

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département de génie civil et hydraulique
Ref :.....



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

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

Spécialité : Géomécanique et ouvrages en interaction

Intitulé
Etude numérique de la capacité portante des fondations
d'éoliennes offshore

Présenté par :

HAMLAOUI Skander

Soutenue publiquement le :

Devant le jury composé de :

Nom et Prénom	Grade	Qualité	Etablissement
MELLAS Mekki	Professeur	Président	Université de Biskra
MABROUKI Abdelhak	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
BENMEDDOUR Djamel	Professeur	Examineur	Université de Biskra
DEMAGH Rafik	Professeur	Examineur	Université de Batna
ZATAR Abdallah	Professeur	Invité	Université de Biskra

Remerciements

La recherche à l'origine de cette thèse a été menée au sein du laboratoire de recherche en Génie Civil de la faculté des sciences et technologie de l'Université Mohamed Khider de Biskra. Tout d'abord, je tiens à exprimer ma gratitude envers Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.

Je souhaite exprimer ma profonde reconnaissance envers le professeur *Abdelhak Mabrouki*, mon directeur de thèse, pour son soutien indéfectible et ses conseils inestimables tout au long de cette recherche et grâce à ses orientations et ses encouragements constants, j'ai pu progresser et réussir cette étape importante de ma vie universitaire.

Je tiens également à remercier le Pr. *Abdelhamid Messameh*, Pr. *Zatar Abdallah*, Dr. *Imene Bougouffa* et Dr. *Bouaicha Allaoua* pour leurs conseils avisés et leur contribution précieuse à ce projet d'étude. Les données qu'ils ont fournies ont été extrêmement utiles pour la réalisation de cette thèse.

Mes remerciements également au président et aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à l'Université Technique de Yildiz en Turquie pour m'avoir accueilli en tant que doctorant en mobilité dans le cadre du programme Erasmus+. C'est avec reconnaissance que je remercie l'ensemble de la communauté universitaire pour son soutien et ses précieux enseignements tout au long de mon parcours de thèse.

Je tiens à réitérer mes sincères remerciements à tous ceux qui ont contribué à l'aboutissement de cette recherche.

Résumé

En géotechnique offshore, les fondations sont généralement ancrées dans des sols souvent non-homogènes, dont la cohésion augmente avec la profondeur. Les structures offshore reposent généralement sur des semelles superficielles ou semi-profondes, et l'étude de leurs fondations nécessite la prise en compte des efforts extrêmes extérieurs tels que les vagues et le vent. La capacité portante est alors évaluée en considérant les charges verticales V , horizontales H , ainsi que le moment M .

Cette thèse se focalise sur l'analyse élastoplastique par différences finies de la capacité portante des semelles annulaires et circulaires. Des paramètres tels que la non-homogénéité du sol, l'encastrement de la semelle et différents types d'interface ont été pris en compte dans les différentes phases de calculs. Les résultats obtenus ont été présentés sous forme de facteurs de capacité portante. Sous un chargement combiné et pour représenter les charges limites ultimes dans l'espace des paramètres de chargement, des techniques comme "swipe" et "probe" ont été mises en œuvre. Les résultats ont été présentés sous forme de diagrammes d'interaction (courbes enveloppes). L'analyse des courbes a révélé l'impact significatif du rapport entre le rayon intérieur et le rayon extérieur de l'anneau (R_i/R_0) sur la forme des courbes d'enveloppes de rupture.

Mots-clés : Fondation circulaire, fondation annulaire, capacité portante, non-homogénéité du sol, chargement combiné, semelle encastree, courbe d'enveloppe, structure offshore

ABSTRACT

In offshore geotechnics, foundations are typically embedded in soils that are often non-homogeneous, with cohesion increasing with depth. Offshore structures typically rely on shallow or semi-deep foundations, and the study of their foundations requires consideration of extreme external forces such as waves and wind. Bearing capacity is then evaluated by considering vertical V , horizontal H , and moment M loads.

This thesis focuses on the elastoplastic analysis by finite difference method of the bearing capacity of circular and ring foundations. Parameters such as soil non-homogeneity, embedment of the foundation, and various types of interfaces were considered in different calculation phases. The results obtained were presented in the form of bearing capacity factors. Under combined loading and to represent the ultimate limit loads in the load parameter space, techniques such as "swipe" and "probe" were implemented. The results were presented in the form of interaction diagrams (failure envelopes). Analysis of the curves revealed a significant impact of the ratio between the inner radius and the outer radius of the ring (R_i/R_0) on the shape of the failure envelope curves.

Keywords: Circular foundation, ring foundation, bearing capacity, soil non-homogeneity, combined loading, embedded foundation, failure envelope, Offshore structure

ملخص

في الجيوتقنية البحرية ، تعتمد الأسس عادةً على تثبيتها في تربة غير متجانسة ، حيث يزداد التماسك مع العمق. وتعتمد المنشآت البحرية عادةً على الأسس السطحية أو شبه العميقة ، ويتطلب دراسة أسسها مراعاة الأحمال الخارجية الشديدة مثل الأمواج والرياح. ويتم تقييم القدرة التحملية بالنظر إلى الأحمال العمودية V ، الأفقية H ، والعزم M .

يتم تركيز هذه الأطروحة على تحليل السعة التحملية للأسس الدائرية والحلقية بالتحليل الإيلاستوبلاستيكي. وتم الأخذ بعين الاعتبار تأثير متغيرات مثل عدم تجانس التربة ، عمق الأساس وأنواع مختلفة من اسطح التلامس بين التربة والأساسات في مراحل الحسابات المختلفة. وقد تم تقديم النتائج المتحصل عليها على شكل عوامل قدرة التحمل. وتم استخدام تقنيات مثل "swipe" و "probe" لتمثيل الحملات الحدية في مجال الأحمال المشتركة، في شكل منحنيات التفاعل (المنحنيات الحدية). وأظهرت المنحنيات الناتجة تأثيرًا كبيرًا للنسبة بين النصف القطري الداخلي والنصف القطري الخارجي للحلقة (R_i/R_0) على شكل المنحنيات الحدية.

الكلمات الدالة: أساس دائري ، أساس حلقي ، قدرة التحمل ، تربة غير متجانسة ، أحمال مشتركة ، أساس عميق ، المنشآت البحرية

Sommaire

Résumé	I
Abstract.....	II
ملخص	III
Sommaire.....	IV
Liste des Figures.....	IIIX
Liste des Tableaux.....	X
Introduction générale.....	1

Chapitre 1

Les Fondations offshore

1.1	Introduction.....	3
1.2	Fondations des structures offshore	3
1.2.1	semelles pour les plates-formes à base gravitaire.....	3
1.2.2	Plates-formes auto-élevatrices (Jack-up).....	4
1.2.3	Monopieu.....	6
1.2.4	Caisson à suction	7
1.2.5	Les fondations perforées :	8
1.2.6	La fondation en treillis métallique (jackets).....	9
1.3	Capacité portante des semelles superficielles.....	10
1.3.1	Modes de rupture des fondations superficielles	11
1.4	Les méthodes d'évaluation de la capacité portante	13
1.4.1	La méthode de l'équilibre limite	13
1.4.2	La méthode de l'analyse limite.....	15
1.4.3	La méthode des lignes de glissement	16
1.4.4	Les calculs en déformations	16
1.4.5	Etudes expérimentales	16
1.5	Paramètres influençant la portance des semelles superficielles	17
1.5.1	Effet de la forme de la semelle	17
1.5.2	Capacité portante d'une semelle encastree.....	18
1.5.3	Effet de non-homogénéité	18
1.6	Courbe enveloppe de rupture	22
1.6.1	Détermination de la surface ultime.....	23
1.7	Conclusion.....	25

Chapitre 2

Paramètres influençant la portance des semelles circulaires et annulaires

2.1	Introduction	27
2.2	Semelle circulaire sous chargement verticale.....	27

2.3	Semelle circulaire sous chargement combiné.....	32
2.4	Semelle annulaire sous chargement vertical.....	40
2.5	Semelle annulaire sous chargement combiné.....	44
2.6	Conclusion.....	47

Chapitre 3

Modélisation numérique des fondations filantes avec le code FLAC3D

3.1	Introduction	49
3.2	Présentation de l’outil numérique FLAC3D.....	49
3.2.1	Méthode des différences finies.....	50
3.2.2	Modèle de Mohr-Coulomb (modèle linéaire élastique parfaitement plastique).....	50
3.2.3	Critère de Tresca	51
3.2.4	Les éléments d’interfaces	52
3.2.5	Schéma de résolution explicite.....	54
3.2.6	Méthodologie de modélisation	55
3.3	Introduction sur l’étude paramétrique	56
3.4	Procédure de modélisation numérique	56
3.5	Résultats et discussions	59
3.6	CONCLUSION	61

Chapitre 4

Evaluation numérique de la portance des semelles circulaires encastrées sur un sol non-homogène

4.1	Introduction	63
4.2	Présentation du modèle	63
4.3	Résultats et discussions	65
4.4	Conclusion.....	69

Chapitre 5

Analyse élastoplastique tridimensionnelle de la capacité portante non drainée des semelles annulaires et circulaires encastrées dans une argile hétérogène

5.1	Introduction	71
5.2	Modèle aux différences finies	71
5.2.1	Paramètres géométriques et matériaux.....	71
5.2.2	Calculs en différences finies.....	73
5.3	Vérification du modèle.....	75
5.4	Résultats et discussion.....	77
5.5	Les courbes d’enveloppes	81
5.5.1	Plan de chargement combiné <i>V-H</i>	81
5.5.2	Plan de chargement combiné <i>V-M</i>	82

5.6	Conclusion.....	83
-----	-----------------	----

Chapitre 6

Analyse numérique de la capacité portante des semelles circulaires et annulaires sur argile non homogène sous chargement incliné

6.1	Introduction	85
6.2	Modèle en différences finies	85
6.3	Résultats	86
6.4	Courbes d'enveloppes	87
6.5	Discussion	88
6.6	Conclusions	88
	Conclusions générales et perspectives	89
	Références bibliographiques	92

Liste des figures

Figure 1.1 Exemple d'une plate-forme à base gravitaire, (Puech, 2004)	3
Figure 1.2 Une plate-forme gravitaire, (Eilers, 1982)	4
Figure 1.3 Modes de fonctionnement de la plate-forme auto-élevatrice, (McClelland et al. 1982).....	5
Figure 1.4 Plate-forme auto-élevatrice avec unité de jambe indépendante, (Hambly, 1985).....	5
Figure 1.5 Configuration typique de la semelle (spudcan), (McClelland et al. 1982)	6
Figure 1.6 Exemple d'une Fondations de type monopieu, (Mo et al. 2017)	6
Figure 1.7 Fondation à succion (a) modèle en 3D (b) Schéma descriptif, (Liingaard et al. 2007)	7
Figure 1.8 Etapes d'installation d'une ancre à succion, Puech (2004)	7
Figure 1.9 Différents types des fondations perforées, Tapper (2013)	8
Figure 1.10 Fondation annulaire (Ring footing).....	9
Figure 1.11 Plate-forme en treillis métallique, (a) structure Jacket (Dean, 2009), (b) exemple d'une semelles Mudmat (NgoTran, 1996).....	10
Figure 1.12 les différents Modes de rupture (Vesic, 1973).....	13
Figure 1.13 La surface de rupture d'un sol sous une charge ultime exercée à une semelle filante, (Terzaghi, 1943)	14
Figure 1.14 Schémas de rupture envisagés par Soubra et al. (2003) (a) Mécanisme de rupture en log- sandwich, (b) Mécanisme de rupture multibloc, (Soubra et al. 1999).....	15
Figure 1.15 les courbes de glissement pour une semelle lisse, (Caquot et Kérisel, 1966).....	16
Figure 1.16 Fondation encastree	18
Figure 1.17 Profil de résistance au cisaillement pour un sol non homogène	19
Figure 1.18 Facteur de correction, (DNV, 1992)	20
Figure 1.19 Facteur de correction, (Davis et Booker, 1973)	21
Figure 1.20 Représentation des courbes d'enveloppes, (Randolph et Gourvenec, 2011)	22
Figure 1.21 Représentation d'une courbe d'enveloppe tridimensionnelle, (Byrne et al. 2002).....	23
Figure 1.22 Conditions de chargement par la technique « Swipe », (Loukidis et al. 2008).....	24
Figure 1.23 Conditions de chargement par technique « probe », (Loukidis et al. 2008)	25
Figure 2.1 Variation des valeurs du facteur de capacité portante N_c avec kB/c_0 , (Kusakabe et al. 1986)	28
Figure 2.2 Variation des valeurs du facteur de forme λ_c avec kB/c_0 , (Kusakabe et al. 1986).....	28
Figure 2.3 Relation $q_u/c_0 - \kappa - (B \text{ ou } D)$: (a) fondation filante (b) fondation circulaire, (Tani et Craig, 1995).....	29
Figure 2.4 Relation $d_c - D_f/(B \text{ ou } D)$ (a) fondation filante (b) fondation circulaire, (Tani et Craig, 1995).....	29
Figure 2.5 Maillage en éléments finis utilisé, (Gourvenec et Mana, 2011)	30
Figure 2.6 Facteurs de capacité portante pour les semelles circulaires, (Gourvenec et Mana, 2011) ...	30
Figure 2.7 Variation de différents facteurs de capacité portante avec l'angle de frottement ϕ , d'après Mabrouki et al. (2009).....	31
Figure 2.8 Solutions des bornes inférieure et supérieure pour les semelles circulaires soumises à un chargement excentré, (Sekiguchi et Kobayashi, 1997)	32
Figure 2.9 Prédiction de la borne supérieure du facteur de capacité horizontale et de moment pour différents d/D et kD/s_{u0} , (Bransby et Randolph, 1998)	33
Figure 2.10 Les enveloppes de rupture pour différents plans de chargement, (Taiebat et Carter, 2000)	33
Figure 2.11 L'enveloppe de rupture pour semelle circulaire sous chargement excentré, (Taiebat et Carter, 2002).....	34

Figure 2.12 Les enveloppes de rupture pour différents cas de chargement : (a) chargement V-H ; (b) chargement V-M ; (c) Chargement H-M, (Gourvenec et Randolph, 2003)	35
Figure 2.13 Les mécanismes de rupture pour différents cas de chargement (a) charge purement verticale (b) chargement de moment pur (c) chargement combiné H et M, (Randolph et Puzrin, 2003)	36
Figure 2.14 les courbes d'enveloppes dans l'espace de chargement V-H : (a) fondations filantes (b) fondations circulaires, (Shen et al. 2016)	37
Figure 2.15 Maillage du modèle et conditions aux limites, (Zhao et Wang, 2008)	40
Figure 2.16 Facteur de capacité portante N_V en fonction de ϕ et R_i/R_o : (a) semelle annulaire lisse (b) semelle annulaire rugueuse, (Zhao et Wang, 2008)	41
Figure 2.17 Variation du facteur de capacité portante N_V avec ϕ et ψ pour une semelle annulaire ($R_i/R_o = 0,33$) : (a) semelle lisse (b) semelle rugueuse, (Benmebarek et al. 2012)	41
Figure 2.18 Maillage utilisé dans la simulation, $D_f/D = 1$, (Benmebarek et al. 2016)	42
Figure 2.19 Variation du facteur de capacité portante N_c avec D_f/D et R_i/R_o pour une semelle annulaire : (a) interface lisse (b) interface rugueuse, (Benmebarek et al. 2016)	43
Figure 2.20 Facteur de capacité portante non drainée N_c des semelles annulaires pour les cas limites de $kB/s_{um} = 0$ et 30, (Lee et al. 2016)	43
Figure 2.21 Détails de la modélisation, (Al-Khaddar et Al-Kubaisi, 2015)	44
Figure 2.22 Courbes d'enveloppes dans l'espace V-H et V-M, (Fazel et Bazaz, 2020)	45
Figure 3.1 Représentation du critère de Mohr-Coulomb	51
Figure 3.2 Représentation du critère de Tresca, (a) dans le plan déviatorique, (b) dans l'espace des contraintes principales, (Lee, 1994)	51
Figure 3.3 Les propriétés d'un élément interface, (Itasca, 2006)	52
Figure 3.4 Dimension de zone utilisée dans le calcul de rigidité, (Itasca, 2006)	53
Figure 3.5 Répartition des zones représentatives aux nœuds d'interface, (Itasca, 2006)	54
Figure 3.6 Séquence de calcul FLAC	55
Figure 3.7 Maillage et conditions aux limites, semelle filante	57
Figure 3.8 Conditions de chargement par la méthode « Swipe »	58
Figure 3.9 Facteur de portance N_V selon différents auteurs	59
Figure 3.10 Courbe d'enveloppes de rupture V-H à partir d'analyses Swipe et Probe pour $\phi = 30^\circ$	60
Figure 3.11 L'effet de l'angle de frottement sur les courbes d'enveloppes	60
Figure 3.12 L'effet de l'angle de dilatance sur les courbes d'enveloppes	61
Figure 4.1 Géométrie du problème et conditions aux limites	64
Figure 4.2 Profil de résistance au cisaillement non drainé pour un sol hétérogène	64
Figure 4.3 Maillage en différences finies	65
Figure 4.4 Comparaison des valeurs de N_c^*	66
Figure 4.5 Comparaison des valeurs de d_c	67
Figure 4.6 Comparaison de N_c pour une semelle circulaire reposant sur un sol non-homogène	67
Figure 4.7 Facteurs de capacité portante N_c^* pour les fondations circulaires (a) cotés latéraux lisses (b) cotés latéraux rugueux	68
Figure 4.8 Facteur d'encastrement d_c pour les fondations circulaires (a) cotés latéraux lisses (b) cotés latéraux rugueux	69
Figure 5.1 Géométrie du problème et conditions aux limites	72
Figure 5.2 Maillage en différences finies : (a) quart de modèle (b) modèle complet	72
Figure 5.3 Profil de résistance au cisaillement non drainé pour un sol hétérogène	73
Figure 5.4 Courbe de charge-déplacement pour une semelle circulaire	75
Figure 5.5 Comparaison de N_c pour une semelle circulaire encastree dans un sol homogène	76

Figure 5.6 Comparaison de N_c d'une semelle circulaire reposant sur la surface d'un sol non-homogène	76
Figure 5.7 Courbes charge-déplacement pour les semelles circulaires et annulaires	77
Figure 5.8 Facteur N_c des semelles annulaires pour différents rapports de D/B , avec $\kappa = 0$ et 10	78
Figure 5.9 Facteur N_c des semelles annulaires pour différents κ , avec $D/B = 0$ et 2	79
Figure 5.10 Facteur N_c des semelles annulaires pour différents rapports D/B , avec $R_i/R_0 = 0$ et $0,75$.	79
Figure 5.11 Comparaison des enveloppes de rupture dans l'espace de chargement V-H, pour une semelle circulaire.....	81
Figure 5.12 Enveloppes de rupture V-H, pour les semelles annulaires et circulaires : (a) espace de chargement non-dimensionnel (b) espace de chargement normalisé	82
Figure 5.13 Enveloppes de rupture V-M, pour les semelles annulaires et circulaires - espace de chargement non-dimensionnel	82
Figure 5.14 Enveloppes de rupture V-M, pour les semelles annulaires et circulaires - espace de chargement normalisé.....	83
Figure 6.1 Géométrie du problème et maillage adopté	86
Figure 6.2 Comparaison du facteur N_c d'une semelle circulaire sur la surface d'un sol non homogène	86
Figure 6.3 Enveloppes de rupture normalisées en termes de chargement V-H.....	87
Figure 6.4 Enveloppes de rupture V-H normalisées pour différents degrés de non-homogénéité : (a) semelle circulaire (b) semelle annulaire ($R_i/R_0 = 0,5$).....	88

Liste des tableaux

Tableau 1-1 Comparaison entre les coefficients de correction de forme proposés par différents auteurs	17
Tableau 1-2 Comparaison entre les facteurs d'encastresments proposés par différents auteurs	18
Tableau 1-3 Valeurs du coefficient de forme s_{cv} (DNV 1992).....	20
Tableau 2-1 Facteurs de capacité portante, (Vulpe et al., 2014).	36
Tableau 2-2 Facteurs d'encastrement pour la capacité verticale, horizontale et de moment, (Vulpe et al. 2014).....	37
Tableau 2-3 résumé des travaux effectués sur la capacité portante des semelles circulaires	38
Tableau 2-4 Résumé des travaux effectués sur la capacité portante des semelles annulaires	46
Tableau 5-1 N_c pour les semelles annulaires et circulaires, cotés latéraux lisses.....	80
Tableau 5-2 N_c pour les semelles annulaires et circulaires, cotés latéraux rugueux	80

Introduction générale

Les éoliennes offshore, situées en mer, permettent de produire de l'électricité à partir de l'énergie du vent. Le développement de structures stables pour soutenir ces éoliennes pose de grands défis. Les conditions en mer tels que les vagues, le vent, la rotation des pales et les sollicitations sismiques peuvent mettre les éoliennes offshore à rude épreuves. Ces efforts sont transférés à la base par le biais des fondations. Il existe plusieurs types de fondations, notamment les semelles sur monopieux, les fondations gravitaires, les fondations à succion, les fondations en structures métalliques ou « jacket » et les fondations sur pieux.

