L'étude des Tabs 3.4 et 3.5 révèle qu'avec l'augmentation du rapport d'épaisseur de 0.25 à 2.00, la capacité portante augmente. Cette hausse est attribuée à l'accroissement de l'épaisseur de la couche supérieure de sable dense. La capacité portante la plus élevée a été observée pour un rapport d'épaisseur de 2.0 et des angles de frottement élevés, tandis que la capacité portante la plus faible correspondait à un rapport d'épaisseur de 0.

La capacité portante d'un sol de sable stratifié en deux couches peut être exprimée à l'aide d'un facteur d'efficacité, représentant le rapport entre la capacité portante de la fondation dans un milieu à deux couches (sable dense sur sable meuble) et celle d'un sol homogène de sable meuble. Ce facteur est calculé en fonction des angles de frottement φ_1 et φ_2 des couches supérieure et inférieure, ainsi que du rapport H/B .

Tableau 3.4 : Capacité portante pour différents rapports d'épaisseur d'une semelle filante sur une bicouche de sable

	H/B	$\varphi_2 = 30^\circ$	$\varphi_2 = 32^\circ$	$\varphi_2 = 34^\circ$	$\varphi_2 = 36^\circ$
$\varphi_1 = 38^\circ$	0	206.94	309.74	464.56	699.96
	0.25	353.36	461.18	605.22	799.20
	0.5	479.02	585.18	715.04	870.18
	0.75	611.19	711.18	821.78	940.45
	1	750.06	836.22	920.99	999.08
	1.25	890.47	959.20	1 017.20	1 058.42
	1.5	1 036.72	1 062.20	1 062.17	1 062.19
	1.75	1 062.13	1 062.14	1 062.13	1 062.12
	2	1 062.20	1 062.15	1 062.24	1 062.20
$\varphi_1 = 40^\circ$	0	206.93	309.75	464.52	699.92
	0.25	387.86	508.79	672.13	895.00
	0.5	552.54	682.66	845.95	1 051.10
	0.75	731.45	865.89	1 023.20	1 204.62
	1	927.93	1 060.58	1 202.49	1 349.78
	1.25	1 135.16	1 257.00	1 376.50	1 486.13
	1.5	1 350.78	1 458.74	1 553.51	1 627.24
	1.75	1 577.12	1 628.16	1 628.14	1 628.11
	2	1 628.05	1 628.09	1 628.16	1 628.00
$\varphi_1 = 42^\circ$	0	206.95	309.74	464.57	699.91
	0.25	421.90	555.49	737.35	987.46
	0.5	628.00	782.34	979.77	1 233.21
	0.75	857.96	1 028.92	1 235.70	1 484.97
	1	1 115.86	1 299.80	1 509.83	1 743.67
	1.25	1 400.66	1 588.94	1 788.68	1 994.66
	1.5	1 700.49	1 886.90	2 070.77	2 243.61
	1.75	2 014.10	2 197.47	2 362.40	2 501.83
	2	2 352.54	2 521.07	2 527.47	2 527.68
$\varphi_1 = 44^\circ$	0	206.96	309.77	464.52	699.94
	0.25	455.71	601.58	801.06	1 077.51
	0.5	705.61	884.49	1 116.14	1 418.79
	0.75	990.91	1 199.98	1 458.79	1 779.81
	1	1 315.87	1 553.02	1 835.08	2 168.03
	1.25	1 675.79	1 941.24	2 239.95	2 568.31
	1.5	2 068.58	2 352.41	2 655.97	2 970.07
	1.75	2 492.41	2 788.47	3 088.71	3 379.28
	2	2 955.99	3 249.97	3 538.30	3 803.06
$\varphi_1 = 46^\circ$	0	206.97	309.76	464.55	699.96
	0.25	489.65	647.28	863.94	1 165.61
	0.5	785.66	989.32	1 255.57	1 607.35
	0.75	1 130.51	1 379.12	1 691.96	2 088.51
	1	1 527.15	1 820.97	2 178.84	2 615.63
	1.25	1 966.90	2 308.12	2 711.66	3 184.43
	1.5	2 458.62	2 846.56	3 285.67	3 773.83
	1.75	3 017.25	3 439.09	3 897.22	4 382.72
	2	3 626.08	4 070.85	4 538.69	5 019.62

Tableau 3.5 : Capacité portante pour différents rapports d'épaisseur d'une semelle circulaire sur une bicouche de sable

	H/B	$\varphi_2 = 30^\circ$	$\varphi_2 = 32^\circ$	$\varphi_2 = 34^\circ$	$\varphi_2 = 36^\circ$
$\varphi_1 = 38^\circ$	0	217.80	344.09	546.98	878.02
	0.25	495.15	639.12	830.24	1 085.07
	0.5	785.47	919.91	1 073.60	1 243.91
	0.75	1 115.12	1 212.73	1 301.76	1 375.65
	1	1 425.67	1 425.89	1 426.11	1 425.80
	1.25	1 425.95	1 426.42	1 426.06	1 425.53
	1.5	1 426.22	1 425.49	1 426.30	1 425.91
	1.75	1 425.75	1 426.23	1 425.19	1 426.03
	2	1 425.74	1 425.95	1 425.67	1 425.93
$\varphi_1 = 40^\circ$	0	217.79	344.11	547.06	877.97
	0.25	573.84	747.59	982.49	1 302.61
	0.5	986.82	1 177.70	1 406.46	1 678.96
	0.75	1 498.85	1 678.48	1 862.51	2 045.54
	1	2 073.13	2 193.83	2 291.72	2 351.77
	1.25	2 353.11	2 351.78	2 353.86	2 353.77
	1.5	2 352.95	2 352.42	2 348.91	2 352.52
	1.75	2 351.35	2 352.58	2 348.27	2 352.75
	2	2 351.51	2 352.37	2 350.63	2 352.21
$\varphi_1 = 42^\circ$	0	217.81	344.03	547.18	877.65
	0.25	656.21	860.77	1 140.89	1 528.49
	0.5	1 212.29	1 467.49	1 785.06	2 177.83
	0.75	1 948.00	2 231.80	2 549.50	2 893.58
	1	2 852.36	3 117.58	3 369.03	3 598.99
	1.25	3 840.47	3 948.80	3 949.40	3 954.31
	1.5	3 935.13	3 950.65	3 954.01	3 953.84
	1.75	3 954.85	3 953.21	3 952.25	3 951.80
	2	3 942.38	3 898.60	3 954.37	3 953.13
$\varphi_1 = 44^\circ$	0	217.85	343.99	547.07	877.69
	0.25	742.68	979.17	1 305.89	1 764.32
	0.5	1 463.36	1 791.65	2 207.91	2 741.99
	0.75	2 467.48	2 875.19	3 356.91	3 909.31
	1	3 776.53	4 234.40	4 722.02	5 222.33
	1.25	5 355.57	5 792.89	6 187.01	6 527.23
	1.5	6 791.66	6 787.36	6 786.56	6 788.42
	1.75	6 778.69	6 791.25	6 746.54	6 780.90
	2	6 764.08	6 761.72	6 763.64	6 784.65
$\varphi_1 = 46^\circ$	0	217.79	344.15	546.95	878.12
	0.25	833.67	1 102.92	1 478.08	2 008.83
	0.5	1 741.92	2 150.77	2 679.35	3 369.76
	0.75	3 064.52	3 618.53	4 291.06	5 114.50
	1	4 858.58	5 549.66	6 350.18	7 229.91
	1.25	7 147.70	7 940.69	8 696.31	9 593.66
	1.5	9 883.69	10 676.80	11 381.35	11 934.54
	1.75	11 978.96	11 807.18	11 971.17	11 966.50
	2	11 977.44	11 893.58	11 965.03	11 973.80

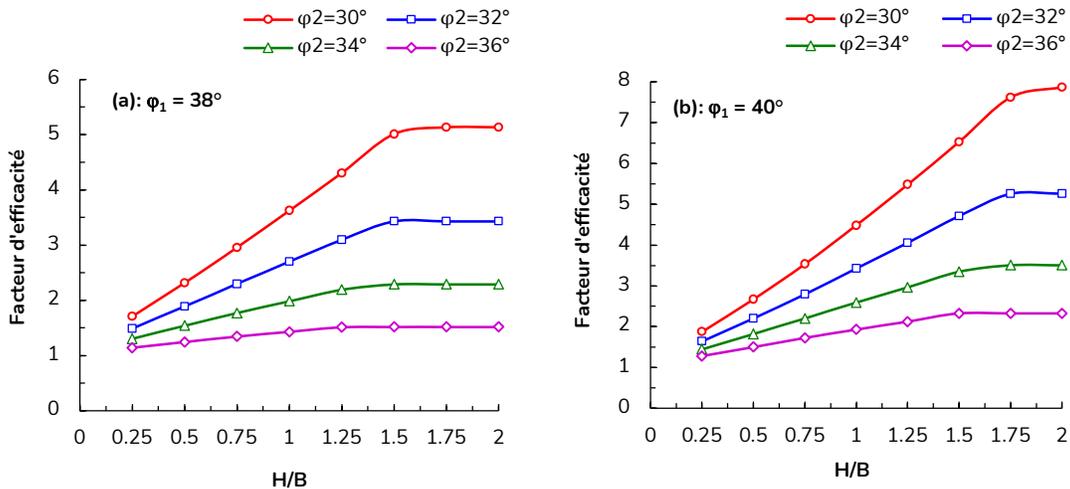
3.6.3. Évaluation du facteur d'efficacité

Les Figs. 3.5 et 3.6 montrent que le facteur d'efficacité, qui mesure l'amélioration de la capacité portante d'une fondation due à une couche de sable dense, augmente en fonction du rapport H/B pour des semelles filante et circulaire avec différents angles de frottement (φ_1 et φ_2). Cette augmentation reflète l'influence positive de l'épaisseur relative de la couche dense et de son angle de frottement, particulièrement pour les semelles circulaires, qui bénéficient d'une meilleure répartition des charges.

Cependant, pour les semelles circulaires, une fois H/B égal à 2, l'ajout de sable dense n'augmente plus significativement le facteur d'efficacité. En revanche, les semelles filantes continuent de profiter de l'épaisseur accrue au-delà de $H/B = 2$.

Par ailleurs, le facteur d'efficacité augmente également avec la diminution de φ_2 et l'augmentation de φ_1 , indiquant que la densité de la couche supérieure améliore notablement la capacité portante. Si φ_1 et φ_2 sont égaux, le facteur d'efficacité est de 1, signifiant qu'il n'y a pas d'effet d'amélioration. Ces résultats illustrent l'influence accrue de la densité et de la stabilité de la couche supérieure dense sur la capacité portante de la fondation.

Cette étude confirme l'amélioration de la capacité portante lorsque la couche supérieure est dense et la couche inférieure très meuble jusqu'à une profondeur critique, cela permet à la couche dense de fournir un soutien maximal. Par ailleurs cette analyse met en lumière l'importance de l'épaisseur et de la densité de la couche supérieure pour optimiser la capacité portante.



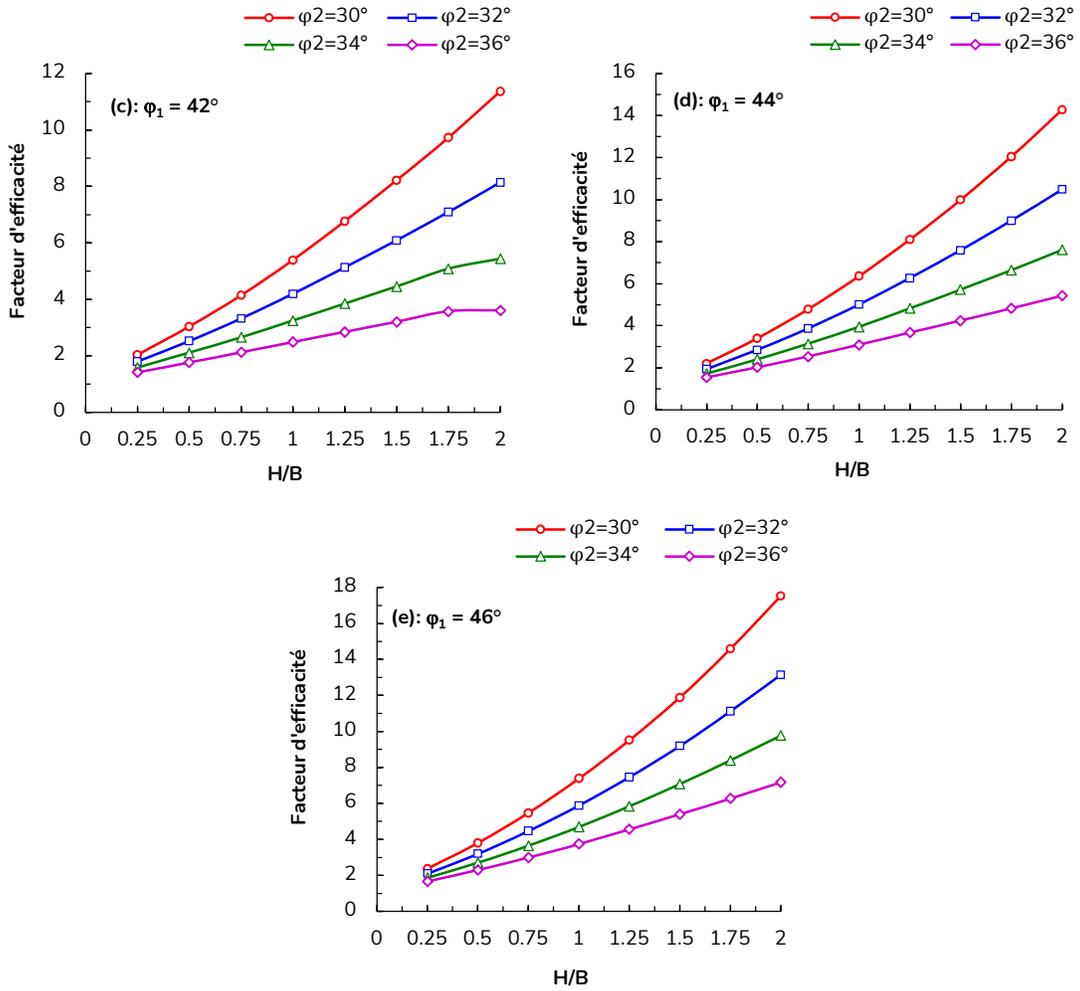
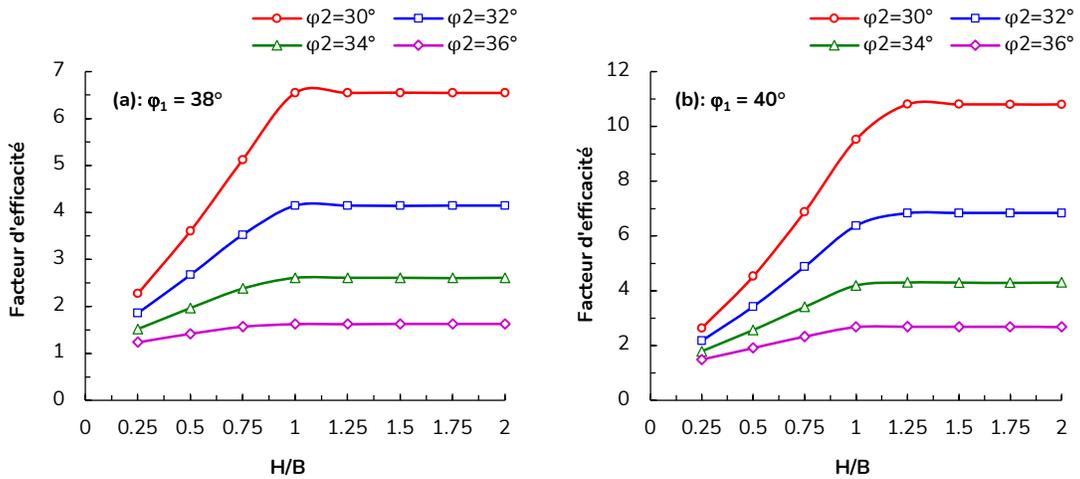