La capacité portante de la fondation doit être garantie pour assurer la stabilité de l'éolienne. Il est donc important d'examiner cette capacité en considérant les charges verticales, horizontales et les moments qui s'exercent sur elle. La combinaison de ces différents types de charges peut être évaluée en utilisant une enveloppe de rupture qui indique les limites de résistance du sol dans l'espace des paramètres de chargement.

L'objectif de cette thèse est de présenter les différents types de fondations pour les éoliennes offshore, ainsi que d'étudier numériquement la capacité portante des fondations filantes, circulaires et annulaires en prenant en compte les différents types de sol et en considérant l'effet d'une charge générale comprenant une charge verticale $\{V\}$, une charge horizontale $\{H\}$ et un moment $\{M\}$, en utilisant une approche élastoplastique.

Dans le premier chapitre, une synthèse de la littérature est présentée, incluant une vue d'ensemble des différents types de fondations pour les éoliennes offshore, ainsi qu'un résumé des méthodes de calcul de la capacité portante des semelles superficielles.

Le deuxième chapitre est consacré à une revue de la littérature sur la résistance des fondations circulaires et annulaires sous différents types de charges. Il examine également différents types de sols, y compris les sols non-homogènes où la cohésion augmente avec la profondeur.

Le troisième chapitre décrit l'utilisation de l'outil de modélisation numérique FLAC3D basé sur la méthode des différences finie. Une analyse paramétrique a également été menée pour étudier les surfaces ultimes d'une semelle filante sous une charge inclinée sur un sol frottant. Cette analyse vise à explorer les différentes méthodes de chargement et les différents types de contact sol-semelle.

Le quatrième chapitre traite l'influence de l'encastrement de la semelle et la non-homogénéité du sol sur la capacité portante. L'impact de l'encastrement est mesuré à l'aide d'un coefficient

d'encastrement d_c défini comme le rapport entre la capacité portante d'une semelle encastrée et celle d'une semelle à la surface. A noter que différents types d'interfaces le long des côtés latéraux lisses et rugueux ont été envisagés.

Le cinquième chapitre se concentre sur une étude numérique tridimensionnelle utilisant le code FLAC3D pour examiner la capacité portante des fondations circulaire et annulaire encastrées sur un sol non-homogène. Les fondations annulaires sont souvent utilisées pour les éoliennes en mer, les silos, les réservoirs d'eau, etc. Cette série d'analyses examine l'effet du ratio du rayon intérieur sur le rayon extérieur de l'anneau R_i/R_0 , et prend en compte différents types d'interface lisse et rugueuse. Le chapitre traite également la méthode "Swipe" pour étudier l'impact du rapport R_i/R_0 sur les enveloppes de rupture sous un chargement incliné et excentré.

Le sixième chapitre traite l'effet de la non-homogénéité sur la forme des enveloppes de rupture des semelles annulaires sous chargement incliné.

Enfin, cette thèse est finalisée par une conclusion générale résumant les différents résultats obtenus et une perspective d'un travail ultérieur.

Chapitre 1

Les Fondations offshore

1.1 Introduction

L'objectif constant d'améliorer l'efficacité économique et la performance des fondations offshore a donné lieu à l'émergence d'une variété de types de fondations dans un milieu offshore. Pour relever les défis posés par l'environnement offshore, différents types de fondations sont souvent moins classiques dans leur conception que les fondations terrestres et ont nécessité des études approfondies pour une compréhension adéquate de leur comportement dans des conditions offshore.

Les fondations perforées font partie de ces groupes qui trouvent une application dans l'environnement offshore. Le terme « fondation perforée » a été utilisé pour décrire les fondations qui ont des vides dans la zone de fondation du plan. Ainsi, une attention particulière a été accordée dans cette thèse aux types de fondations annulaires et circulaires soumises à un chargement combiné.

1.2 Fondations des structures offshore

1.2.1 semelles pour les plates-formes à base gravitaire

Les fondations gravitaires (**Figure 1.1 ; Figure 1.2**) sont constituées d'une large base en acier ou en béton conçue pour être posée sur le fond marin. Elles sont suffisamment lourdes pour garantir la stabilité de la structure face aux charges verticales et horizontales induites par les conditions environnementales, notamment dans des conditions de mer extrêmement violentes.



Figure 1.1 Exemple d'une plate-forme à base gravitaire, (Puech, 2004)

Les fondations gravitaires conviennent à des profondeurs d'eau comprises entre 0 et 30 m et peuvent atteindre de 100 à 150 m de diamètre (Puech, 2004). Les jupes sont également utilisées surtout dans la présence des dépôts superficiels plus mous, afin d'améliorer la capacité de la fondation à supporter le chargement combiné comprenant un chargement vertical (V), horizontal (H) et un moment de renversement (M).

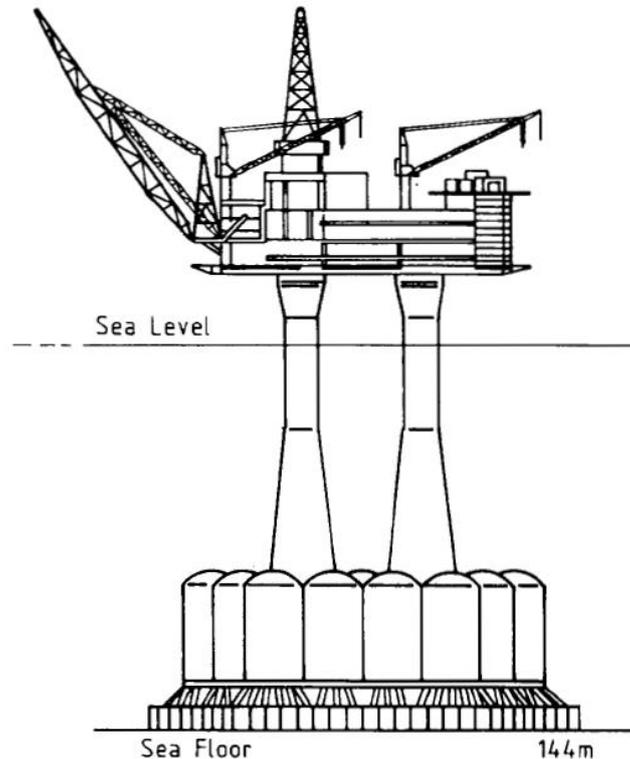


Figure 1.2 Une plate-forme gravitaire, (Ellers, 1982)

1.2.2 Plates-formes auto-élevatrices (Jack-up)

Les **plates-formes auto-élevatrices** sont largement utilisées en mer dans le monde entier pour forer des puits de pétrole et de gaz à des profondeurs d'eau allant jusqu'à 100 m environ. Une plate-forme auto-élevatrice mobile est une plate-forme de forage flottante (automotrice ou remorquée par des remorqueurs) avec des jambes (legs) qui peuvent être déplacées vers le haut et vers le bas comme indiqué sur la Figure 1.3. La plate-forme est flottée jusqu'au site du puit avec ses jambes surélevées (Figure 1.3a). Lorsqu'elle atteint le site, les jambes sont abaissées et enfoncées dans le fond de la mer pour produire une fondation. Un processus de préchargement est alors lancé avec de l'eau pompée dans les ballasts de la carène (hull), forçant les semelles à pénétrer plus profondément dans le fond marin (Figure 1.3b). Une fois les réservoirs de ballast vidés, la carène est mise en marche comme il est montré sur la Figure 1.3c.

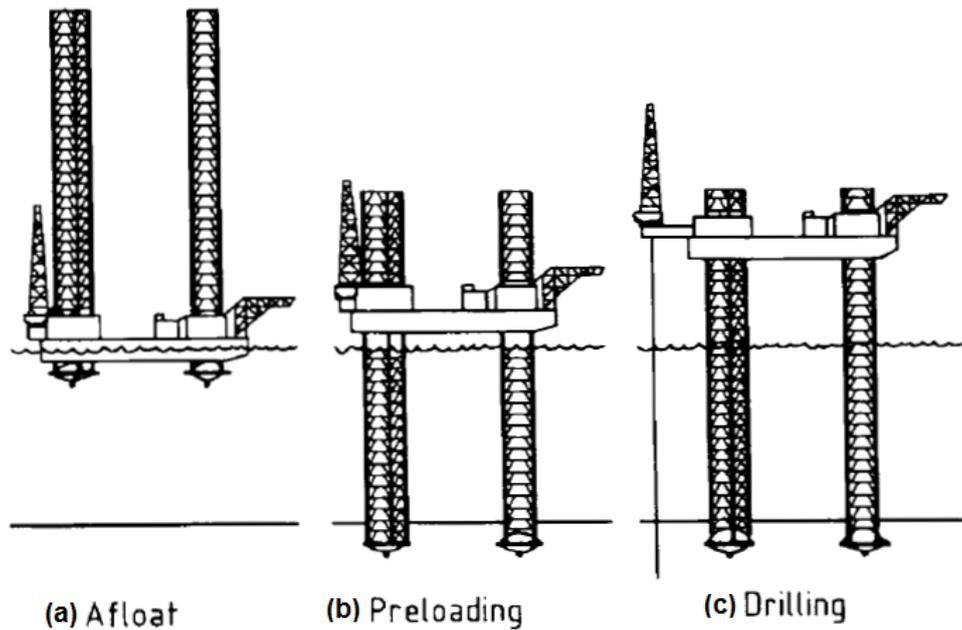


Figure 1.3 Modes de fonctionnement de la plate-forme auto-élevatrice, (McClelland et al. 1982)

La grande majorité des plates-formes autoélevatrices actuelles sont du type à jambes indépendantes comme il est montré sur la Figure 1.4. Certaines fondations typiques de plates-formes autoélevatrices à jambes indépendantes (communément appelées semelles "spudcan") sont illustrées à la Figure 1.5. La plupart des spudcans ont un plan approximativement circulaire, généralement avec un profil inférieur conique peu profond et pointu pour faciliter la localisation initiale et fournir une stabilité horizontale supplémentaire.

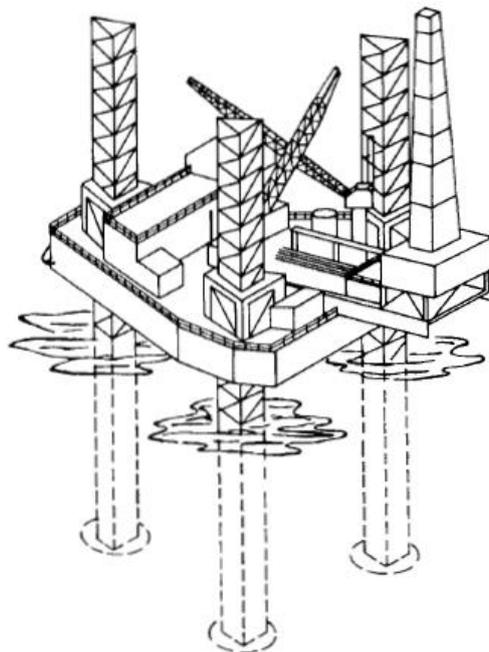


Figure 1.4 Plate-forme auto-élevatrice avec unité de jambe indépendante, (Hambly, 1985)

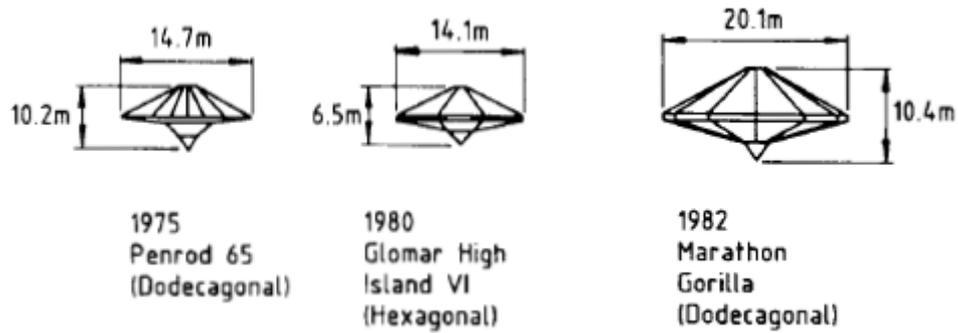


Figure 1.5 Configuration typique de la semelle (spudcan), (McClelland et al. 1982)

1.2.3 Monopieu

Les fondations de type monopieu (Figure 1.6) ont gagné en popularité ces derniers temps, en particulier dans les parcs éoliens offshore européens. Les raisons de l'utilisation des fondations de type monopieu sont :

- (i) L'installation dans des eaux peu profondes où la profondeur de la mer est inférieure à 30 m.
- (ii) Le sol disponible sur les sites d'exploitation est composé de sable et de gravier, ce qui ne nécessite pas d'efforts considérables pour l'enfoncement des pieux.

Cette technologie de fondation est la plus économique pour les conditions décrites précédemment. Elle permet également de réduire les coûts d'entretien des matériaux.

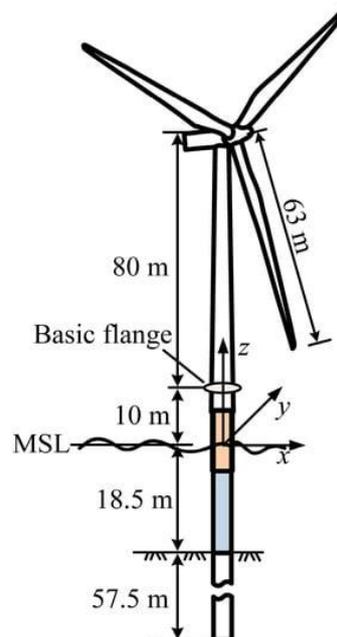


Figure 1.6 Exemple d'une Fondations de type monopieu, (Mo et al. 2017)

1.2.4 Caisson à succion

Une fondation de type caisson est une fondation écologique car ; elle ne nécessite aucun équipement lourd pour l'installation. Elle ressemble à un seau renversé (Figure 1.7). L'installation de ce type de fondation ne produit pas de niveau élevé de vibrations, de bruit et de sédiments en suspension. C'est une technique de fondation économique, car elle peut être installée très rapidement avec une procédure simple. Le caisson à succion peut réduire le poids de l'acier de 50 % par rapport à un monopieu. Selon les perspectives de construction et d'installation, les fondations de type caisson peuvent être considérées comme un excellent choix pour les parcs d'éoliens offshore.

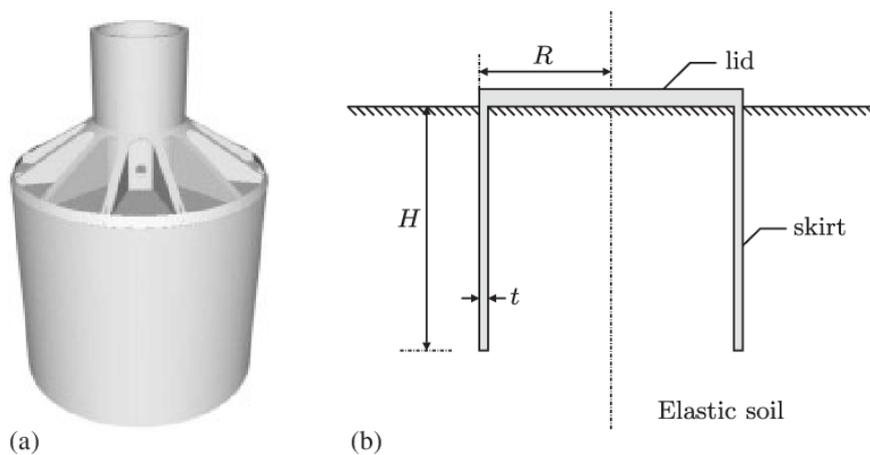


Figure 1.7 Fondation à succion (a) modèle en 3D (b) Schéma descriptif, (Liingaard et al. 2007)

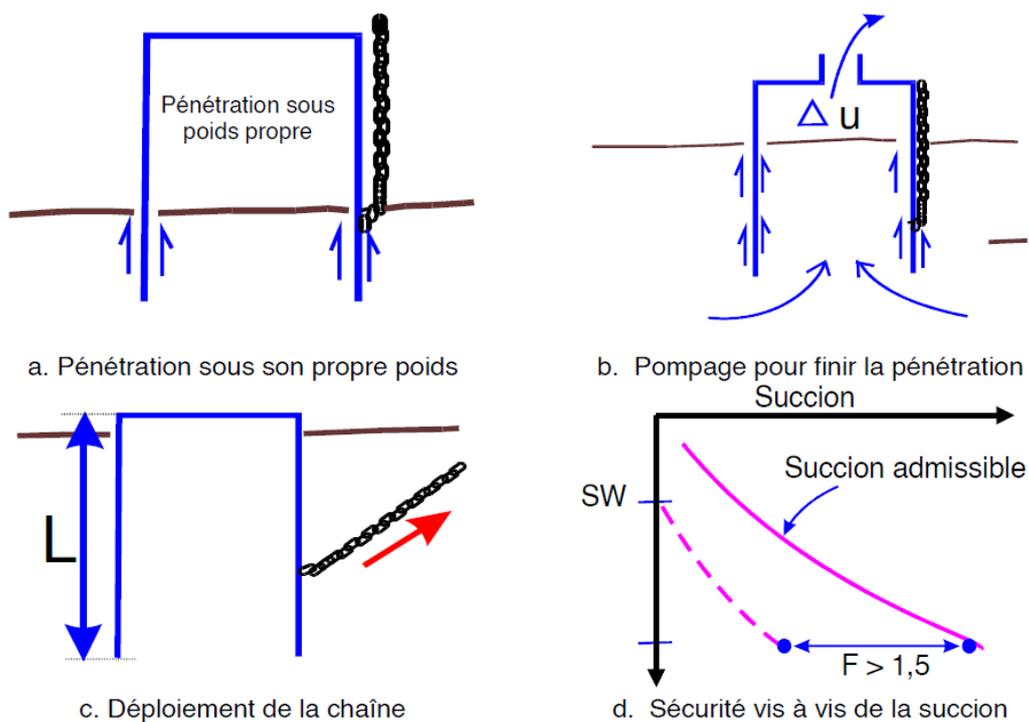


Figure 1.8 Etapes d'installation d'une ancre à succion, Puech (2004)

La mise en place d'une ancre à succion se déroule comme suit (Figure 1.8) : on la descend au fond de l'eau, où elle commence à pénétrer sous l'effet de son propre poids. Ensuite, on aspire à l'intérieur pour terminer la pénétration, et une fois celle-ci terminée, on déploie la chaîne d'ancrage. Il est important de veiller à une sécurité suffisante pour éviter le phénomène de capacité inverse, c'est-à-dire à ne pas aspirer le sol dans l'ancre pendant la phase d'aspiration. On considère qu'un coefficient de sécurité d'environ 1,5 est nécessaire entre ces deux phénomènes (Figure 1.8d).

1.2.5 Les fondations perforées :

Les fondations perforées (Figure 1.9), qui sont caractérisées par des espaces vides, trouvent de plus en plus d'applications dans les environnements offshores. Une utilisation courante des fondations perforées consiste à soutenir les infrastructures sous-marines. Les fondations perforées sont également une solution de conception pratique pour les fondations gravitaires plus grandes telles que les éoliennes offshore ou les plates-formes pétrolières et gazières. Ces fondations comprennent souvent une seule perforation centrale résultant en une fondation de type annulaire (Figure 1.10).

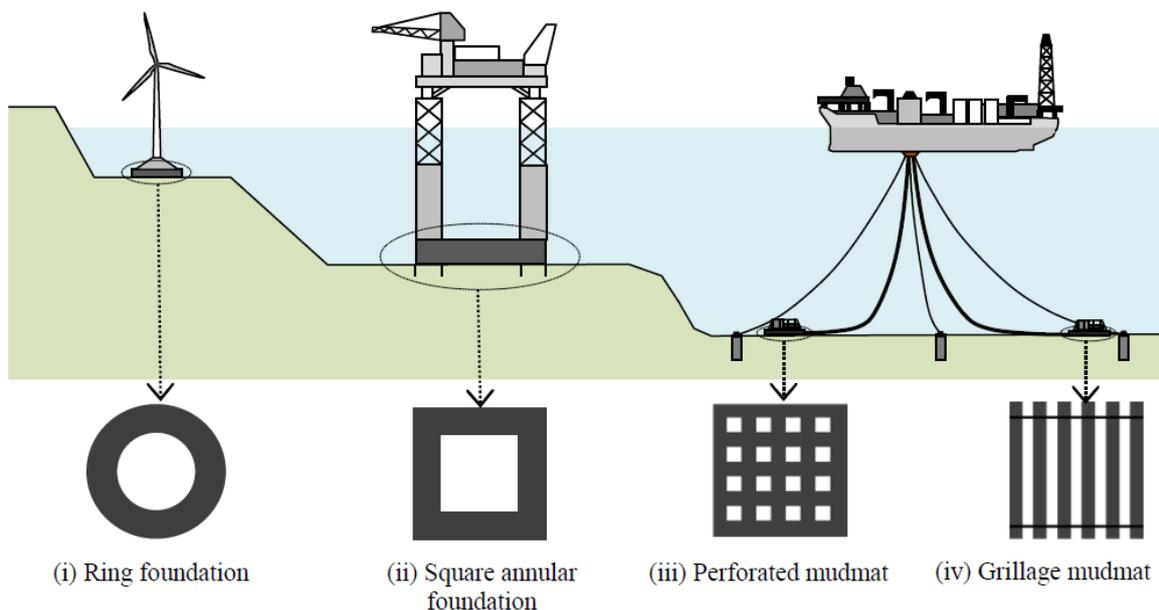


Figure 1.9 Différents types des fondations perforées, Tapper (2013)

La motivation des concepteurs à adopter des fondations perforées est de profiter des avantages qui peuvent exister par rapport aux autres types de fondations. Ceux-ci peuvent inclure des exigences matérielles réduites et une manipulation offshore plus facile en raison d'un poids moindre et de forces hydrodynamiques réduites lors du déploiement. La résistance au

soulèvement peut également être réduite par des perforations, ce qui offre un avantage de durabilité en facilitant la récupération des fondations pour les réutiliser ou pour permettre le recyclage des matériaux.

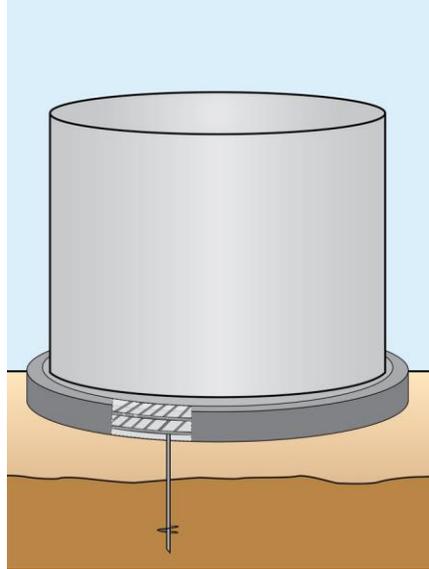


Figure 1.10 Fondation annulaire (Ring footing)

1.2.6 La fondation en treillis métallique (jackets)

La fondation en treillis métallique (jackets) (Figure 1.11) comprend une structure à ossature spatiale assemblée à partir des éléments tubulaires en acier, qui est généralement fabriquée à l'avance par soudage à terre pour être transportée sur le site et empilée dans le fond marin. Les fondations en treillis métallique sont relativement économiques en termes de consommation d'acier, mais le stockage, la logistique et l'installation peuvent être coûteux, augmentant ainsi considérablement le coût global. Jusqu'à présent, ce type de fondation a été largement employé pour des eaux de profondeur intermédiaire allant de 5 à 50 m.

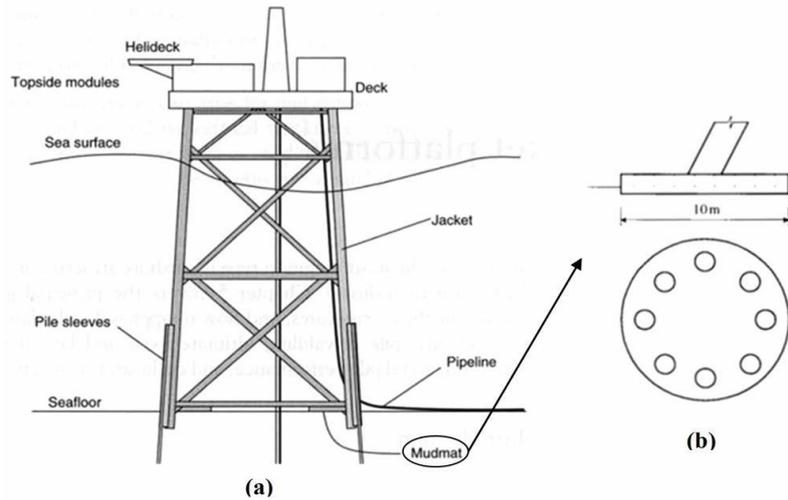


Figure 1.11 Plate-forme en treillis métallique, (a) structure Jacket (Dean, 2009), (b) exemple d'une semelle Mudmat (NgoTran, 1996)

1.3 Capacité portante des semelles superficielles

La capacité portante ultime est définie comme la pression portante moyenne à laquelle le sol supportant une fondation rigide devrait céder en cisaillement. La fondation superficielle est définie comme fondation reposant sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastrée. La conception des fondations doit garantir la sécurité contre la rupture ultime par cisaillement. La théorie classique de la capacité portante est souvent utilisée pour évaluer la capacité des fondations, mais de nouvelles approches telles que les enveloppes de rupture sont de plus en plus utilisées. Des facteurs de conception autres que la capacité portante ultime doit également être prise en compte, tels que l'influence de l'encastrement et la forme géométrique de la semelle.

L'évaluation de la capacité portante des fondations filantes soumises à une charge verticale centrée repose sur l'équation classique de la capacité portante de (Terzaghi, 1943). Cette équation se base sur la superposition de trois termes, à savoir la cohésion c , la surcharge q et le poids du sol γ , pour combiner les effets de ces termes.

L'équation classique de Terzaghi s'appliquait à une semelle filante à la surface soumise à une charge verticale. Pour étendre son application à une gamme plus large de types de fondations, (Meyerhof, 1963) a proposé une formule générale pour considérer un certain nombre de facteurs correcteurs. En tenant compte de ces facteurs, la capacité ultime q_u , pour une semelle de largeur B , est donnée par :

$$q_u = 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma + c N_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q \quad 1-1$$

Où N_γ , N_c et N_q sont des facteurs de capacité portante correspondant au poids volumique du sol γ sous le niveau de la semelle, à la cohésion c et à la surcharge verticale latérale à la semelle q , s désigne le facteur de forme, d le facteur d'encastrement de la fondation et i le facteur d'inclinaison de la charge.

1.3.1 Modes de rupture des fondations superficielles

Les façons dont les fondations superficielles s'effondrent et se brisent varient selon leur comportement, qui dépend principalement de la composition du sol, des conditions de charge et des conditions géométriques. Les modes de rupture courants peuvent être classés en trois catégories : la rupture par cisaillement général, la rupture par cisaillement local et la rupture par cisaillement de poinçonnement.

La description des modes de rupture avec les courbes de charge-déplacement est présentée sur la Figure 1.12 (Vesić, 1973).

1.3.1.1 Rupture par cisaillement général

La Figure 1.12a illustre une rupture par cisaillement par rotation du côté droit le long d'une trajectoire de glissement continue et définie qui entraînera un renflement du sol adjacent à la fondation. Un coin sous la semelle descend et le sol est poussé sur le côté latéralement et vers le haut. Ce mode de rupture se produit généralement d'un seul côté, car les sols ne sont pas homogènes et la charge n'est souvent pas symétrique.

La plupart des schémas de rupture se produisent en cisaillement général qui entraîne un basculement et un mouvement soudain de type catastrophique. Par exemple, les sables denses et les argiles saturées chargées rapidement sont pratiquement incompressibles et peuvent céder en cisaillement général.

Après la rupture, une légère augmentation de la contrainte provoque un tassement supplémentaire important de la semelle. Le renflement du sol de surface peut être évident du côté de la fondation subissant une rupture par cisaillement.

1.3.1.2 Rupture par cisaillement local

La Figure 1.12b présente la forme du chemin de rupture de type poinçonnement, ce mode se produit généralement dans les sables meubles, les sables limoneux et les argiles de faible portance. La rupture par cisaillement local est caractérisée par une trajectoire de glissement qui

n'est pas bien définie et n'atteint pas la surface du sol. La panne n'est pas catastrophique et le basculement peut être insignifiant sauf après un tassement relativement important.

1.3.1.3 Rupture par poinçonnement

La Figure 1.12c illustre la rupture par poinçonnement. Les lignes de glissement ne se produisent pas sur les côtés de la semelle. Le mouvement vertical associé à des charges accrues provoque une compression du sol immédiatement sous la fondation.

D'après Vesic (1973), le tassement vertical se manifeste sous la forme d'une pénétration verticale continue sans effondrement visible ni inclinaison significative. La rupture par poinçonnement est souvent associée à des éléments de fondation profonds, en particulier dans les sables meubles.

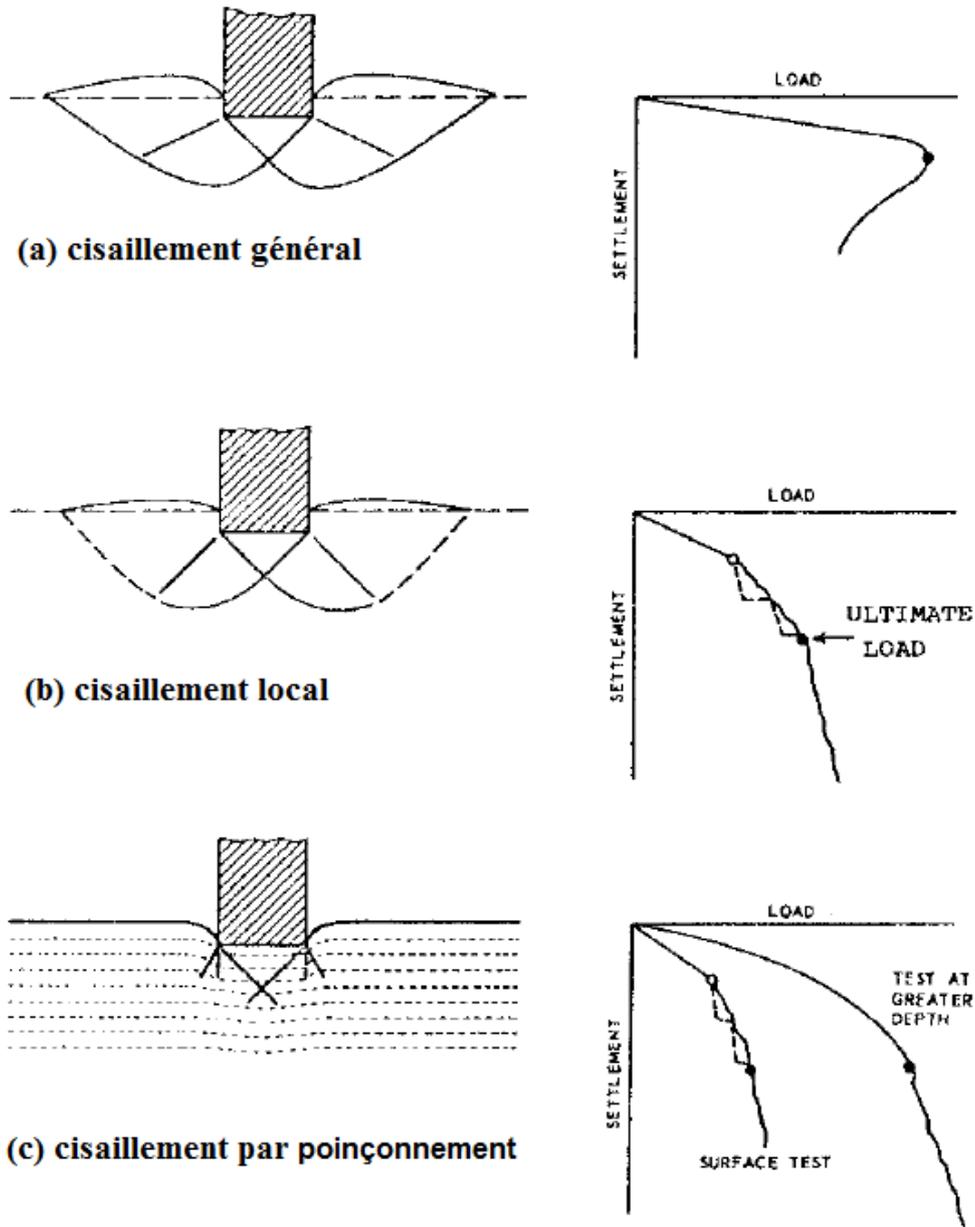


Figure 1.12 les différents Modes de rupture (Vesić, 1973).

1.4 Les méthodes d'évaluation de la capacité portante

De nombreuses études théoriques et expérimentales ont été menées pour déterminer la charge limite des ouvrages géotechniques. Les méthodes suivantes sont utilisées pour étudier la capacité portante des fondations superficielles.

1.4.1 La méthode de l'équilibre limite

Cette méthode est basée sur l'hypothèse que le volume étudié est en équilibre statique, en considérant un mode de rupture du sol sous l'effet des charges extérieures, nommé "mécanisme de rupture". Les mécanismes de rupture sont généralement définis par des formes géométriques

simples telles que des surfaces circulaires ou planes. Cette méthode considère chaque partie du sol séparément, en prenant en compte l'équilibre global et les conditions de résistance du matériau constituant. Pour qu'un solide soit en équilibre, les charges appliquées (forces internes, forces et moments externes) doivent être équilibrées ($\Sigma F = 0$ et $\Sigma M = 0$).

Une théorie basée sur la méthode d'équilibre limite a été développée par Terzaghi (1943) pour évaluer la portance d'une semelle superficielle rigide avec une base rugueuse, soutenue par un sol homogène. Sur la Figure 1.13, Terzaghi (1943) a présenté une surface de rupture dans le sol pour une charge ultime.

Terzaghi (1943) a développé une théorie fondée sur la méthode d'équilibre limite pour évaluer la capacité portante d'une fondation superficielle rigide avec une base rugueuse, soutenue par un sol homogène de profondeur suffisante. Terzaghi (1943) a présenté une surface de rupture dans le sol pour une charge ultime sur la Figure 1.13. Selon cette figure, la zone de rupture dans le sol sous la fondation peut être subdivisée en trois zones principales, à savoir :

- La première zone, nommée zone *abc*, est de forme triangulaire et représente la zone élastique sous la fondation. Cette zone est délimitée par les faces *ac* et *bc* du coin qui font un angle $\alpha = \varphi$ (angle de frottement du sol) avec l'horizontale.
- La deuxième zone, nommée zone *bcf*, est appelée zone de cisaillement radial de Prandtl.
- Enfin, la troisième zone, nommée zone *bfg*, est la zone passive de Rankine.

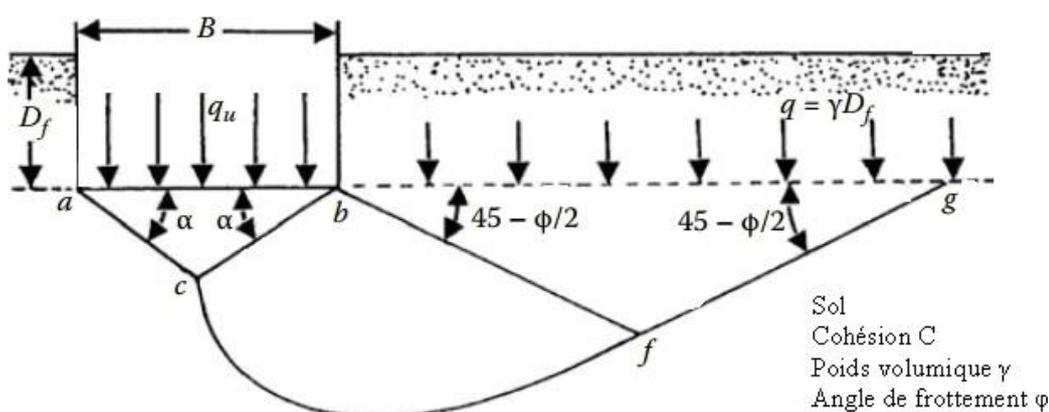


Figure 1.13 La surface de rupture d'un sol sous une charge ultime exercée à une semelle filante, (Terzaghi, 1943)

Il convient de remarquer que la zone de cisaillement radial 2 ainsi que la zone passive de Rankine 3 sont également présentes à gauche de la zone élastique triangulaire abc .

L'arc spiral logarithmique correspondant à la ligne cf est décrit par l'équation $r = r_0 e^{\theta \tan \phi}$.

1.4.2 La méthode de l'analyse limite

La méthode d'analyse limite diffère de la méthode d'équilibre limite car elle tient compte la relation entre la contrainte et la déformation. Elle se base sur deux théorèmes limites, ce qui conduit à deux approches différentes pour déterminer les charges limites : l'une par des valeurs supérieures et l'autre par des valeurs inférieures.

Selon Chen (1975), le théorème des bornes inférieures (approche statique) énonce que si l'on parvient à trouver une distribution de contraintes statiquement admissible (satisfaisant les équations d'équilibre, les conditions de contrainte aux limites et le critère d'écoulement), alors l'écoulement plastique non confiné ne se produira pas à une charge inférieure à la charge limite correspondante.

Le théorème des bornes supérieures (approche cinématique) exprime que si l'on parvient à trouver un champ de vitesses cinématiquement admissible (respectant les conditions de vitesses aux limites et les équations de compatibilité qui lient les déformations et les vitesses), alors l'écoulement plastique est imminent ou s'est déjà produit (les charges correspondantes ne sont pas inférieures à la charge limite).

Soubra et al. (1999) ont présenté une méthode pour estimer la portance d'une fondation superficielle filante soumise à un chargement incliné. Une surcharge uniforme q est appliquée à la surface du sol. En outre, le sol est un matériau de Coulomb avec des propriétés telles qu'un angle de frottement interne ϕ et une cohésion c . Selon le théorème des bornes supérieures, deux mécanismes de rupture ont été pris en compte (voir Figure 1.14).

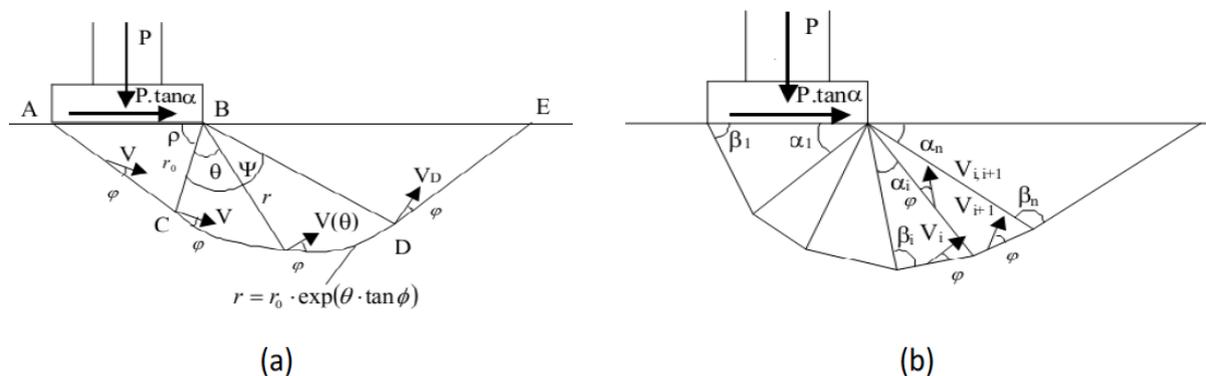


Figure 1.14 Schémas de rupture envisagés par Soubra et al. (2003) (a) Mécanisme de rupture en log-sandwich, (b) Mécanisme de rupture multibloc, (Soubra et al. 1999)

1.4.3 La méthode des lignes de glissement

On appelle également cette méthode la méthode des caractéristiques. Elle implique de satisfaire deux équations d'équilibre et une condition de résistance du sol, et les trois inconnues sont les éléments du tenseur des contraintes. Le principe de cette méthode est de transformer le système de coordonnées initial en coordonnées curvilignes en suivant les directions des contraintes de cisaillement maximales.