Figure 3.5 : Variations du facteur d'efficacité en fonction de H/B pour différentes valeurs de φ_2 pour une semelle filante :

(a) $\varphi_1 = 38^\circ$; (b) $\varphi_1 = 40^\circ$; (c) $\varphi_1 = 42^\circ$; (d) $\varphi_1 = 44^\circ$; (e) $\varphi_1 = 46^\circ$



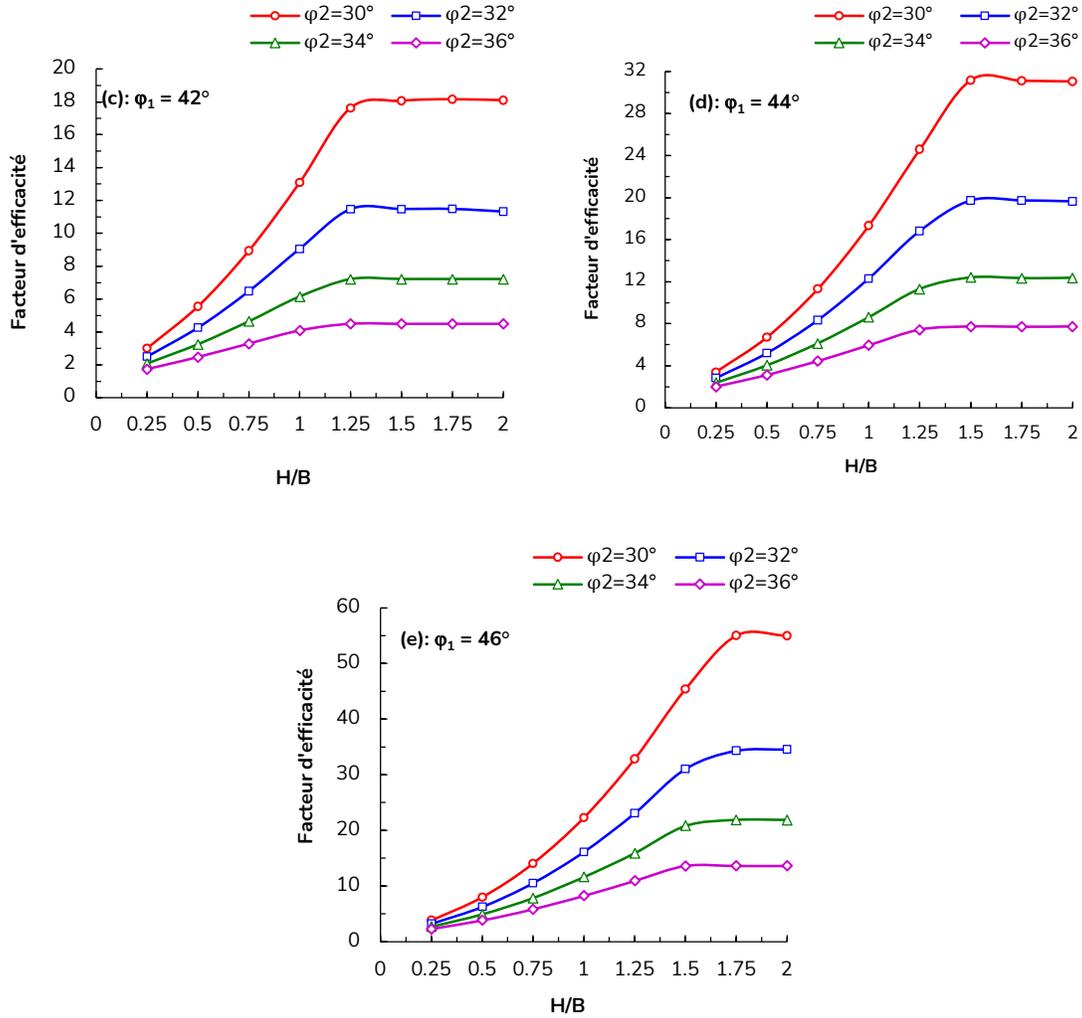


Figure 3.6 : Variations du facteur d'efficacité en fonction de H/B pour différentes valeurs de ϕ_2 pour une semelle circulaire : (a) $\phi_1 = 38^\circ$; (b) $\phi_1 = 40^\circ$; (c) $\phi_1 = 42^\circ$; (d) $\phi_1 = 44^\circ$; (e) $\phi_1 = 46^\circ$