Les valeurs de $N\gamma$ pour les semelles lisses et rugueuses ont été déterminées par Caquot et Kérisel (1966) en utilisant la méthode des caractéristiques. Les lignes de glissement pour le cas d'une semelle lisse sont présentées sur la Figure 1.15.

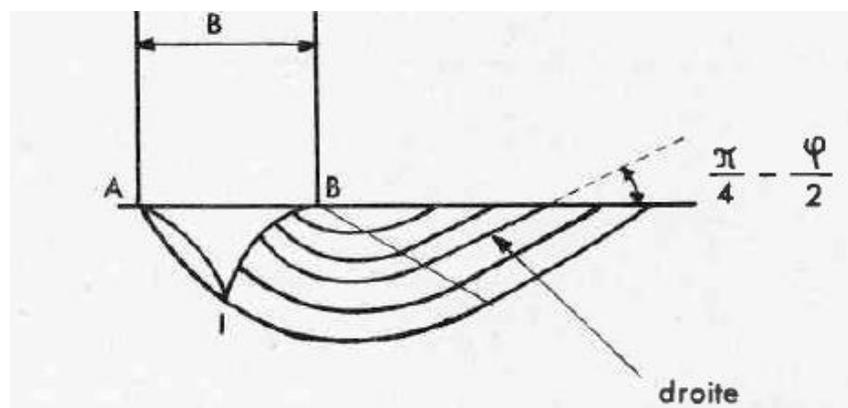


Figure 1.15 les courbes de glissement pour une semelle lisse, (Caquot et Kérisel, 1966).

1.4.4 Les calculs en déformations

On peut résoudre les problèmes de capacité portante en utilisant des techniques numériques telles que les éléments finis ou les différences finies. Ces méthodes sont particulièrement utiles si l'objectif de l'étude est d'analyser l'évolution élastoplastique du système. En utilisant une loi de comportement élastoplastique, il est possible d'étudier la stabilité du sol en examinant son évolution depuis l'état initial de contrainte jusqu'à la rupture plastique en suivant un chemin de chargement spécifique.

1.4.5 Etudes expérimentales

Pour mieux comprendre le comportement des fondations superficielles, il est inévitable de mener des investigations expérimentales. Ces dernières se présentent sous deux formes principales : les essais in-situ, réalisés à l'échelle réelle, et les essais effectués en laboratoire à l'échelle réduite. Les expériences sont menées pour répondre à plusieurs objectifs, tels que l'étude de la capacité portante, du tassement ou du déplacement des fondations. Ces deux thèmes

peuvent ensuite se décliner en sous-thèmes, tels que l'effet de la géométrie de la fondation, du terrain ou encore de la nature du sol.

1.5 Paramètres influençant la portance des semelles superficielles

1.5.1 Effet de la forme de la semelle

La capacité portante varie selon plusieurs facteurs, y compris la forme de la fondation. Les coefficients correcteurs nécessaires pour tenir compte des différents effets géométriques sur la capacité portante des fondations superficielles sont souvent formulés de manière empirique ou semi-empirique, en se basant sur les résultats d'essais de laboratoire ou les études numériques de différents auteurs.

Pour une semelle de forme rectangulaire ou circulaire, l'équation générale de Terzaghi est modifiée comme suit :

$$q_u = 0.5\gamma B N_\gamma \cdot s_\gamma + c N_c \cdot s_c + q N_q \cdot s_q \quad 1-2$$

Où s_γ , s_c , s_q sont nommés les facteurs de correction de forme, corrigeant respectivement N_γ , N_c et N_q .

Un résumé des expressions des coefficients de forme selon différents auteurs est donné dans le Tableau 1-1. Pour le cas d'une semelle de dimensions $B \times L$ (avec B = largeur ; L = longueur), le rapport B/L est égal à 1 pour les semelles circulaires et carrées.

Tableau 1-1 Comparaison entre les coefficients de correction de forme proposés par différents auteurs

Coefficient de forme	(Terzaghi, 1943)	(Meyerhof, 1963) (Pour $\varphi > 10^\circ$)	(Vesic, 1973) (De Beer, 1970) (Pour $\varphi > 10^\circ$)	(Hansen, 1970)
s_γ	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$1 + 0.1 \frac{B}{L} \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}\right)$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$
s_c	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	$1 + 0.2 \frac{B}{L} \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right)$
s_q	1	$1 + 0.1 \frac{B}{L} \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2}\right)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \operatorname{tg}(\varphi)$	$1 + \left(\frac{B}{L}\right) \sin(\varphi)$

1.5.2 Capacité portante d'une semelle encastrée

La plupart des structures de fondation utilisent des semelles encastrées (Figure 1.16) car elles ont une capacité portante plus élevée que les semelles non encastrées, L'influence de l'encastrement est exprimée par des facteurs de profondeur d_c qui prennent en considération le poids et la résistance au cisaillement du sol au-dessus de niveau de base de la semelle, ce facteur d_c est défini comme le rapport de la contrainte portante ultime d'une semelle en profondeur à celle d'une semelle à la surface du sol. Le Tableau 1-2 résume quelques expressions concernant les facteurs de profondeur proposés par divers chercheurs.

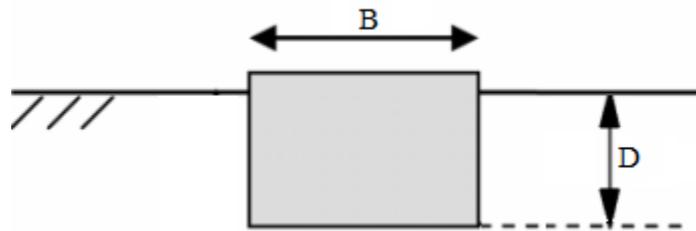


Figure 1.16 Fondation encastrée

Tableau 1-2 Comparaison entre les facteurs d'encastements proposés par différents auteurs

Référence	Facteur de profondeur d_c
(Skempton, 1951)	$d_c = 1 + 0.2D/B$ for $D/B \leq 2.5$ $d_c = 1.5$ for $D/B < 2.5$
(Meyerhof, 1951)	$d_c = 1 + 0.2D/B$
(Hansen, 1970)	$d_c = 1 + 0.4D/B$ for $D/B \leq 1$ $d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B \geq 1$
(Salgado et al. 2004)	$d_c = 1 + 0.27\sqrt{D/B}$
(Gourvenec et al. 2006)	$d_c = 1 + 0.86D/B - 0.16(D/B)^2$
(Liu et al., 2017)	$N_c^* = M.N_c$ ($N_c=5.14$) $M = 1 + 0.189(B/L) - 0.108(B/L)^2 + c_1 \ln(1 + c_2(D/B))$ $\begin{cases} B/L \leq 0.064 & c_1 = 5.599B/L + 0.337 & c_2 = 0.940 - 8.904B/L \\ B/L > 0.064 & c_1 = 0.697 - 0.022B/L & c_2 = 0.284 + 1.339B/L \end{cases}$

1.5.3 Effet de non-homogénéité

Lorsque les conditions sont considérées comme non drainées, l'angle de frottement du sol est considéré comme nul ($\varphi = 0$) et la variation de la résistance au cisaillement non drainée (s_u) en

fonction de la profondeur est un facteur déterminant. Un essai triaxial non drainé est l'un des essais qui peut être effectué en laboratoire pour la détermination de la résistance non drainée s_u .

Comme il est présenté sur la Figure 1.17, la variation du profil de résistance du sol est souvent supposée être non-homogène où la cohésion du sol augmente avec la profondeur de sorte que :

$$s_u = s_{um} + kz \quad 1-3$$

Où s_{um} est la résistance au cisaillement à la surface, k est le gradient de résistance au cisaillement avec la profondeur et z est la profondeur sous la surface du sol. Le degré de la non-homogénéité est donné par le rapport $\kappa = kB/s_{um}$.

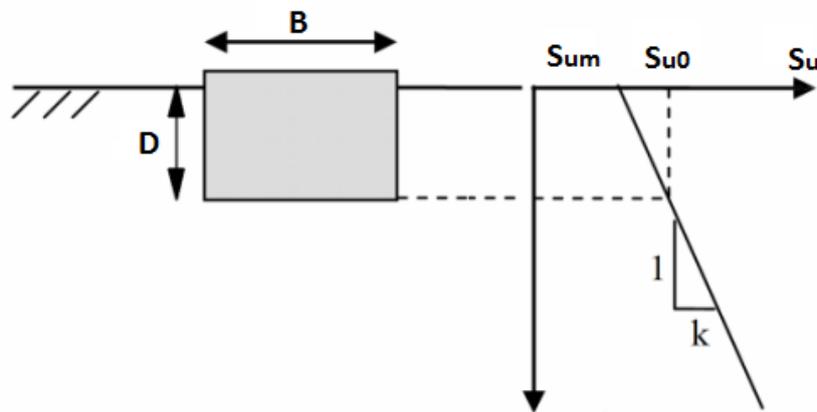


Figure 1.17 Profil de résistance au cisaillement pour un sol non homogène

Selon le règlement DNV (1992), la formule générale suivante peut être appliquée pour la capacité portante dans des conditions non drainées avec une résistance au cisaillement non drainée augmentant linéairement avec la profondeur :

$$q_u = F \left(5.14s_{u0} + \frac{kB'}{4} \right) (1 + s_{ca} + d_{ca} - i_{ca}) \quad 1-4$$

Avec

k : taux d'augmentation de la cohésion avec la profondeur.

B' : la largeur effective de la semelle.

F : facteur correcteur en fonction de la non-homogénéité du sol ($\kappa = kB/s_{um}$). Les valeurs de F sont montrées sur la Figure 1.18 (DNV, 1992).

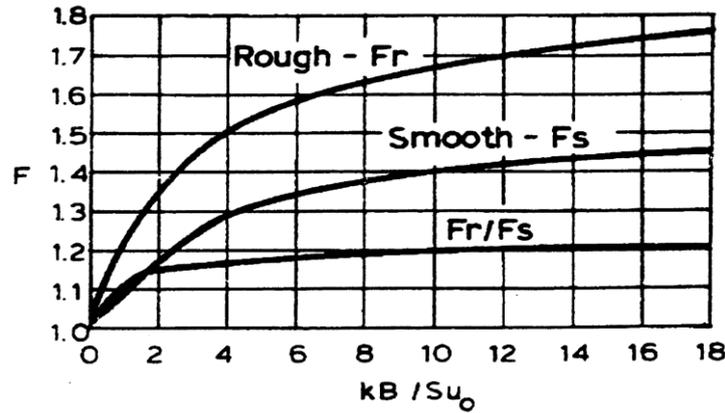


Figure 1.18 Facteur de correction, (DNV, 1992)

Les termes s_{ca} , d_{ca} et i_{ca} représentent respectivement le facteur de forme, le facteur de profondeur et le facteur d'inclinaison de la charge.

Le facteur de forme s_{ca} est donné comme suit :

$$s_{ca} = s_{cv} \left(1 - 2i_{ca}\right) \frac{B'}{L} \quad 1-5$$

s_{cv} : Facteur de forme pour les semelles circulaires sous un chargement vertical, ce facteur peut être sélectionné en fonction du degré de non-homogénéité κ selon le Tableau 1-3.

Tableau 1-3 Valeurs du coefficient de forme s_{cv} (DNV 1992)

$\kappa = \kappa B / s_{u0}$	s_{cv}
0	0.20
2	0.00
4	-0.05
6	-0.07
8	-0.09
10	-0.1

Le facteur de profondeur est donné comme suit :

$$d_{ca} = 0.3 \frac{s_{u1}}{s_{u2}} \arctan \frac{D}{B'} \quad 1.6$$

s_{u1} : Résistance au cisaillement non drainé moyenne au-dessus du niveau de base

s_{u2} : Résistance au cisaillement non drainé équivalente au-dessous du niveau de base, donné par la relation suivante :

$$s_{u2} = F \left(5.14 s_{u0} + \frac{\kappa B'}{4} \right) / 5.14 \quad 1.7$$

i_{ca} : Facteur d'inclinaison donné par l'équation :

$$i_{ca} = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{F_{HI}}{A's_{u0}}} \quad 1.8$$

Randolph et Gourvenec (2011) ont également suggéré une formule qui tient en compte l'inclinaison de la charge, la forme et l'encastrement de la semelle sur un sol non-homogène. Cette formule est donnée comme suit :

$$V_{ult} = A'(s_{u0}(N_c + \frac{kB'}{4}) \frac{FK_c}{\gamma_m} + p'_0) \quad 1.9$$

Avec

V_{ult} : charge verticale ultime

A' : la surface effective de la semelle

s_{u0} : cohésion à la base de la fondation

N_c : facteurs de capacité portante (semelle filante chargée verticalement sur un sol homogène = 5,14 (Prandtl, 1920)).

k : taux d'augmentation de la cohésion avec la profondeur

B' : largeur effective de la semelle (Meyerhof, 1953)

F : facteur correcteur selon la non-homogénéité du sol ($\kappa = kB/s_{u0}$). Les valeurs de F sont présentées sur la Figure 1.19 (Davis et Booker, 1973).

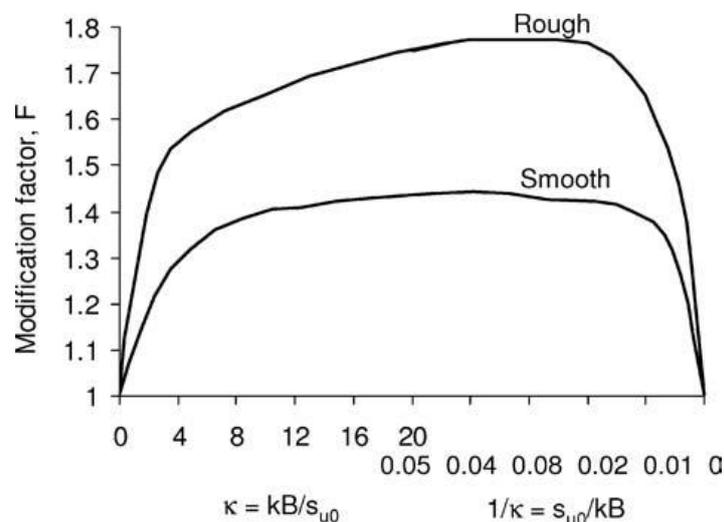


Figure 1.19 Facteur de correction, (Davis et Booker, 1973)

γ_m : facteur du matériau sur la résistance au cisaillement

K_c : facteur de modification dépendant de l'inclinaison de la charge, de la forme de la semelle et de la profondeur d'encastrement de la semelle, donné par :

$$K_c = 1 - i_c + s_c + d_c \quad 1.10$$

Avec :

$$i_c = 0.5(1 - \sqrt{1 - H/A's_{u0}}) \quad 1.11$$

$$s_c = s_{cv}(1 - 2i_c) \frac{B'}{L} \quad 1.12$$

Où s_{cv} : coefficient de forme pour une semelle circulaire chargée verticalement ((Salençon et Matar, 1982). Les valeurs de s_{cv} en fonction de $\kappa = kB'/s_{u0}$ sont présentées dans le Tableau 1-3.

$$d_c = 0.3e^{-0.5kB'/s_{u0}} \arctan D/B' \quad 1.13$$

P_0 : Pression de surcharge effective à la base de la semelle. Pour les fondations avec jupes, cela est généralement pris au niveau de la pointe de la jupe.

1.6 Courbe enveloppe de rupture

Une alternative à l'équation classique de capacité portante consiste à considérer la capacité portante directement dans un espace de charge combiné (charge verticale V , charge horizontale H , moment M) en définissant l'enveloppe de la surface de rupture dans cet espace. L'enveloppe de rupture montre comment la limite de rupture du sol varie avec différents paramètres de chargement. Les combinaisons de charges qui se trouvent à l'intérieur de cette enveloppe sont considérées comme stables, tandis que celles qui se trouvent à l'extérieur entraînent une rupture du sol. Une représentation des surfaces ultimes dans le plan des paramètres de chargement V - H , V - M et H - M est montré sur la Figure 1.20.

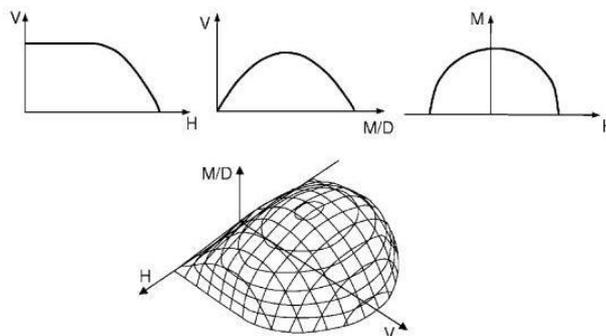


Figure 1.20 Représentation des courbes d'enveloppes, (Randolph et Gourvenec, 2011)

Un certain nombre d'études a été fait pour étudier la forme de l'enveloppe de rupture des semelles filantes et circulaires sur l'argile et le sable. Les enveloppes de rupture ont été déterminées en ajustant les courbes aux résultats expérimentaux (Butterfield et Ticof, 1979 ; Nova et Montrasio, 1991 ; Gottardi et Butterfield, 1993 ; Gottardi et al., 1999 ; Fazel & Bazaz, 2020). Divers techniques numériques ou théoriques ont été également examinées par différents auteurs (Ukritchon et al., 1998 ; Taiebat & Carter, 2000 ; Gourvenec & Randolph, 2003 ; Gourvenec, 2007 ; Loukidis et al., 2008 ; Yahia-Cherif et al., 2017)

Les courbes d'enveloppes peuvent être représentées à travers deux espaces de chargement différents. Le premier espace permet de déterminer la taille absolue des courbes enveloppes en utilisant des paramètres normalisés de chargement (V/Ac_0 , H/Bc_0 , M/B^2c_0), où A représenté la surface de la semelle, B sa largeur et c_0 la résistance au cisaillement du sol. Le deuxième espace représente les paramètres normalisés de chargement par rapport à leurs valeurs maximales (V/V_u , H/H_u , M/M_u), où V_u , H_u et M_u sont respectivement la force verticale ultime, la force horizontale ultime et le moment ultime. Cette approche permet de déterminer la taille relative et la forme des courbes d'enveloppes.

1.6.1 Détermination de la surface ultime

Les courbes d'enveloppes peuvent être définies expérimentalement ou numériquement en utilisant différentes techniques comme « swipe tests », « probe tests ». Un exemple de la forme de la surface ultime d'un assai expérimental par la méthode « swipe » est illustré dans la Figure 1.21.

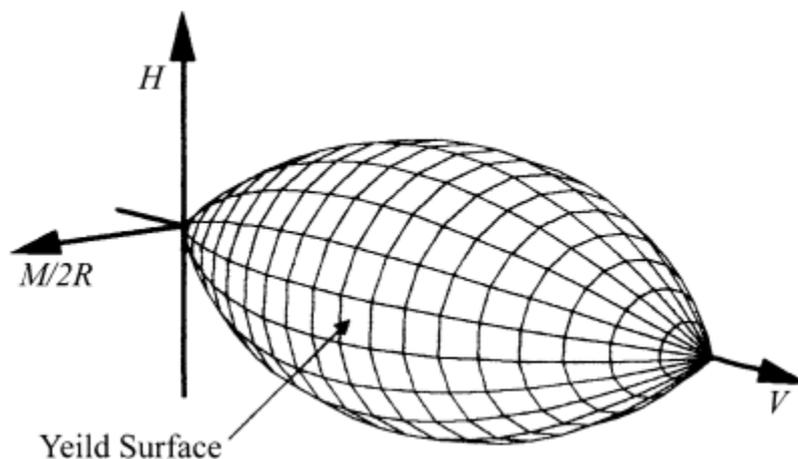


Figure 1.21 Représentation d'une courbe d'enveloppe tridimensionnelle, (Byrne et al. 2002)

L'analyse par Swipe a été introduite à l'origine autant que la technique expérimentale, puis elle est utilisée numériquement par plusieurs chercheurs (Gourvenec et Randolph, 2003 ; Loukidis

et al., 2008 ; Yahia-Cherif et al., 2017 ; Hamlaoui et al., 2022). L'avantage de cette procédure de chargement est que l'enveloppe de rupture peut être déterminée en une seule analyse.