Le Tab. 3.4 présente une comparaison des valeurs normalisées de $q_u/(\gamma_1 B)$ obtenues par l'analyse élastoplastique actuelle avec les données expérimentales de Kumar et al. (2007) et les résultats d'analyse limite de Khatri et al. (2017) pour une semelle filante, et révèle une concordance raisonnable pour chaque série de données, bien que des écarts apparaissent pour des faibles valeurs de H/B . Dans la première série, les valeurs de $q_u/(\gamma_1 B)$ issues de l'analyse actuelle sont légèrement inférieures pour des petits H/B , avec un écart de 5 à 1% pour $H/B = 0.5$, mais cet écart diminue à mesure que H/B augmente, devenant négligeable autour de $H/B = 1$. La deuxième série montre une tendance similaire, avec des valeurs théoriques proches des données expérimentales pour $H/B = 1.5$, avec un écart inférieur à 3%, soulignant la fiabilité de l'analyse théorique dans cette plage. Dans la troisième série, les valeurs de $q_u/(\gamma_1 B)$ sont très proches des données de Khatri et al. (2017) pour des valeurs élevées de H/B (par exemple, moins de 2% d'écart pour $H/B = 2$, tandis que des écarts de 5 à 7% apparaissent

pour des valeurs de H/B inférieures. La quatrième série confirme cette tendance, avec un écart initial de 12% pour $H/B = 0.5$, mais un alignement presque parfait des résultats théoriques et expérimentaux pour $H/B = 2$, avec une différence de 1 à 3%. En somme, ces résultats montrent que l'analyse élastoplastique actuelle s'accorde bien avec les résultats de la littérature, capturant l'effet positif d'une couche de sable dense sous la fondation, et offrant des prédictions fiables pour des configurations où l'épaisseur de cette couche joue un rôle structurant dans la capacité portante de la semelle.

Tableau 3.4 : Comparaison des valeurs de $q_u/(\gamma_1 B)$ pour une semelle filante sur une bicouche de sable

Séries de tests	H/B	Présente étude	Khatri et al. (2017)	Khatri et al. (2017)	Kumar et al. (2007)
			LB	UB	
1 : $\varphi_1 = 35^\circ$ $\varphi_2 = 32^\circ$ $\gamma_1 = 16.24 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_2 = 15.05 \text{ kN/m}^3$	0.5	13.50	13.04	13.5	14.14
	1	16.44	15.99	16.57	14.98
	1.5	17.27	16.73	17.42	15.46
	2	17.28	16.72	17.41	16.22
2 : $\varphi_1 = 37^\circ$ $\varphi_2 = 35^\circ$ $\gamma_1 = 16.44 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_2 = 15.15 \text{ kN/m}^3$	0.5	20.35	19.54	20.35	22.47
	1	23.42	22.69	23.63	23.32
	1.5	24.62	23.78	24.85	24.33
	2	24.62	23.75	24.84	25.47
3 : $\varphi_1 = 39^\circ$ $\varphi_2 = 36^\circ$ $\gamma_1 = 16.55 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_2 = 15.25 \text{ kN/m}^3$	0.5	26.01	24.97	26.05	30.17
	1	31.59	30.55	31.9	31.62
	1.5	35.51	34.09	35.87	33.27
	2	35.50	34.01	35.85	34.8
4 : $\varphi_1 = 41^\circ$ $\varphi_2 = 37^\circ$ $\gamma_1 = 16.76 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_2 = 15.58 \text{ kN/m}^3$	0.5	33.14	31.78	33.24	37.19
	1	42.18	40.74	42.62	39.26
	1.5	50.54	48.94	51.12	41.37
	2	51.94	49.68	52.51	43.24

3.6.4. Mécanismes de rupture

Les mécanismes de rupture illustrés dans la Fig. 3.7 montrent le comportement d'une semelle filante reposant sur un sol à deux couches, avec des angles de frottement de $\varphi_1 = 40^\circ$ pour la couche supérieure dense et $\varphi_2 = 30^\circ$ pour la couche inférieure meuble, selon différents rapports H/B : (a) 0.25, (b) 0.5, (c) 1 et (d) 2. Pour une faible épaisseur de la couche dense ($H/B = 0.25$), la surface de rupture s'étend largement dans la couche inférieure, indiquant que cette épaisseur n'est pas suffisante pour supporter pleinement la charge appliquée. À $H/B = 0.5$, la rupture se concentre davantage dans la couche dense, bien qu'elle pénètre encore dans le sable meuble en dessous, montrant une meilleure contribution de la couche supérieure. Pour $H/B = 1$, la rupture est majoritairement confinée dans la couche dense, suggérant que cette dernière commence à suffire pour contenir les déformations sous

charge. Enfin, avec $H/B = 2$, la rupture est presque entièrement contenue dans la couche dense, adoptant une forme arquée près de la fondation, ce qui montre que l'épaisseur de la couche dense est suffisante pour supporter la charge sans mobilisation de la couche inférieure. Ces observations confirment l'influence déterminante de l'épaisseur de la couche dense sur la capacité portante de la fondation, en accord avec les conclusions de Meyerhof et Hanna (1978) et Khatri et al. (2017) : une augmentation de H/B limite la propagation de la rupture à la couche dense, améliorant ainsi la stabilité et la performance de la fondation.

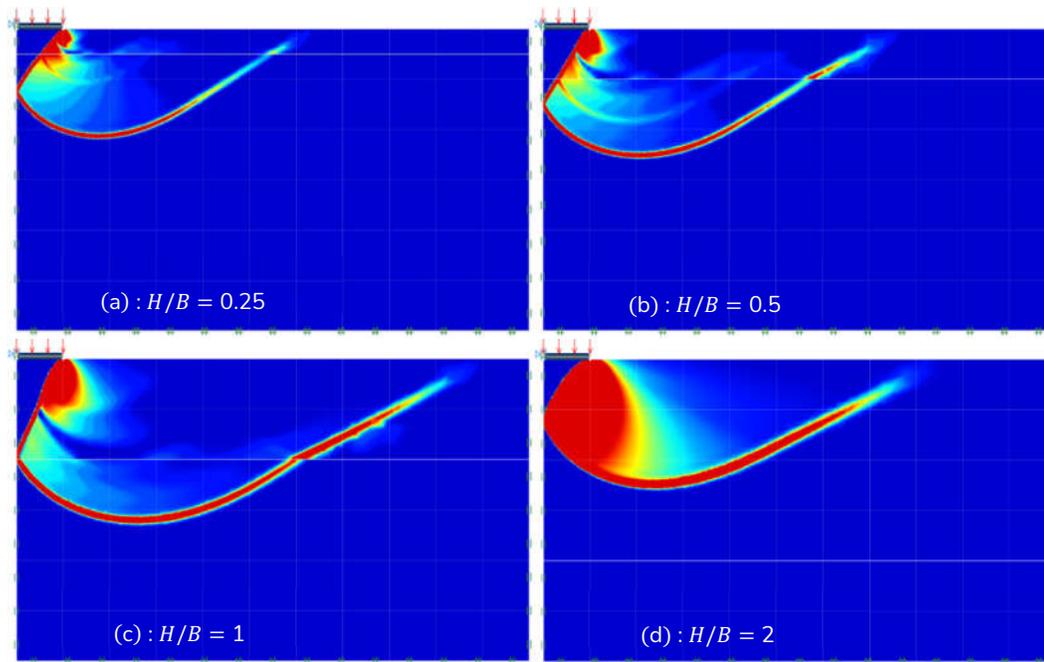


Figure 3.7 : Mécanismes de rupture pour une semelle filante avec $\varphi_1 = 40^\circ$ et $\varphi_2 = 30^\circ$: (a) $H/B = 0.25$; (b) $H/B = 0.5$; (c) $H/B = 1$; (d) $H/B = 2$

3.6.5. Facteurs de profondeurs d'_γ et d'_q

Cette partie présente les résultats issus de la modélisation numérique réalisée pour déterminer les valeurs des facteurs de profondeur d'_γ et d'_q à utiliser dans le calcul de la capacité portante d'une fondation circulaire rugueuse encastrée dans une bicouche en sable (sable dense sur sable lâche). Les facteurs de profondeur sont déterminés en calculant la capacité portante pour plusieurs rapports de profondeur, puis en les comparant à celle d'une fondation circulaire située à la surface du sol, conformément à la méthode décrite dans le chapitre précédent. L'angle de frottement du sol utilisé pour la couche supérieure est fixé à $\varphi = 40^\circ$, tandis que les angles de la couche inférieure φ_2 , varie entre 30° et 36° , par pas de 2° . Les facteurs de profondeur d'_γ et d'_q sont calculés pour deux rapports $H/B = 1$ et $H/B = 2$.

La Fig. 3.8 illustre l'évolution du facteur de profondeur d'_y pour différents rapports D_f/D et angles de frottement interne φ_2 . Pour un rapport $H/B = 1$ et une couche inférieure de faible résistance ($\varphi_2 = 30^\circ$), le facteur d'_y augmente progressivement jusqu'à atteindre une valeur maximale pour $D_f/D = 0.6$, puis commence à diminuer légèrement. Au-delà de cette valeur, l'effet de l'augmentation de la profondeur devient négligeable et n'apporte qu'une amélioration minimale pour les autres valeurs de φ_2 . En revanche, pour un rapport $H/B = 2$ et un angle de frottement interne $\varphi_2 = 30^\circ$, l'évolution de d'_y est moins prononcée et tend à se stabiliser ou à diminuer légèrement après $D_f/D = 0.6$, et pour une couche inférieure de forte résistance $\varphi_2 = 36^\circ$, une augmentation beaucoup plus marquée de d'_y est observée jusqu'à un rapport $D_f/D = 2$, ce qui montre que des valeurs élevées de φ_2 améliorent le facteur de profondeur. La courbe révèle que le facteur de profondeur d'_y est fortement influencé par φ_2 , avec des couches inférieures plus résistantes (φ_2 élevé) permettant une amélioration significative du facteur de profondeur. Cependant, au-delà de $D_f/D = 0.6$, l'effet de l'augmentation de D_f devient négligeable, en particulier pour des faibles valeurs de φ_2 .

Les graphiques mentionnés dans la Fig. 3.9, présentent l'évolution du facteur de profondeur d'_q en fonction des différents rapports D_f/D et des angles de frottement interne φ_2 , pour une semelle circulaire encastree avec la présence d'une surcharge adjacente à la surface du sol. Pour un rapport $H/B = 1$ et pour les angles $\varphi_2 = 30^\circ$ et 32° , le facteur de profondeur d'_q tend à diminuer avec l'augmentation du rapport D_f/D . Tandis que pour $\varphi_2 = 34^\circ$ le facteur de profondeur d'_q se stabilise, puis diminue progressivement au-delà du rapport $D_f/D = 0.6$. Pour une couche inférieure de forte résistance ($\varphi_2 = 36^\circ$), le facteur de profondeur d'_q reste stable ou présente une augmentation très limitée. Pour un rapport $H/B = 2$, Le facteur de profondeur d'_q augmente légèrement jusqu'à atteindre un rapport $D_f/D = 0.6$, à partir duquel il commence à diminuer. La valeur maximale de d'_q est observé pour un angle $\varphi_2 = 36^\circ$ et un rapport $D_f/D \approx 1$.

L'analyse des résultats obtenus confirme que plus l'angle de frottement interne de la couche inférieure est élevé, plus les facteurs de profondeurs d'_y et d'_q est significatif. Ainsi, une couche inférieure résistante ($\varphi_2 = 36^\circ$) maximise la capacité portante tout en maintenant un niveau de performance élevé, même pour des valeurs importantes du rapport D_f/D . Cependant, ce rapport doit être optimisé dans une plage comprise entre 0.4 et 0.6 pour exploiter pleinement le facteur de profondeur. Dépasser cette plage peut entraîner une diminution des performances, notamment pour les couches inférieures moins résistantes. Par ailleurs, il est également établi que la capacité portante d'une semelle circulaire dans un profil de sable stratifié est principalement influencée par l'épaisseur de la couche supérieure, tandis que l'impact de la profondeur d'encastrement de la semelle reste plus limité.

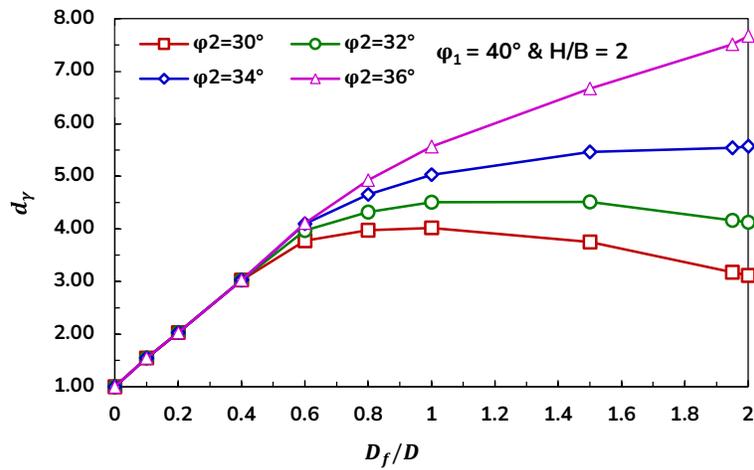
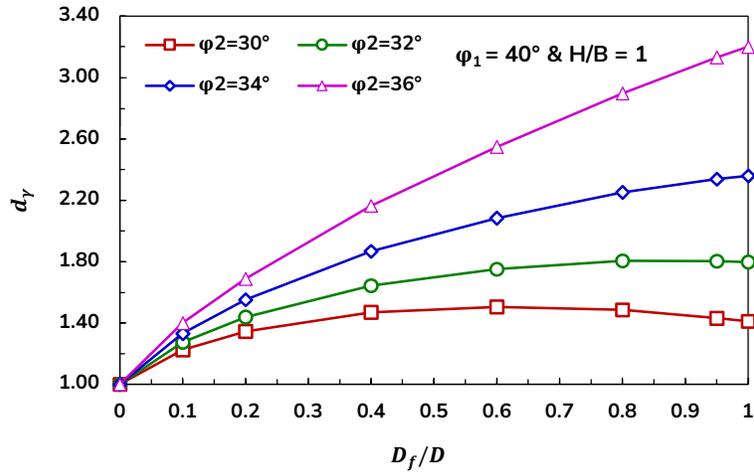
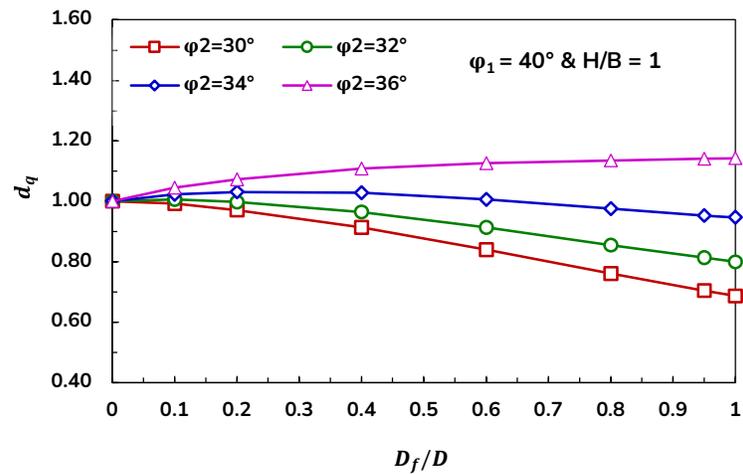