La première étape du processus consiste à appliquer un déplacement vertical aux nœuds de la semelle jusqu'à ce qu'un état d'écoulement plastique se développe dans le sol.

Par exemple, pour définir l'enveloppe de rupture dans l'espace V-H, les deux chemins I et II sont requis (voir la Figure 1.22 au-dessous). Le chemin I comporte deux étapes. La première étape du processus consiste à appliquer un déplacement vertical aux nœuds de la semelle jusqu'à ce qu'un état d'écoulement plastique se développe dans le sol. Ensuite, dans la seconde étape, une vitesse horizontale est appliquée en empêchant la semelle de bouger verticalement jusqu'à atteindre la contrainte horizontale ultime (H_{ult}). Pour le chemin II, une vitesse horizontale est appliquée à la semelle sans tenir compte des charges verticales jusqu'à ce que la contrainte horizontale ultime (H_{ult}) soit atteinte, comme représenté sur la Figure 1.22.

Pour le cas d'un espace V-M, le chemin I implique l'application de vitesses verticales aux nœuds de la semelle jusqu'à ce que la charge verticale ultime maximale V_{ult} soit atteinte. Puis, un moment pur est appliqué à la semelle jusqu'à ce que le moment ultime M_{ult} soit atteint. Le chemin II débute en appliquant directement un moment pur sans considérer les charges verticales (Figure 1.22).

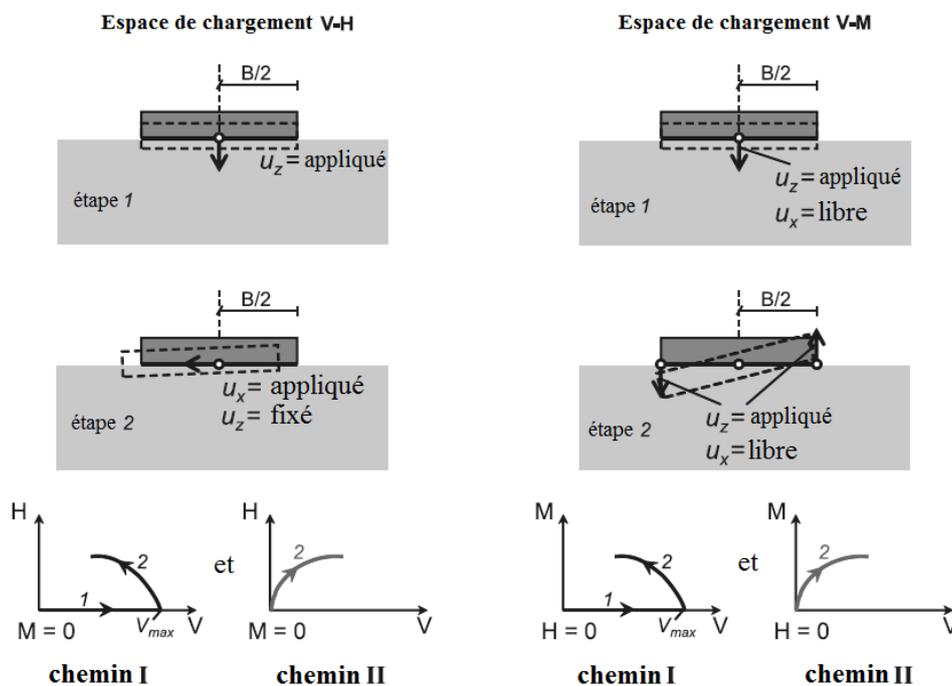


Figure 1.22 Conditions de chargement par la technique « Swipe », (Loukidis et al. 2008)

Avec la méthode « probe », la semelle est chargée progressivement jusqu'à ce qu'elle atteigne l'état limite sous une combinaison donnée d'un chargement incliné ou excentré. Chaque analyse vise à établir une seule charge limite pour tracer un point plus précis que possible (Figure 1.23). Noté que cette méthode peut être effectuée par force ou par déplacement (Loukidis et al., 2008).

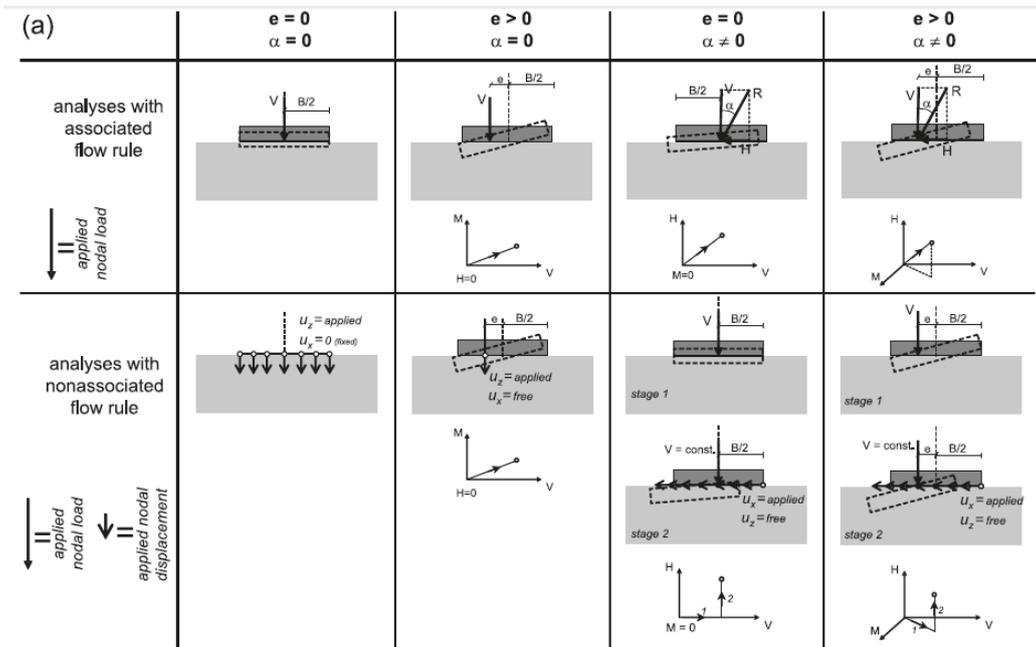


Figure 1.23 Conditions de chargement par technique « probe », (Loukidis et al. 2008)

1.7 Conclusion

Ce chapitre a présenté un aperçu des types de fondations superficielles couramment utilisées pour les structures en mer. La théorie classique de la capacité portante, largement adoptée dans les codes de conception des fondations, ainsi que les modes de rupture ont été discutés. Il a été déterminé que la forme, l'encastrement et la non-homogénéité du sol ont un impact considérable sur la capacité portante.

L'utilisation de la formulation traditionnelle de Terzaghi (1943), pour évaluer la capacité portante, présente l'avantage d'être un outil familier pour les professionnels et fournit une solution conservatrice. Toutefois, lorsque les configurations sont complexes et qu'il est nécessaire de considérer l'interaction entre deux paramètres de charge, cette approche n'est plus envisageable et une compréhension approfondie du problème est généralement requise.

Les courbes d'enveloppes capturent plus précisément la capacité de la fondation sous chargement combiné. Différentes techniques de détermination de la surface ultime ont été discutées. L'analyse par la méthode « Swipe » a été utilisée expérimentalement et

numériquement par plusieurs chercheurs. L'avantage de cette technique est que la surface ultime peut être déterminée par une seule analyse. D'autre part, l'analyse par la méthode « probe » vise à établir à chaque fois une seule charge limite pour tracer un point plus précis que possible.

Chapitre 2

Paramètres influençant la portance des semelles circulaires et annulaires

2.1 Introduction

L'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles est un aspect fondamental de l'ingénierie géotechnique. Des nouvelles approches telles que les enveloppes de rupture sont de plus en plus fréquemment employées. Les avancées rapides des méthodes numériques ont permis de calculer la capacité de charge des fondations de manière plus précise, offrant ainsi une meilleure compréhension des problèmes de fondation. Parmi les méthodes numériques et théoriques les plus courantes figurent l'analyse limite des bornes supérieure et inférieure, la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis.

En pratique, les semelles dans un milieu offshore sont soumises généralement à un chargement combiné dû à l'action du vent, des vagues etc. De plus, ces semelles reposent généralement sur des sols non homogènes où la cohésion du sol augmente linéairement avec la profondeur. Les fondations annulaires font partie de ces groupes de fondations utilisées notamment à l'éolienne de mer qui trouvent une application dans les environnements offshore. Dans ce chapitre, une synthèse bibliographique des travaux antérieurs concernant la capacité portante des semelles circulaires et annulaires sous différents types de chargement est présentée.

2.2 Semelle circulaire sous chargement verticale

Différents approches expérimentales, numériques et analytiques ont été abordées pour étudier la capacité portante de différents types de fondations superficielles. Pour une semelle filante reposant sur un sol homogène chargée axialement, Prandtl (1920) a déterminé une solution exacte de la capacité portante égale à 5.14. Pour une fondation rigide circulaire, Levin (1955) a présenté les bornes supérieures de la capacité portante. Shield (1955) a trouvé que la valeur de facteur de portance N_c supporté est égale à 5.69 pour le cas d'une fondation circulaire avec une interface sol-fondation lisse. Cependant, une solution de 6.05 de N_c est obtenue par Eason et Shield (1960) pour le cas d'une interface sol-fondation rugueuse. De même, sur la base d'une analyse par éléments finis, Edwards et al. (2005) ont trouvé une valeur de N_c de 6,09. D'autre part, la solution de borne inférieure de 6,34 est obtenue par Tani et Craig (1995) utilisant une approche par champ de contraintes.

Salençon et Matar (1982) ont étudié la capacité portante des semelles superficielles circulaires chargée verticalement, la non-homogénéité du sol est prise en compte. Le cas d'une fondation limitée par une assise rigide est aussi considéré. Le coefficient de forme a été présenté sous forme des abaques défini par le rapport de la capacité portante des semelles circulaires à celle des semelles filantes. Houlsby et Wroth (1983) et Kusakabe et al. (1986) ont étudié également la capacité portante des fondations circulaires sur un sol non-homogène pour différents types d'interface sol-fondation lisse et rugueuse. La Figure 2.1 présente l'évolution du facteur de portance N_c avec la non-homogénéité kB/c_0 du sol. Il est clair que N_c augmente avec l'augmentation de kB/c_0 . En se référant à la Figure 2.2, il est démontré que l'accroissement de l'hétérogénéité du sol se traduit par une baisse marquée du facteur de forme λ_c .

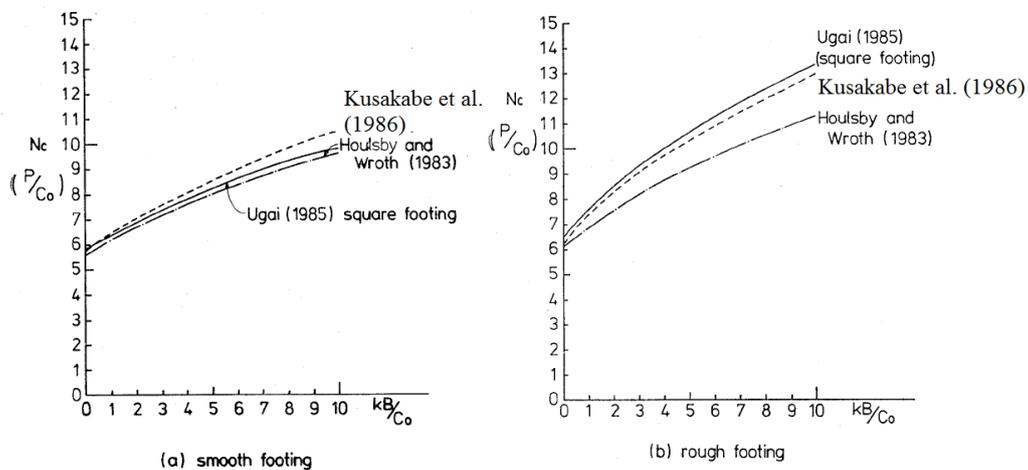


Figure 2.1 Variation des valeurs du facteur de capacité portante N_c avec kB/c_0 , (Kusakabe et al. 1986)

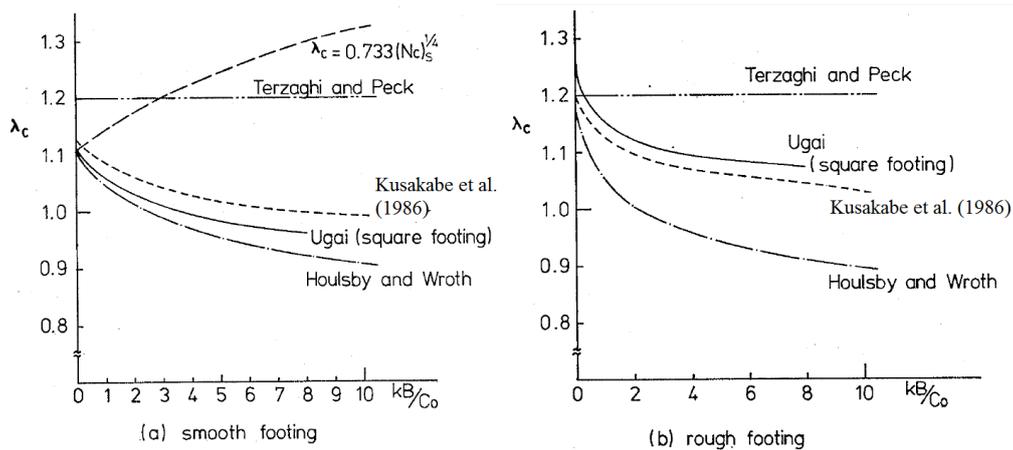


Figure 2.2 Variation des valeurs du facteur de forme λ_c avec kB/c_0 , (Kusakabe et al. 1986)

Tani et Craig (1995) ont élaboré des tests numériques et physiques pour étudier la capacité portante des semelles filantes et circulaires encastrées. Les résultats calculés ont été résumés sous la forme du facteur de capacité portante N_c , coefficient de forme s_c et du facteur de

profondeur d_c qui sont exprimés en fonction de kB/c_0 tenant compte de l'effet de la non-homogénéité du sol. Les résultats présentés sur les Figure 2.3 et Figure 2.4 ont révélé l'influence de la non-homogénéité du sol et l'encastrement de la fondation sur le facteur de portance ainsi que le facteur d'encastrement d_c . Cette constatation a également été trouvée par Hansen (1970), Salgado et al. (2004) et Edwards et al. (2005).

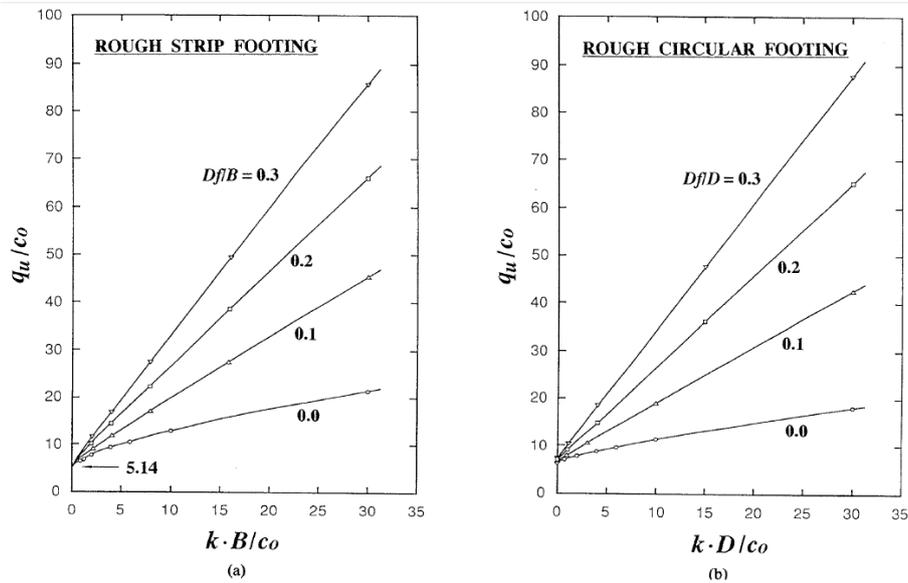


Figure 2.3 Relation $q_u/c_0 - \kappa - (B \text{ ou } D)$: (a) fondation filante (b) fondation circulaire, (Tani et Craig, 1995)

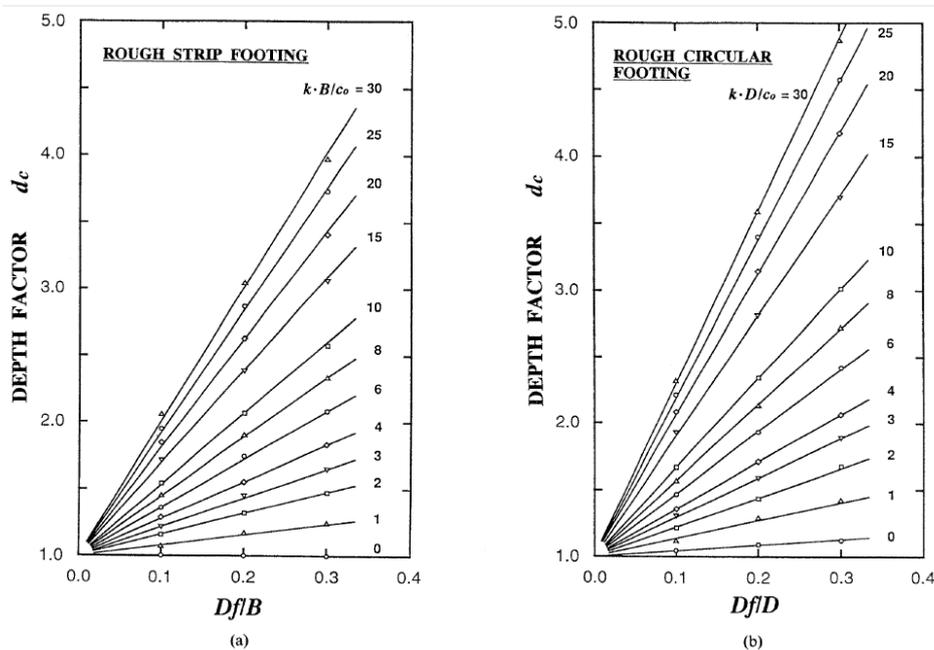


Figure 2.4 Relation $d_c - D_f/(B \text{ ou } D)$ (a) fondation filante (b) fondation circulaire, (Tani et Craig, 1995)

Les méthodes des éléments finis et l'analyse limite ont été utilisées par Gourvenec et Mana (2011) pour déterminer les meilleures estimations des facteurs de capacité portance verticale non drainée pour les semelles filantes et circulaires encastrees (Figure 2.5).

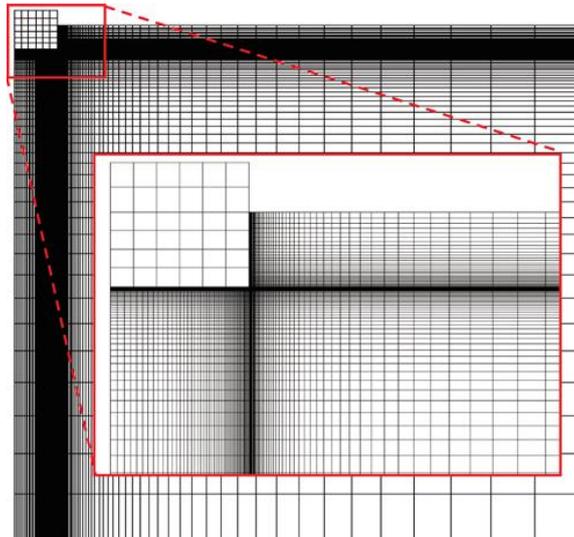


Figure 2.5 Maillage en éléments finis utilisé, (Gourvenec et Mana, 2011)

Noté que différentes interfaces sol-fondation lisses et rugueuses ont été considérées sur la base et les côtés de la semelle. Selon les résultats illustrés sur la Figure 2.6 pour le cas des fondations circulaires, Il est intéressant de noter que la relation entre le facteur de capacité portante et la rugosité de l'interface était remarquablement linéaire à travers les valeurs du rapport d'encastrement et de l'hétérogénéité du sol.