Figure 3.8 : Variation du facteur de profondeur d_γ en fonction de D_f/D avec différentes valeurs de ϕ_2 pour une semelle circulaire encastrée sur une bicouche de sable



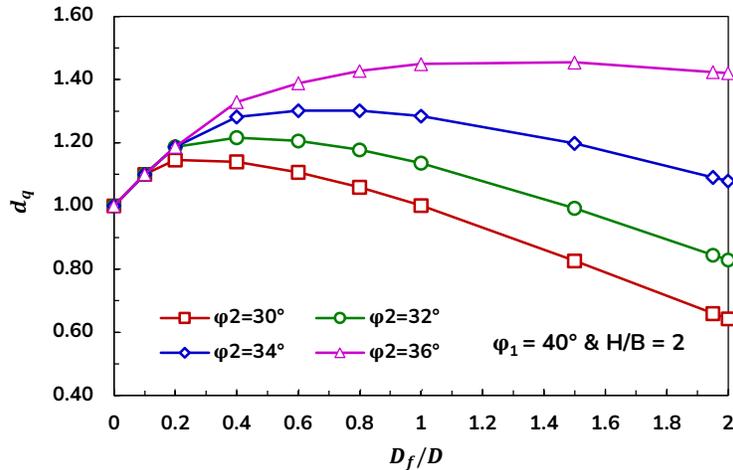


Figure 3.9 : Variation du facteur de profondeur d'_q en fonction de D_f/D avec différentes valeurs de φ_2 pour une semelle circulaire encastrée sur une bicouche de sable

3.7. Conclusion

Ce chapitre a démontré l'impact positif de l'inclusion d'une fine couche de sable dense sous la base de la fondation sur la capacité portante des fondations filante et circulaire reposant sur des dépôts de sable meuble. À travers des simulations numériques réalisées par la méthode des éléments finis avec Optum, il a été possible d'exprimer les résultats en termes de facteur d'efficacité pour estimer l'amélioration de la capacité portante. Cette amélioration est fonction de l'épaisseur de la couche de sable dense (rapport H/B) ainsi que des combinaisons d'angles de frottement internes des deux couches. Les résultats indiquent qu'une fine couche de sable dense sous la fondation entraîne une augmentation significative de la capacité portante, avec un effet plus marqué pour les fondations circulaires que pour les fondations filantes. Les analyses montrent qu'à faible H/B , la surface de rupture s'étend dans la couche meuble, limitant l'efficacité de la couche dense. À l'inverse, pour des valeurs de H/B élevées, la rupture est confinée dans la couche dense, optimisant ainsi la capacité portante. Notamment, pour une fondation circulaire, aucune amélioration supplémentaire n'est observée lorsque l'épaisseur de la couche dense dépasse environ $2B$. En revanche, pour une fondation filante, la capacité portante continue d'augmenter pour un rapport $H/B \geq 2$. Cette observation, en accord avec les travaux de Meyerhof et Hanna (1978) et Khatri et al. (2017), souligne l'importance de la densité et de l'épaisseur de la couche supérieure pour maximiser la stabilité des fondations.

Par ailleurs ce chapitre a présenté une évaluation des facteurs de profondeur d'_γ et d'_q liés à la capacité portante d'une fondation circulaire rugueuse encastrée dans une bicouche de sable (sable dense sur sable lâche) en tenant compte de la présence d'une surcharge adjacente à la surface du sol. L'analyse des résultats a démontré qu'il est essentiel de caractériser les propriétés mécaniques des deux

couches. En présence d'une couche inférieure de faible résistance, l'augmentation de la profondeur peut s'avérer inefficace. En revanche, pour des couches inférieures résistantes, une augmentation modérée de la profondeur peut être avantageusement exploitée afin de maximiser la capacité portante. En synthèse, ce chapitre fournit une analyse détaillée des facteurs influençant la capacité portante des fondations sur sols stratifiés et des mécanismes de rupture, permettant ainsi d'affiner les recommandations pour la conception de fondations optimisées sur des sols à deux couches. Les résultats obtenus confirment l'efficacité d'une stratification tandis que l'impact de la profondeur d'encastrement de la semelle reste plus limité. Ces résultats permettent d'optimiser la capacité portante tout en offrant des perspectives solides pour développer des approches de conception plus fiables et efficaces.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

La capacité portante des fondations superficielles est essentielle en géotechnique, car elle impacte directement la sécurité et la durabilité des constructions. La diversité des comportements des sols, surtout dans les cas de sols hétérogènes, complique l'évaluation de cette capacité en raison des interactions entre différentes strates. Le premier chapitre a permis de présenter une synthèse des théories et des méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles, depuis les travaux pionniers de Terzaghi et Meyerhof. Il a examiné l'évolution des modèles et formules de calcul en intégrant des facteurs comme la géométrie des fondations, les propriétés du sol et les conditions de chargement, en abordant l'adéquation de ces modèles pour les sols homogènes et hétérogènes. L'analyse couvre diverses approches théoriques, des méthodes empiriques aux modélisations numériques avancées, et explore l'apport des méthodes expérimentales. Cette bibliographie met en lumière les défis particuliers des sols hétérogènes et les recherches nécessaires pour adapter ou combiner ces approches dans des contextes complexes. Cette revue de littérature nous a permis de comprendre les progrès réalisés et de repérer les domaines nécessitant des recherches plus approfondies.

Pour une analyse rigoureuse de la capacité portante des fondations superficielles, l'étude a été entamée sur un sol homogène, qui constitue un cadre simple et bien compris. Cette base permet ensuite de mieux aborder les complexités des sols hétérogènes, dont les propriétés varient par couche. Cette étude a été effectuée pour atteindre deux objectifs principaux concernant le calcul de la capacité portante des semelles circulaires encastées dans un sable homogène : évaluer la validité de l'hypothèse de superposition de Terzaghi et étudier l'impact de la profondeur d'encastrement. En utilisant le code de différences finies Flac^{2D}, l'étude a modélisé le comportement d'une fondation circulaire sous charge axiale, reposant sur un sol répondant au critère de résistance de Mohr-Coulomb. Les résultats montrent que la méthode de superposition sous-estime systématiquement la capacité portante comparée aux valeurs obtenues par Flac^{2D}, avec des écarts pouvant dépasser 50%, rendant cette méthode n'est pas exacte pour ce type de fondation. Par ailleurs les facteurs N'_γ et N'_q augmentent avec le rapport de profondeur D_f/D et l'angle de frottement φ , confirmant ainsi leur constance pour un même rapport de profondeur et facilitant des calculs simplifiés. De plus, le facteur d'_q , augmente également avec D_f/D tout en restant indépendant de l'angle de frottement, offrant un outil. Une équation simplifiée est proposée à partir des courbes obtenus pour déterminer les valeurs du facteur

d'_q . Cette relation permet de faciliter l'évaluation du facteur d'_q dans des conditions variées, offrant ainsi un outil pratique pour les ingénieurs en géotechnique lors de la conception de fondations circulaires encastrées dans le sable.

Le dernier chapitre a été consacré au calcul de la capacité portante des semelles filante et circulaire posées sur un sol hétérogène (bicouche de sable). L'étude se concentre sur l'application de l'analyse élastoplastique en utilisant le code Optum G2, basé sur la méthode des éléments finis, qui constitue une approche numérique puissante et précise. Une analyse paramétrique approfondie a été menée en faisant varier l'épaisseur de la couche supérieure et les angles de frottement des deux couches de sol. Les résultats montrent que la capacité portante augmente avec l'épaisseur de la couche dense, surtout pour les fondations circulaires, mais cesse de croître au-delà de H/B égal à 2. Ces conclusions, en accord avec les travaux précédents, confirment l'importance de la densité et de l'épaisseur de la couche supérieure dans la stabilité des fondations. Par ailleurs cette étude a présenté une évaluation des facteurs de profondeur d'_γ et d'_q liés à la capacité portante d'une fondation circulaire rugueuse encastrée dans une bicouche de sable (sable dense sur sable lâche) en tenant compte de la présence d'une surcharge adjacente à la surface du sol. Il a été constaté que la capacité portante d'une semelle circulaire dans un profil de sable stratifié dépend principalement de l'épaisseur de la couche supérieure, tandis que l'influence de la profondeur d'encastrement de la semelle est relativement limitée. En somme, cette analyse fournit des recommandations pour une conception optimisée des fondations sur sols stratifiés, soulignant l'efficacité de la stratification contrôlée pour maximiser la capacité portante.

Bien que cette étude ait fourni des résultats prometteurs pour des approches de conception plus fiables et performantes, certains paramètres susceptibles d'influencer la capacité portante des fondations superficielles sur sols stratifiés pourraient avoir été négligés. Par exemple, l'effet de la nappe phréatique n'a pas été pris en compte, bien qu'il puisse avoir un impact significatif dans des conditions réelles. De même, des facteurs tels que l'influence de la forme de la fondation, les différents types de chargement et l'étude de la portance des fondations sur des sols à trois couches n'ont pas été explorés.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- Antão, A. N., Silva, M. V., & Guerra, N. M. (2010). Determination of Depth Factors for the Bearing Capacity of Shallow Foundations in Sand. *Soils and Rocks*, 33(1), 47–52. <https://doi.org/10.28927/sr.331047>.
- Bell, A. L. (1915). The lateral pressure and resistance of clay and the supporting power of clay foundations. *In Minutes of the Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 199, 233–272.
- Benmebarek, S., Remadna, M. S., Benmebarek, N., & Belounar, L. (2012). Numerical evaluation of the bearing capacity factor N_y' of ring footings. *Computers and Geotechnics*, 44, 132–138. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.04.004>.
- Benmoussa, S., Bahloul, O., Benmebarek, S., Baitich, A., & Mihoubi, A. (2024). Numerical analysis of shape coefficients and bearing capacity factors of shallow foundations on heterogeneous soil. *The Journal of Engineering and Exact Sciences*, 10(8), 19441. <https://doi.org/10.18540/jcecvl10iss8pp19441>
- Benmoussa, S., Benmebarek, S., & Benmebarek, N. (2021). Bearing capacity factor of circular footings on two-layered clay soils. *Civil Engineering Journal (Iran)*, 7(5), 775–785. <https://doi.org/10.28991/cej-2021-03091689>
- Bolton and Lau (1993). Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr–Coulomb soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(6), 1024–1033.
- Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36(1), 65–78. <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.1.65>
- Bolton, M. D., & C. K. Lau. (1993). Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr–Coulomb soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(6), 1024–1033.
- Bowles, J. E. (1977). *Foundation analysis and design* (McGraw-Hill, Ed.).
- Bowles, J. E., & G. Y. (1996). *Foundation analysis and design* (Vol. 5). McGraw-hill.
- Braja M.DAS. (2009). *SHALLOW FOUNDATIONS Bearing Capacity and Settlement*.
- Budhu, M. (2010). *Soil mechanics and foundations* (ohn Wiley and Sons, Ed.).
- Burd, H. J., & Frydman, S. (1997). *Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils*.
- Chouhan, K., Lai, V. Q., Chavda, J. T., Yoonirundorn, K., & Keawsawasvong, S. (2023). Evaluation of vertical bearing capacity factors for conical footing with varying base roughness using FELA and MARS model. *Ships and Offshore Structures*. <https://doi.org/10.1080/17445302.2023.2177030>