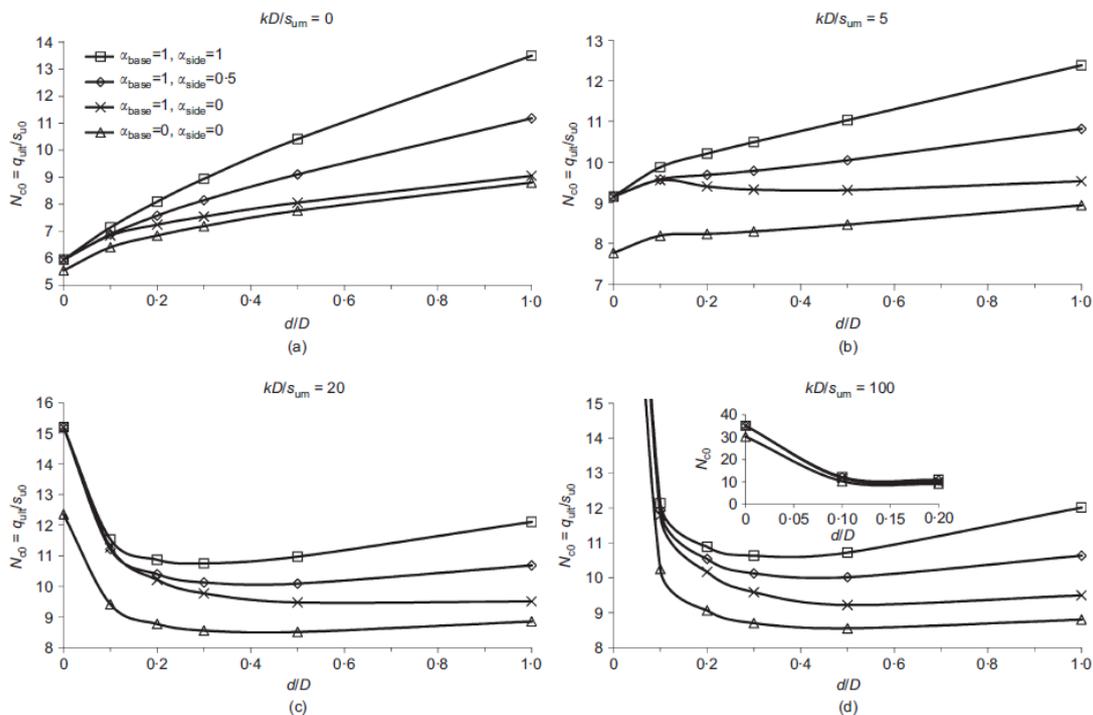


Figure 2.6 Facteurs de capacité portante pour les semelles circulaires, (Gourvenec et Mana, 2011)

Le comportement de différents types de semelles dans le cas d'un sol frottant a été abordé par plusieurs auteurs. Salençon (2002) et El Sawwaf et Nazer (2005) ont étudié l'effet de confinement du sol sur la portance des fondations circulaires chargées verticalement. Pour un

sol homogène d'épaisseur limitée, les résultats de Salençon (2002) montrent que l'influence de confinement est moins sensible pour une semelle circulaire que pour une semelle filante.

Lee et al. (2005) ont étudié l'effet de la surcharge sur la portance d'une semelle circulaire sur un sable. L'influence de la non-associativité du sol sur la capacité portante ultime d'une semelle circulaire est étudiée par Lan et Jian-hua (2009). Les valeurs de la simulation numérique montrent que les facteurs de capacité portante diminuent significativement avec l'augmentation de la non-associativité du sol (augmentation de l'angle de dilatance ψ).

Mabrouki et al. (2009) ont utilisé le code de différence finie FLAC3D pour estimer les facteurs de capacité portante pour les semelles circulaires rigides lisses et rugueuses, le sol obéissant le critère de Mohr-Coulomb et la règle d'écoulement associée ($\psi = \phi$) est adoptée. Les résultats ont été comparés aux expressions et solutions numériques existantes comme il est présenté sur la Figure 2.7. Il est noté que les valeurs des facteurs de portance diffèrent selon l'interface sol-fondation lisses ou rugueuses adoptée.

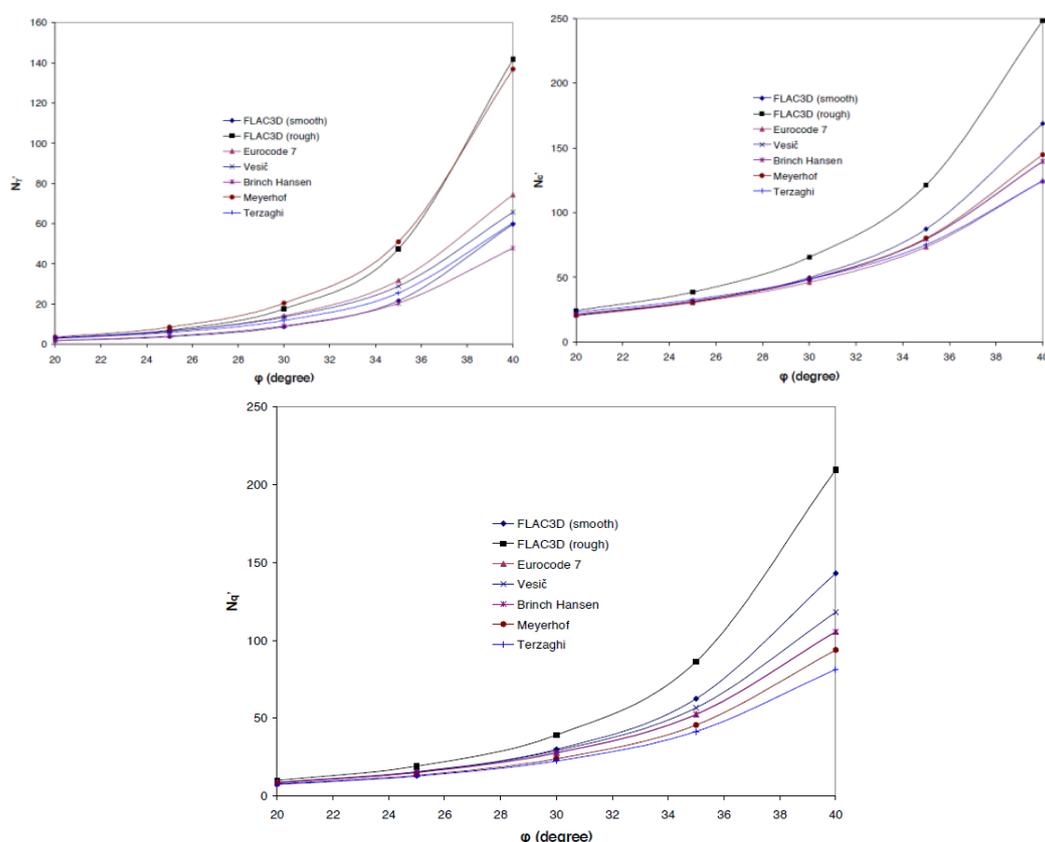


Figure 2.7 Variation de différents facteurs de capacité portante avec l'angle de frottement ϕ , d'après Mabrouki et al. (2009)

L'effet de la forme a été étudié par Shafiqul Islam et al. (2017) pour le cas des semelles carrées et circulaires. Également, Loukidis et Salgado (2009) ont réalisé des simulations par éléments

finis des semelles filantes et circulaires sur sables. Cette étude paramétrique a été consacrée pour calculer les valeurs des facteurs de capacité portante et les coefficients de forme. Les résultats montrent que les coefficients de forme S_q et S_c augmentent toujours avec l'accroissement de l'angle de frottement.

2.3 Semelle circulaire sous chargement combiné

Utilisant la méthode de l'analyse limite, Sekiguchi et Kobayashi (1997) ont étudié la capacité portante d'une semelle rigide circulaire soumise à une charge verticale excentrée. Les détails du modèle ainsi que les résultats numériques sont présentés sur la Figure 2.8. Les solutions exactes sont délimitées par des bornes supérieures et inférieures illustrées sous forme des courbes d'enveloppes V-M. La comparaison a montré que les résultats expérimentaux de Houlsby et Martin (1993) se trouvent entre les bornes supérieures et inférieures des solutions numériques.

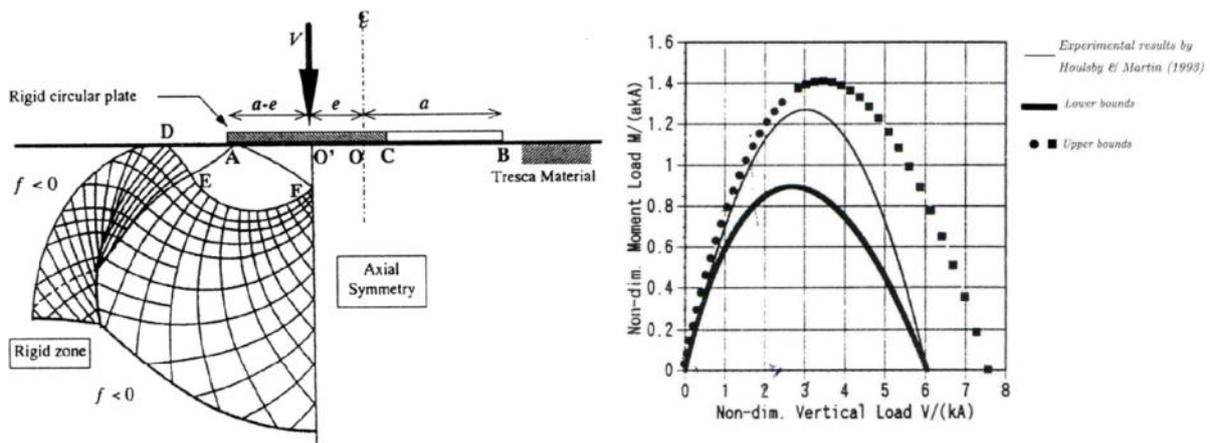


Figure 2.8 Solutions des bornes inférieure et supérieure pour les semelles circulaires soumises à un chargement excentré, (Sekiguchi et Kobayashi, 1997)

Parmi les travaux expérimentaux concernant les semelles circulaires soumises à un chargement généralisé, on peut citer le travail de Gottardi et al. (1999) qui montrent que la forme de la surface de rupture dans l'espace V-M et 2R-H est bien présentée par un ellipsoïde parabolique, similaire à Gottardi et Butterfield (1993) et Martin (1994) pour d'autres types de fondations et de sols.

Dans le cas des fondations à jupe soumises à un chargement combiné, Bransby et Randolph (1998) ont examiné la réponse des semelles filantes et circulaires sur un sol non-homogène avec un gradient de cohésion qui varie proportionnellement avec la profondeur z . Dans le même contexte, Bransby et Randolph (1999) s'intéressent particulièrement à l'effet de l'encastrement de la fondation sur la capacité portante. D'après les résultats présentés sur la Figure 2.9, il est

clairement établi que la profondeur d'encastrement a un impact considérable sur le moment ultime et la capacité horizontale de la semelle.

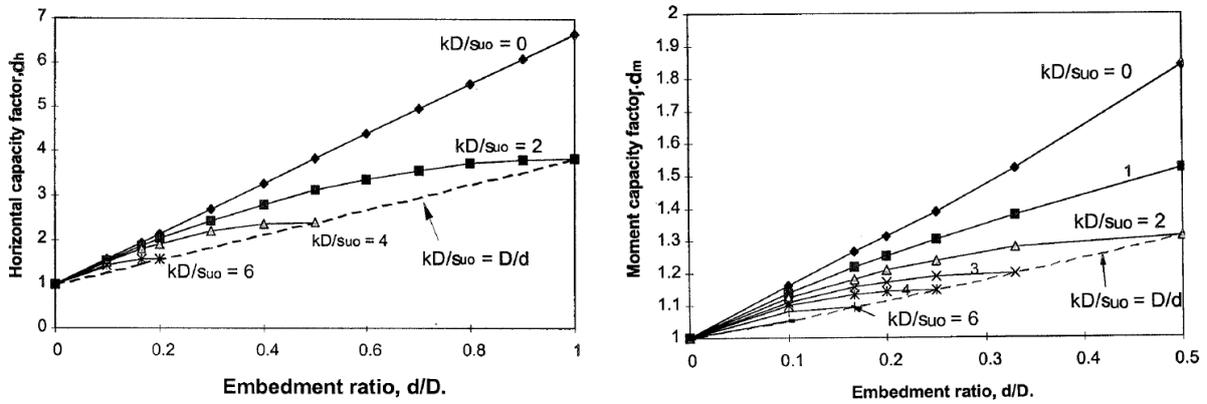


Figure 2.9 Prédiction de la borne supérieure du facteur de capacité horizontale et de moment pour différents d/D et kD/s_{u0} , (Bransby et Randolph, 1998)

Taiebat et Carter (2000) ont appliqué des analyses tridimensionnelles par éléments finis pour étudier la forme des enveloppes de rupture dans l'espace des paramètres de chargement vertical, horizontal et moment (VHM) pour des fondations circulaires. Un sol homogène et purement cohésif a été considéré, il convient de mentionner que l'interface sol- semelle a été supposée parfaitement collée. Les résultats numériques sous forme des enveloppes de rupture V-H, V-M et H-M sont présenté sur la Figure 2.10.

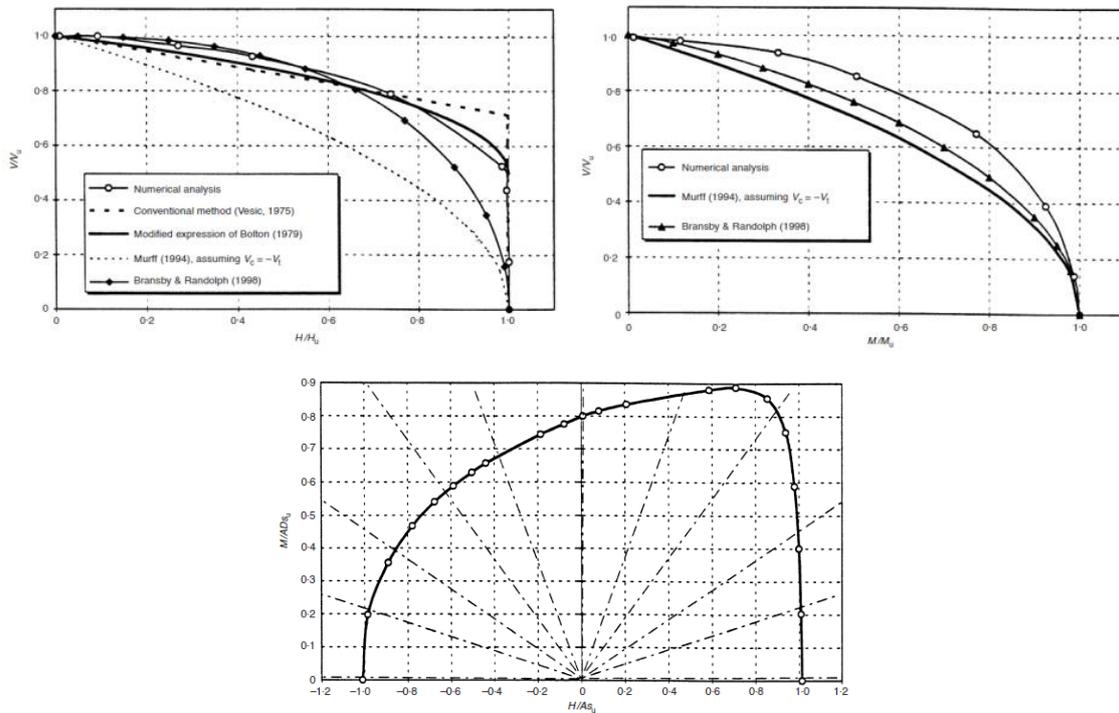


Figure 2.10 Les enveloppes de rupture pour différents plans de chargement, (Taiebat et Carter, 2000)

Selon la Figure 2.11 dans le plan de chargement V-M, Taiebat et Carter (2002) démontrent que l'enveloppe de rupture pour une semelle avec interface à tension nulle (avec détachement) est très différente de celle présentée précédemment (Figure 2.10) pour une semelle totalement attachée. Cette constatation a été également mentionnés par Bransby (2001) et Taiebat et Carter (2010).

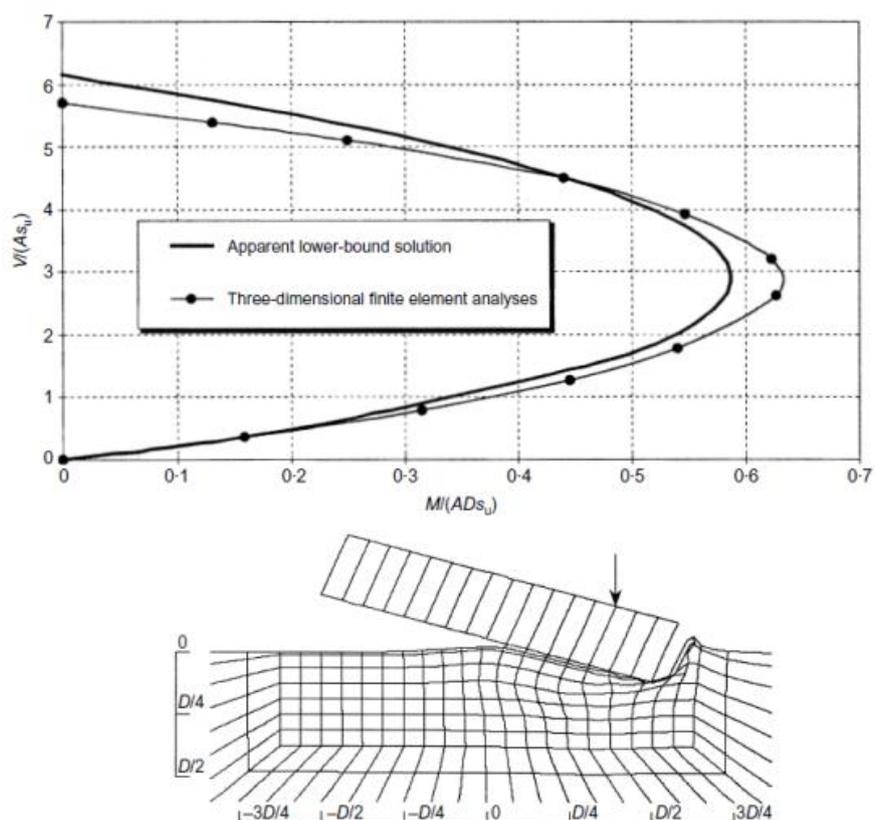


Figure 2.11 L'enveloppe de rupture pour semelle circulaire sous chargement excentré, (Taiebat et Carter, 2002)

Gourvenec et Randolph (2003) ont étudié l'effet de la non-homogénéité du sol et de la géométrie des fondations sur la forme des enveloppes de rupture normalisées sous un chargement combiné VHM. Des degrés de non-homogénéité $\kappa = kD/s_{u0}$ entre 0 et 10 ont été explorés pour des fondations filantes et circulaires entièrement collées avec la surface du sol, les résultats sont présentés sur la Figure 2.12. Dans le plan V-H avec $M = 0$, il a été constaté que la forme des enveloppes de rupture était essentiellement indépendante de la géométrie de la fondation ou du degré de non-homogénéité, tandis que dans les autres plans de chargement (V-M avec $H = 0$ et H-M avec $V = 0$), le degré de non-homogénéité s'est avéré affecter de manière significative la forme des enveloppes de rupture dans lequel la taille globale de l'enveloppe de rupture normalisée diminue avec l'augmentation de la non-homogénéité du sol.