- Das, P. P., & Khatri, V. N. (2022). Bearing capacity prediction of strip and ring footings embedded in layered sand. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering*. <https://doi.org/10.1680/jgeen.22.00071>
- Davis, E. H., & J. R. Booker. (1971). The bearing capacity of strip footings from the standpoint of plasticity theory. *Proc. 1st Australian-New Zealand Conf. on Geomechanics*.
- De Beer, E. E. (1970). Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand (Vol. 20, Issue 4).
- Erickson, H. L., & Andrew Drescher. (2002). Bearing capacity of circular footings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(1), 38–43.
- FLAC (2007). (n.d.). *Fast lagrangian analysis of continua*. Itasca Consulting Group Inc.
- Ghazavi, M., & Eghbali, A. H. (2008). A simple limit equilibrium approach for calculation of ultimate bearing capacity of shallow foundations on two-layered granular soils. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(5), 535–542. <https://doi.org/10.1007/s10706-008-9187-2>
- Hanna, A. M. (1982). Bearing capacity of foundations on a weak sand layer overlying a strong deposit Introduction of footings on homogeneous lower and upper sand. In *Can. Geotech. J* (Vol. 19). www.nrcresearchpress.com
- Hanna, A. M. , & M. G. G. (1979). Ultimate bearing capacity of foundations on a three-layer soil, with special reference to layered sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 16(2), 412–414.
- Hanna, A. M. , & M. G. G. (1981). Experimental evaluation of bearing capacity of footings subjected to inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(4), 599–603.
- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity.
- Janabi, F. H., Raja, R. A., Sakleshpur, V. A., Prezzi, M., & Salgado, R. (2023a). Experimental study of shape and depth factors and deformations of footings in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 149(2). <https://doi.org/10.1061/jggefk.gteng-10874>
- Janabi, F. H., Raja, R. A., Sakleshpur, V. A., Prezzi, M., & Salgado, R. (2023b). Experimental study of shape and depth factors and deformations of footings in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 149(2). <https://doi.org/10.1061/jggefk.gteng-10874>
- Kenny, M. J., Srinivasa Murthy, B. R., Sridharan, A., & Vinod, P. (1997). The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay. In *Z. ANDRAWES* (Vol. 47, Issue 2).
- Khatri, V. N., Kumar, J., & Akhtar, S. (2017a). Bearing capacity of foundations with inclusion of dense sand layer over loose sand strata. *International Journal of Geomechanics*, 17(10). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000980](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000980)

- Khatri, V. N., Kumar, J., & Akhtar, S. (2017b). Bearing capacity of foundations with inclusion of dense sand layer over loose sand strata. *International Journal of Geomechanics*, 17(10). [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0000980](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0000980)
- Khatri, V. N., Yadav, J. S., & Shrivastava, K. (2022). Numerical estimation of bearing capacity of conical footing embedded in sand. *Transportation Infrastructure Geotechnology*. <https://doi.org/10.1007/s40515-022-00270-2>
- Kumar, A., O. M. L. , and B. R. K. (2007). Bearing capacity tests of strip footings on reinforced layered soil. *Geotech. Geol. Eng.*, 25(2), 139–150.
- Kumar, J. (2009). (2009). The variation of N_y with footing roughness using the method of characteristics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33(2), 275–284.
- Kumar, J., & Manash Chakraborty. (2015). Bearing capacity factors for ring foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(10), 06015007.
- Loukidis, D., & S. R. (2008). (2008). Analysis of the shaft resistance of non-displacement piles in sand. *Géotechnique*, 58(4), 283–296.
- Loukidis, D., & R. Salgado. (2009). Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements. *Computers and Geotechnics*, 36(5), 871–879.
- Lyamin, A. V., Salgado, R., Sloan, S. W., & Prezzi, M. (2007). Two- And three-dimensional bearing capacity of footings in sand. *Geotechnique*, 57(8), 647–662. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.8.647>
- Mandel, J. , & S. J. (1972). Force portante d'un sol sur une assise rigide. *Étude Théorique. Geotechnique*, 22(1), 79–93.
- Manoharan, N., & S. P. Dasgupta. (1995). Bearing capacity of surface footings by finite elements. *Computers & Structures*, 54(4), 563–586.
- Martin, C. M. (2004). User Guide for ABC-Analysis of Bearing Capacity. <http://www-civil.eng.ox.ac.uk/people/cmm/software/abc>
- Meyerhof, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, 2(4), 301–332.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), 16–26.
- Meyerhof, G. G. (1974). Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay." *Canadian Geotechnical Journal*, J., 11(2), 223–229
- Meyerhof, G. G., & H. A. M. (1978). Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(4), 565–572.

- Michalowski, R. (1997). An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis. *Soils and Foundations*, 37(4), 57–64.
- Michalowski, R. L., et S. L. (1995). (1995). Bearing capacity of footings over two-layer foundation soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(5), 421–428.
- Mohapatra, D., & Kumar, J. (2020). Bearing capacity of embedded foundations using quasi-kinematic limit analysis. *Computers and Geotechnics*, 117. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103275>
- Murthy V.N.S. (2003). *Geotechnical Engineering: Principles and practices of soil Mechanics and Foundation Engineering*.
- Oda, M., & Win, S. (1990). *Ultimate bearing capacity tests on sand with clay layer*.
- Okamura Mitsu, Takemura Jiro, & Kimura Tsutomu. (1998). Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods. In *soils and foundations* (vol. 38, issue 1). Japanese Geotechnical Society.
- Optum G2 [Computer software]. Optum Computational Engineering, Copenhagen, Denmark.
- Panwar, V., & Dutta, R. K. (2021). Bearing capacity of rectangular footing on layered sand under inclined loading. *Journal of Achievements in Materials and Manufacturing Engineering*, 108(2), 49–62. <https://doi.org/10.5604/01.3001.0015.5064>
- Pauker, H. E. (1889). An explanatory report on the project of a sea-battery. *Journal of the Ministry of Ways and Communications*.
- Pfeifle, T. W., & Das, B. M. (1979). *Bearing capacity of surf ace footings on sand layer resting on a rigid rough base*.
- Prandtl, L. (1921). Über die Eindringungs-festigkeit (Härte) plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. *Zeitschrift Für Angewandte Mathematik Und Mechanik*, 1(1), 15–20.
- Raja, R. A., Sakleshpur, V. A., Prezzi, M., & Salgado, R. (2024). Effect of Footing Geometry and Embedment on the Bearing Capacity and Collapse Mechanism of Shallow Foundations in Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 150(6). <https://doi.org/10.1061/jggefek.gteng-11802>
- Rankine, W. J. M. (1857). On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 147, 9–27.
- Regles de calcul des fondations superficielles centre documentation-veille réglementaire : documents techniques réglementaires usage exclusif au ctc centre*. (n.d.).
- Shoaei, M. D., Alkarni, A., Noorzaeei, J., Jaafar, M. S., & Huat, B. B. K. (2012). Review of available approaches for ultimate bearing capacity of two-layered soils. In *Journal of Civil Engineering and Management* (Vol. 18, Issue 4, pp. 469–482). <https://doi.org/10.3846/13923730.2012.699930>

- Singh, S. P., & Roy, A. K. (2021). Numerical study of the behaviour of a circular footing on a layered granular soil under vertical and inclined loading. *Civil and Environmental Engineering Reports*, 31(1), 29–43. <https://doi.org/10.2478/ceer-2021-0002>
- Smith, C. C. (2005). Complete limiting stress solutions for the bearing capacity of strip footings on a Mohr–Coulomb soil. *Géotechnique*, 55(8), 607–612.
- Taghvamanesh, S., & R. Ziaie Moayed. (2019). A review on bearing capacity factor N_γ of shallow foundations with different shapes. *International Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 15(8), 226–237.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics* (John Wiley & Sons, Ed.).
- Vesic. (1975). *vesic1975*.
- Vesic, A. S. (1973). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(1), 45–73. <https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001846>
- Xiao Ming. (2015). *Geotechnical Engineering Design*.
- Zhu, D. Y. , L. C. F. , & J. H. D. (2001). A numerical study of the bearing capacity factor N_γ . *Canadian Geotechnical Journal*, 38(5), 1090–1096.