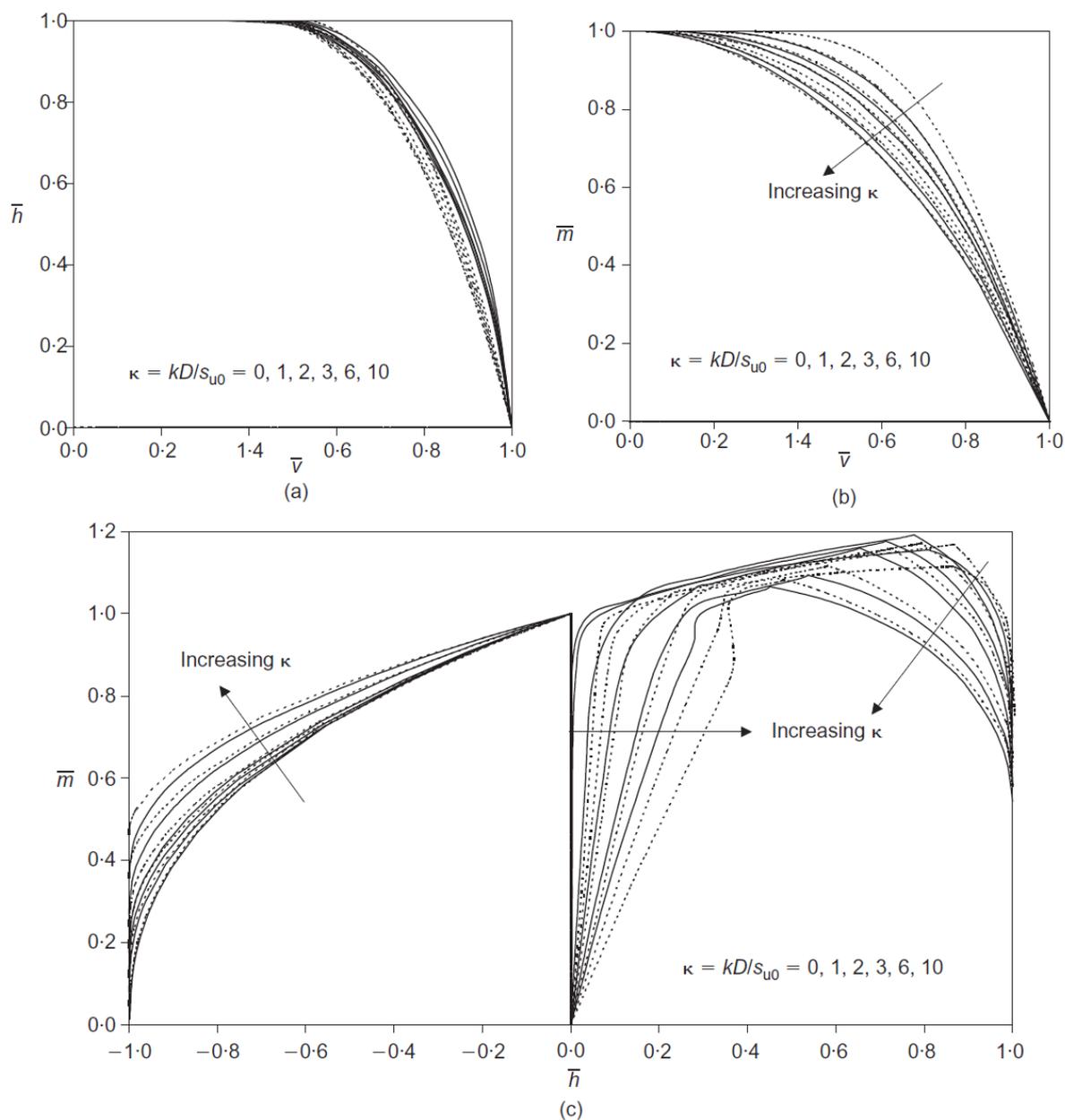


Figure 2.12 Les enveloppes de rupture pour différents cas de chargement : (a) chargement V-H ; (b) chargement V-M ; (c) Chargement H-M, (Gourvenec et Randolph, 2003)

En utilisant l'approche cinématique, Randolph et Puzrin (2003) ont considéré une variété de mécanismes des bornes supérieures applicables à l'effondrement des semelles circulaires superficielle sur un sol cohérent non-homogène. Les mécanismes de rupture pour différents cas de chargement sont montrés sur la Figure 2.13.

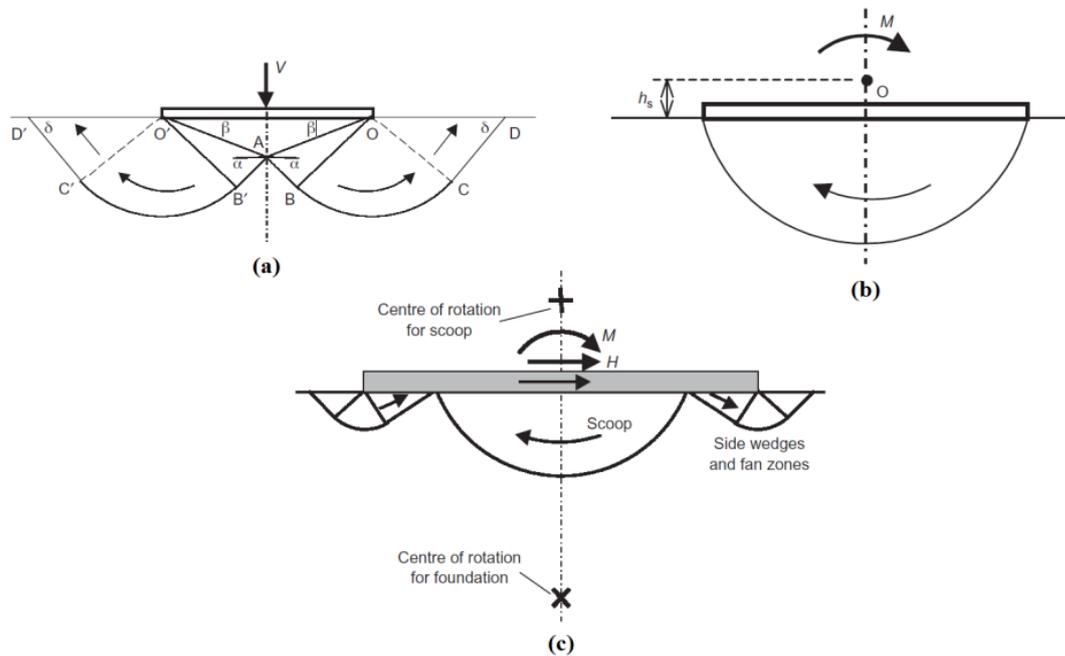


Figure 2.13 Les mécanismes de rupture pour différents cas de chargement (a) charge purement verticale (b) chargement de moment pur (c) chargement combiné H et M, (Randolph et Puzrin, 2003)

Vulpe et al. (2014) ont étudié les états limites ultimes uni-axiaux non drainés et les enveloppes de rupture dans le plan de chargement VHM des fondations circulaires encastrées, différents degrés d'hétérogénéité ont été considérés. Les valeurs des facteurs de portance (N_{cV} , N_{cH} et N_{cM}) et les facteurs de profondeur d'encastrement sont présentés sur les Tableau 2-1 et Tableau 2-2 respectivement. Vulpe et al. (2014) ont trouvé que la forme de l'enveloppe de rupture normalisée varie avec le rapport d'encastrement et l'hétérogénéité du sol.

Tableau 2-1 Facteurs de capacité portante, (Vulpe et al., 2014).

d/D	$\kappa = kD/s_{um}$	N_{cV}	N_{cH}	N_{cM}
0	0	6.05	1	0.67
0	6	9.85	1	1.19
0	20	15.48	1	1.92
0	60	27.69	1	3.49
0	100	37.88	1	4.77
0.10	0	7.28	1.72	0.81
0.10	6	10.11	1.58	1.17
0.10	20	11.46	1.42	1.35
0.10	60	12.30	1.32	1.49
0.10	100	12.25	1.30	1.50
0.25	0	8.75	2.82	1.01
0.25	6	10.48	2.36	1.19
0.25	20	10.81	2.07	1.22
0.25	60	10.97	1.91	1.26
0.25	100	10.78	1.89	1.25
0.50	0	11.29	4.15	1.47
0.50	6	11.29	3.31	1.34
0.50	20	11.31	2.94	1.26
0.50	60	12.07	2.78	1.28
0.50	100	11.31	2.76	1.27

Tableau 2-2 Facteurs d'encastrement pour la capacité verticale, horizontale et de moment, (Vulpe et al. 2014)

d/D	$\kappa = kD/s_{um}$	d_{cV}	d_{cH}	d_{cM}
0	0	1	1	1
0	6	1	1	1
0	20	1	1	1
0	60	1	1	1
0	100	1	1	1
0-10	0	1.20	1.72	1.21
0-10	6	1.03	1.58	0.98
0-10	20	0.74	1.42	0.70
0-10	60	0.44	1.32	0.43
0-10	100	0.32	1.30	0.32
0-25	0	1.45	2.82	1.51
0-25	6	1.06	2.36	1.00
0-25	20	0.70	2.07	0.63
0-25	60	0.40	1.91	0.36
0-25	100	0.28	1.89	0.26
0-50	0	1.87	4.15	2.19
0-50	6	1.15	3.31	1.13
0-50	20	0.73	2.94	0.66
0-50	60	0.44	2.78	0.37
0-50	100	0.30	2.76	0.27

Les enveloppes de rupture non drainées ont été également étudiées par Shen et al. (2016) pour les semelles filantes et circulaires avec une interface sol-semelle de tension nulle. Divers degrés d'hétérogénéité sont pris en compte dans cette étude. Les résultats par la méthode des éléments finis sont comparés à ceux calculés à partir de la théorie classique de la capacité portante. Selon la Figure 2.14, les enveloppes de rupture V-H dérivées des résultats numériques en éléments finis s'accordent bien avec les solutions traditionnelles pour une fondation filante sur un sol homogène, mais une divergence a été remarquée avec l'augmentation du degré d'hétérogénéité du sol pour les semelles filantes et circulaires.

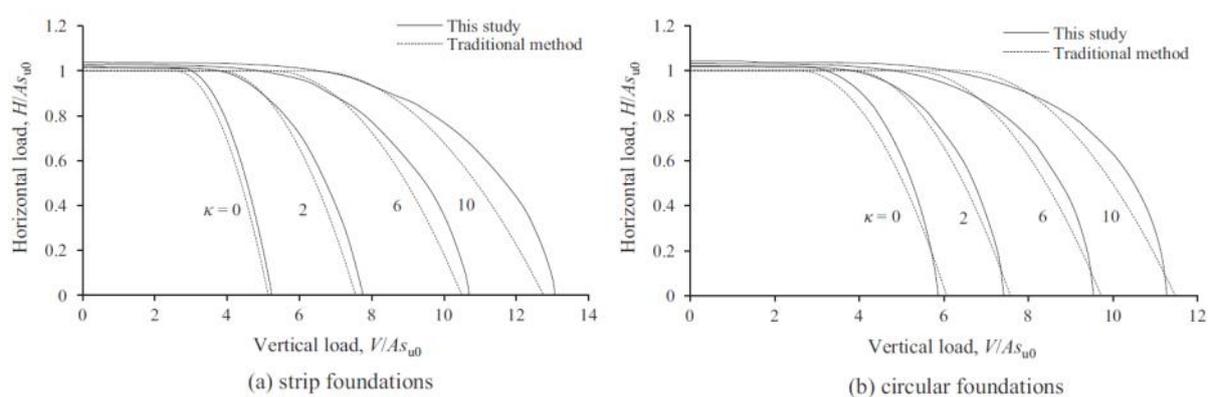


Figure 2.14 les courbes d'enveloppes dans l'espace de chargement V-H : (a) fondations filantes (b) fondations circulaires, (Shen et al. 2016)

L'effet des charges de torsion en combinaison avec d'autres directions de charge pour les fondations circulaires a été bien étudié par Yun et al. (2009), Shen et al. (2017) et He et Newson (2020, 2022). En utilisant des analyses par éléments finis, He et Newson (2022) ont étudié l'enveloppe de rupture VHMT (chargement vertical, horizontal, moment et de torsion) des fondations circulaires sur un sol non-homogène. L'effet de l'encastrement dans un sol

homogène a également été pris en compte. He et Newson (2022) montrent que les charges de torsion réduisent la capacité portante VHM des fondations circulaires. D'autre part, l'encastrement des semelles augmente considérablement la capacité des fondations circulaires. Plus précisément, pour un taux d'encastrement de 0,5 par rapport aux fondations à la surface, les capacités verticales, horizontales et de moment augmentent d'environ 38 %, 130 % et 78 % respectivement.

Tableau 2-3 résumé des travaux effectués sur la capacité portante des semelles circulaires

Référence	Année	Sol	Chargement	Méthode	But de l'étude / commentaire
Levin	1955	Sol cohérent	V	Analyse limite. Théorème cinématique	Champ de vitesse axisymétrique
Shield	1955	Sol cohérent	V	Méthode des lignes de glissement	Semelle rigide lisse $N_c = 5.69$
Eason et Shield	1960	Sol cohérent	V	Méthode des lignes de glissement	Semelle rigide rugueuse $N_c = 6.05$
Salençon et Matar	1982	Sol cohérent et frottant hétérogène	V	Méthode des lignes de glissement	Calcul de Coefficient de forme
Houlsby et Wroth	1983	Sol cohérent hétérogène	V	Méthode des lignes de glissement	Calcul de Coefficient de forme
Kusakabe et al.	1986	Sol cohérent hétérogène	V	Approche cinématique	Calcul de Coefficient de forme
Tani et Craig	1995	Sol cohérent hétérogène	V	Méthode des lignes de glissement	L'effet de la non-homogénéité du sol et l'encastrement de la semelle
Sekiguchi et Kobayashi	1997	Sol cohérent	V, M	Approche cinématique Approche statique	Diagramme d'interaction V – M
Bransby et Randolph	1998	Sol cohérent non-homogène	V, H, M	La méthode des éléments finis	Courbes d'enveloppes dans l'espace {V, H, M}
Gottardi et al.	1999	Sol frottant	V, H, M	Essais sur massif de sol	Courbes d'enveloppes dans l'espace {V, H, M}
Bransby et Randolph	1999	Sol cohérent non-homogène	V, H, M	La méthode des éléments finis	L'effet de l'encastrement de la semelle dans l'espace {V, H, M}
Taiebat et Carter	2000	Sol cohérent	V, H, M	La méthode des éléments finis	Courbes d'enveloppes dans l'espace {V, H, M}
Salençon	2002	Sol cohérent	V	Approche statique et cinématique	Effet de confinement du sol
Gourvenec et Randolph	2003	Sol cohérent non-homogène	V, H, M	La méthode des éléments finis	L'effet de la non-homogénéité sur la taille des courbes d'enveloppes

Randolph et Puzrin	2003	Sol cohérent non-homogène	V, H, M	Approche cinématique	Les mécanismes de rupture pour différents cas de chargement
Salgado et al.	2004	Sol cohérent hétérogène	V	Analyse limite numérique. Théorèmes statique et cinématique	Facteurs de profondeur d'encastrement
Edwards et al.	2005	Sol cohérent	V	Analyse par éléments finis	Facteurs de profondeur d'encastrement
Lee et al.	2005	Sol frottant	V	La méthode des éléments finis	L'effet de la surcharge
El Sawwaf et Nazer	2005	Sol frottant	V	Essais sur massif de sol	Effet de confinement du sol
Mabrouki et al.	2009	Sol frottant	V	La méthode des différences finies	Calcul de N_y
Loukidis et Salgado	2009	Sol frottant	V	La méthode des éléments finis	Calcul de Coefficient de forme
Lan et Jian-hua	2009	Sol cohérent et frottant	V	La méthode des différences finies	L'effet de la non-associativité du sol
Yun et al.	2009	Sol cohérent	V, H, T	La méthode des éléments finis	Les courbes d'enveloppes dans l'espace VHT.
Taiebat et Carter	2010	Sol cohérent	V, H, M	La méthode des éléments finis	Courbes d'enveloppes dans l'espace {V, H, M}
Gourvenec et Mana	2011	Sol cohérent hétérogène	V	La méthode des éléments finis et l'analyse limite	L'effet de la non-homogénéité du sol et l'encastrement de la semelle
Vulpe et al.	2014	Sol cohérent non-homogène	V, H, M	La méthode des éléments finis	L'effet de l'encastrement de la semelle sur les courbes d'enveloppes
Shen et al.	2016	Sol cohérent non-homogène	V, H, M	La méthode des éléments finis	Comparaison des résultats numériques avec les solutions traditionnelles
Shafiqul Islam et al.	2017	Sol frottant	V	La méthode des éléments finis	Calcul de Coefficient de forme
Shen et al.	2017	Sol cohérent non-homogène	V, H, M, T	La méthode des éléments finis	L'effet de torsion sur les courbes d'enveloppes
He et Newson	2020	Sol cohérent	H, T	Analyse limite. Théorème cinématique	Diagramme d'interaction H-T
He et Newson	2022	Sol cohérent non-homogène	V, H, M, T	La méthode des éléments finis	L'effet de l'encastrement, la non-homogénéité et la torsion sur les courbes d'enveloppes

2.4 Semelle annulaire sous chargement vertical

La prédiction de la capacité portante des semelles filantes et circulaires est un sujet d'intérêt majeur pour les ingénieurs et les chercheurs en génie géotechnique, étant donné l'utilisation croissante des semelles annulaires dans diverses structures telles que les éoliennes, les piliers de ponts, les châteaux d'eau, les silos, etc. Il est donc essentiel de pouvoir prédire avec précision la capacité portante ultime de ces semelles annulaires dans le processus de conception.

Plusieurs études ont été menées pour évaluer la capacité portante des fondations annulaires, telles que celles menées par Berezantzev VG. (1948), Ohri et al. (1997) et Saran et al. (2003). Dans le même contexte, Saha (1978), Boushehrian et Hataf (2003) ainsi que Hataf et Razavi (2003) ont réalisé des essais sur modèle à échelle réduite afin de déterminer la capacité portante des semelles annulaires sur des sols sableux.

Divers chercheurs ont essayé de calculer numériquement la capacité portante des semelles annulaires et circulaires sur des sols purement frottant. Parmi eux, on peut citer Kumar et Ghosh (2005), Zhao et Wang (2008) et Benmebarek et al. (2012). En utilisant le code de différence finie FLAC, Zhao et Wang (2008) ont étudié le facteur de capacité portante N_V pour les semelles annulaires dans un sol frottant. Le modèle est présenté sur la Figure 2.15. Le sol est modélisé selon le critère de Mohr-Coulomb et la règle d'écoulement associatif est considérée.

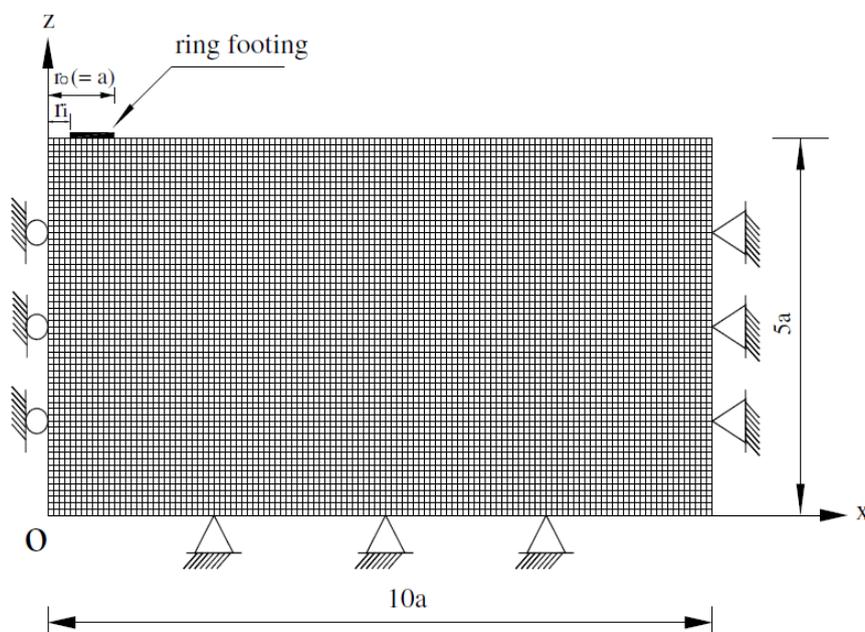


Figure 2.15 Maillage du modèle et conditions aux limites, (Zhao et Wang, 2008)

Comme il est présenté sur la Figure 2.16, les valeurs de N_y diminuent significativement avec l'augmentation de R_i/R_o , qui est le rapport du rayon interne au rayon externe de l'anneau. Il est évident que les valeurs de N_y pour une semelle rugueuse, en particulier pour des angles de frottement ϕ élevés, sont supérieures à celles d'une semelle lisse.

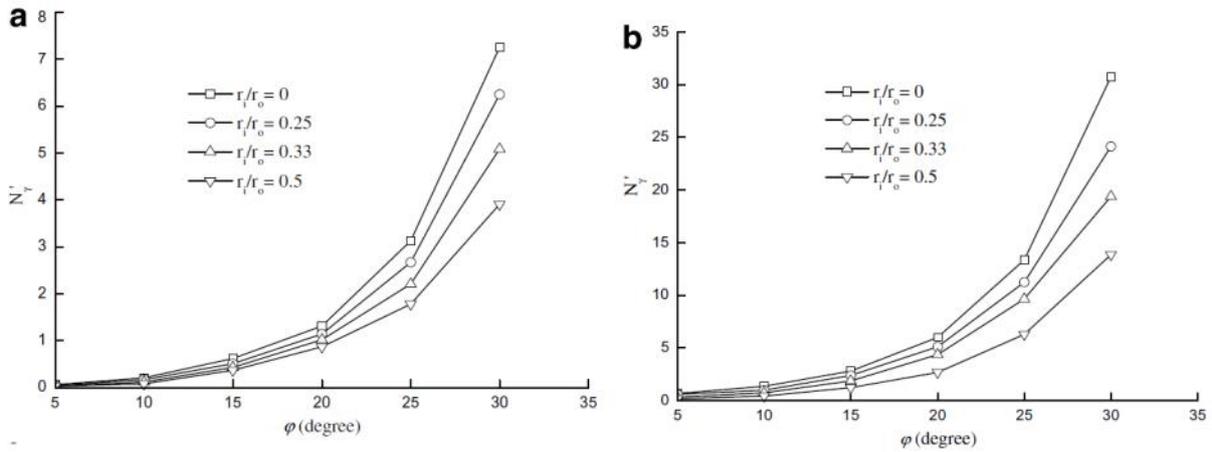


Figure 2.16 Facteur de capacité portante N_y en fonction de ϕ et R_i/R_o : (a) semelle annulaire lisse (b) semelle annulaire rugueuse, (Zhao et Wang, 2008)

Le code de différences finies FLAC a également été utilisé par Benmebarek et al. (2012) pour évaluer le facteur de capacité portante du sol N_y pour les semelles annulaires lisses et rugueuses. L'influence de la non-associativité est considéré. Comme il est présenté sur la Figure 2.17, l'angle de dilatation du sol a un effet majeur sur la valeur de N_y lorsque le sol présente une forte non-associativité pour $\phi > 30^\circ$. Récemment, certains travaux sont effectués pour calculer les facteurs de capacité portante N_y , N_q et N_c pour les fondations annulaires en fonction de l'angle de frottement interne du sol (ϕ) et du rapport de rayon interne au rayon externe de la semelle (R_i/R_o). Parmi ces travaux, on peut citer Kumar et Chakraborty (2015), Hosseininia (2016), Gholami et Hosseininia (2017), Keshavarz et Kumar (2017) et Chavda et Dodagoudar (2019).

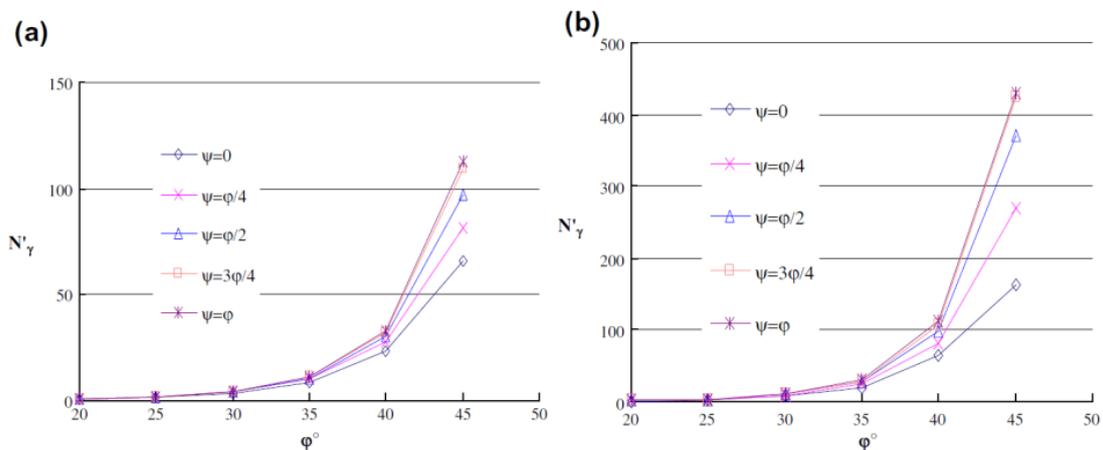


Figure 2.17 Variation du facteur de capacité portante N_y avec ϕ et ψ pour une semelle annulaire ($R_i/R_o = 0,33$) : (a) semelle lisse (b) semelle rugueuse, (Benmebarek et al. 2012)

Des analyses numériques à l'aide du code FLAC sont effectués par Benmebarek et al. (2016) pour évaluer l'influence de l'encastrement sur le facteur de capacité portante non drainée N_c pour les semelles circulaires et annulaires. Noté que différentes conditions de rugosité d'interface sol-semelle ont été prises en compte. Le modèle est présenté sur la Figure 2.18.

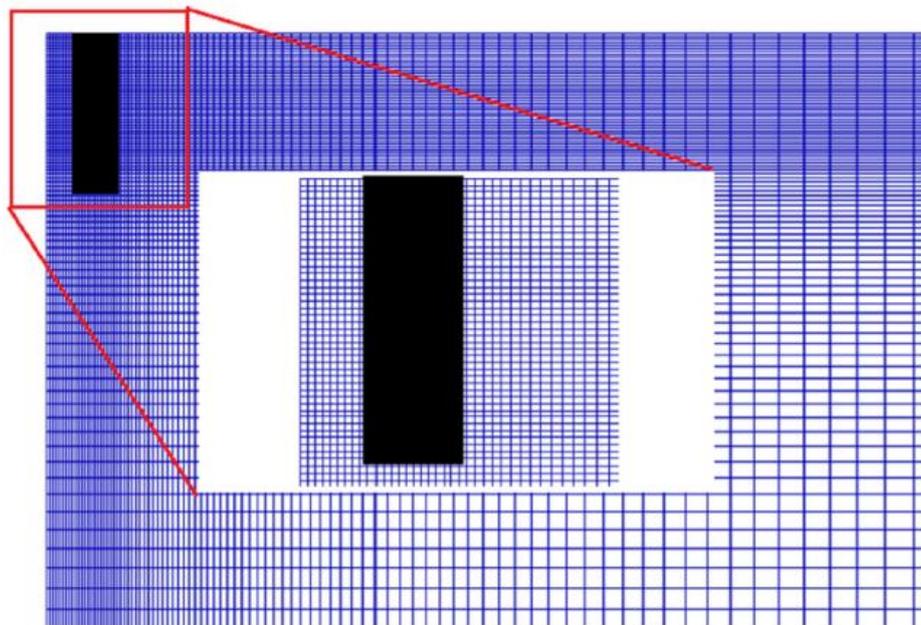


Figure 2.18 Maillage utilisé dans la simulation, $D_f/D = 1$, (Benmebarek et al. 2016)

Les résultats indiquent que la capacité portante dépend de la rugosité des cotés latéraux de l'interface sol-semelle dans laquelle les valeurs de N_c augmentent avec l'augmentation du rapport d'encastrement D_f/D pour le cas des cotés rugueux de l'interface. Cependant, pour le cas des cotés lisses de l'interface des semelles annulaires, un changement négligeable de N_c est obtenu pour $D_f/D > 0,2$ (Figure 2.19). Dans le même contexte, Birid et Choudhury (2021) ont utilisé le code de calcul basé sur les éléments finis Plaxis 3D pour calculer le facteur d'encastrement d_c des fondations annulaires sur un sol cohésif. D'autres paramètres, tels que la géométrie de la semelle, le coefficient de rugosité des cotés latéraux de la semelle et l'hétérogénéité du sol, ont été pris en compte pour étudier leur influence sur la capacité portante des fondations annulaires. Les résultats indiquent que les facteurs N_c et d_c augmentent avec la profondeur d'encastrement de la semelle pour un sol homogène et hétérogène jusqu'à $kB/S_u = 5$. Pour des valeurs d'hétérogénéité plus élevée, un changement négligeable de ces facteurs est observé pour des profondeurs d'encastrement D/B supérieur à 0,25.

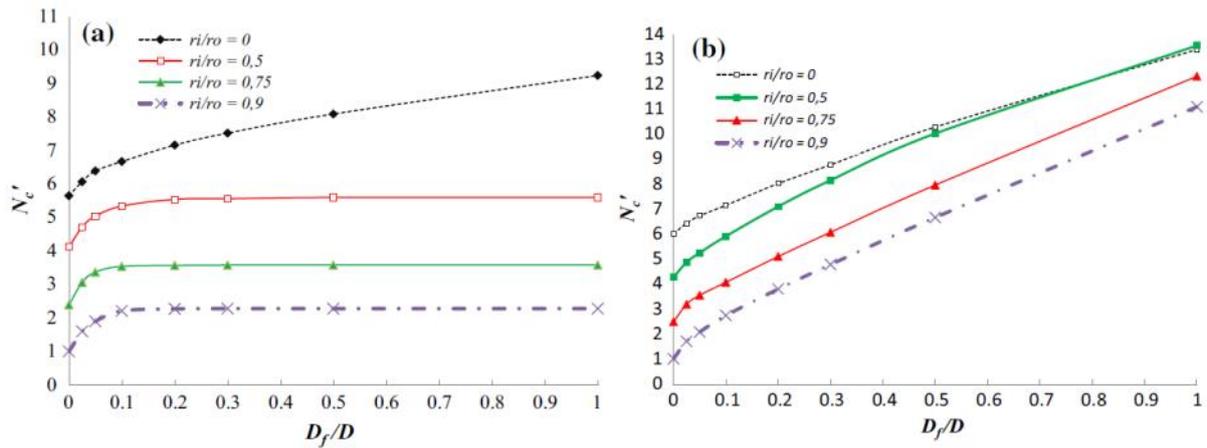


Figure 2.19 Variation du facteur de capacité portante N_c avec D_f/D et R_i/R_0 pour une semelle annulaire : (a) interface lisse (b) interface rugueuse, (Benmebarek et al. 2016)

Au moyen d'une analyse par éléments finis Plaxis 2D, la portance des semelles annulaires encastrées dans un sol hétérogène a été étudiée par Lee et al. (2016). Les courbes illustrées sur la Figure 2.20 montrent que les valeurs de N_c diminuaient considérablement avec l'augmentation du rapport de rayon interne au rayon externe R_i/R_0 . Les résultats également indiquent que l'effet d'encastrement D/B sur N_c est plus étendu pour des petites valeurs de D/B , et une augmentation de kB/s_{um} conduit à une augmentation sur les valeurs de N_c .

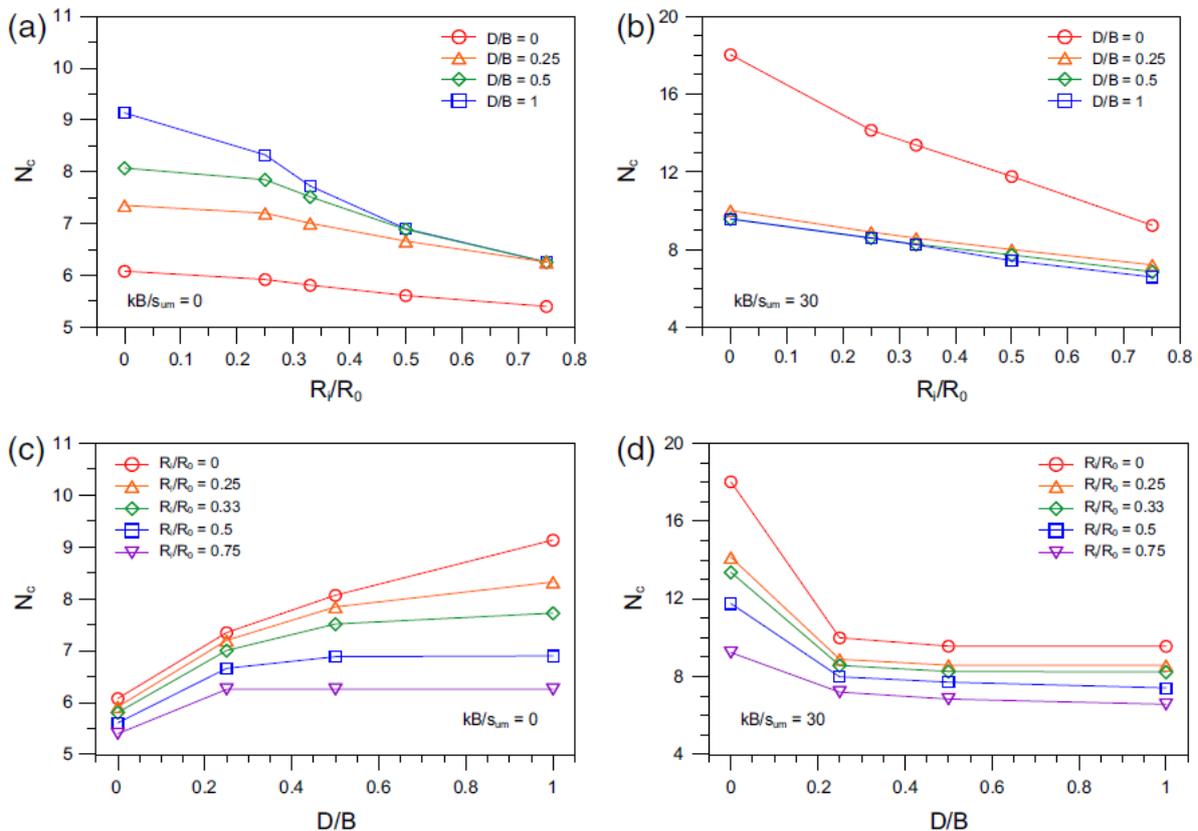


Figure 2.20 Facteur de capacité portante non drainée N_c des semelles annulaires pour les cas limites de $kB/s_{um} = 0$ et 30 , (Lee et al. 2016)

Dans le même contexte des semelles annulaires encastrées dans un sol hétérogène, Birid et Choudhury (2021) ont considéré différentes rugosités des cotés latéraux de la semelle (α) de 0.2, 0.5, et 1. Ils ont montré que la variation de N_c avec α est presque linéaire pour toutes les profondeurs d'encastrement et les conditions d'hétérogénéité du sol.

2.5 Semelle annulaire sous chargement combiné

Par rapport aux études portant sur le comportement des semelles annulaires sous charge verticale, il existe très peu d'études portant sur l'effet du chargement combiné sur ces semelles. Parmi les travaux expérimentaux nous citons : Zhu (1998), El Sawwaf et Nazir (2011), Dhattrak et Gawande (2016), Fazel et Bazaz (2020), Kadhum et Albusoda (2021). Dans le même contexte, Zhu (1998) a étudié l'effet de l'excentricité de la charge sur la capacité portante des semelles annulaires rigides au moyen des essais centrifugeuses. Zhu (1998) a montré que l'excentricité de la charge réduit la capacité portante par rapport au chargement centré.

Récemment, le comportement des semelles annulaires soumises à une charge inclinée a été étudié numériquement par Al-Khaddar et Al-Kubaisi (2015) à l'aide du logiciel PLAXIS. Différents types de sol (sol multicouches) ont été simulé dans le modèle comme il est détaillé sur la Figure 2.21. Les résultats ont montré que les contraintes verticales et horizontales sont principalement affectées lorsque l'angle d'inclinaison de la charge dépasse 45 degrés avec une réduction de (40-80) % par rapport à celles d'un angle d'inclinaison de 0 degré.

Property	Weak Soil (Sand)	Strong Soil (Clay)
$\gamma_{unsat.}$	16 kN/m ³	18 kN/m ³
$\gamma_{sat.}$	17 kN/m ³	19 kN/m ³
E	40000 kN/m ²	80000 kN/m ²
ν	0.35	0.35
C	1 kN/m ²	35 kN/m ²
ϕ	25°	5°

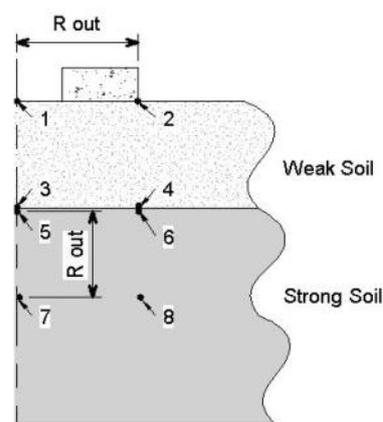


Figure 2.21 Détails de la modélisation, (Al-Khaddar et Al-Kubaisi, 2015)

Sargazi et Hosseininia (2017) et Hosseininia (2018) étudient numériquement la capacité portante des semelles annulaires sur la surface d'un sol frottant sous condition de chargement excentré. Hosseininia (2018) a utilisé la méthode simplifiée ainsi que des simulations numériques par la méthode des différences finies (Flac^{3D}). Dans la méthode simplifiée ou la

méthode de surface effective, la semelle annulaire est équivalente à un rectangle de même surface. Selon les résultats obtenus, lorsque l'excentricité de la charge augmente, la capacité portante diminue. De plus, la comparaison des résultats montre que la méthode simplifiée sous-estime la capacité portante des semelles annulaires. Par conséquent, il est recommandé de ne pas utiliser cette méthode pour les semelles annulaires soumise à un chargement excentré.

Une série d'expériences a été menée par Fazel et Bazaz (2020) pour étudier le comportement des semelles annulaires reposant sur un sol granulaire soumises à la combinaison des charges inclinées et excentrées. Les résultats présentés dans la Figure 2.22 utilisant l'approche de l'enveloppe de rupture dans l'espace de chargement V-H et V-M indiquent que le rapport optimal du diamètre de la semelle annulaire est de 0,4.

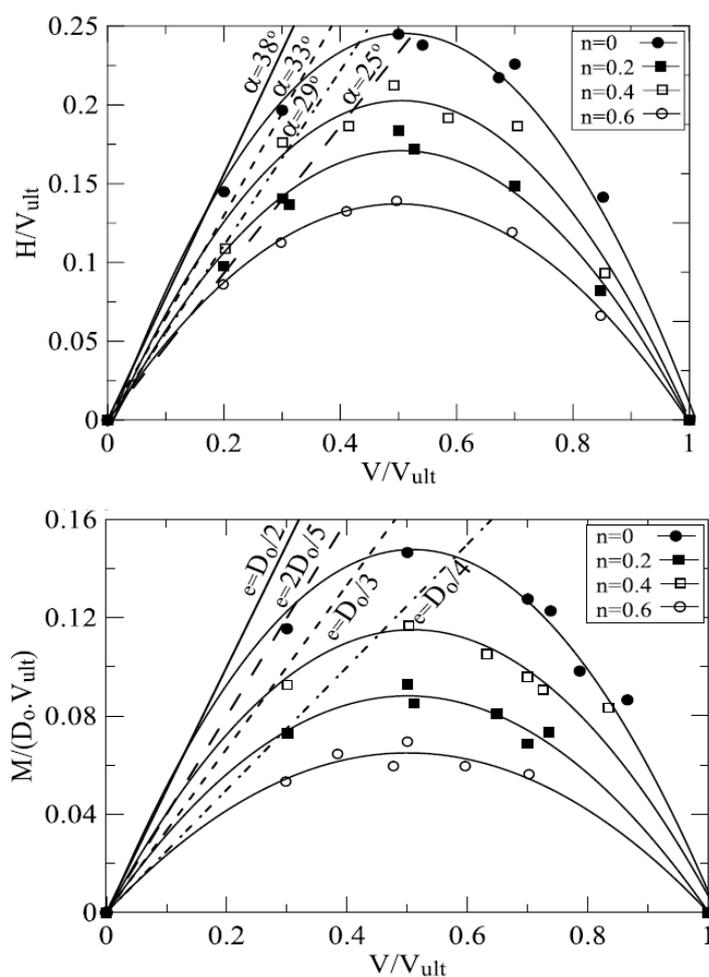


Figure 2.22 Courbes d'enveloppes dans l'espace V-H et V-M, (Fazel et Bazaz, 2020)

Tableau 2-4 Résumé des travaux effectués sur la capacité portante des semelles annulaires

Référence	Année	Sol	Chargement	Méthode	But de l'étude / commentaire
Saha	1978	Sol frottant	V	Essais expérimentaux	Capacité portante des fondations annulaires
Al-Sanad et al	1993	Sol frottant	V	Essais in situ	Comportement charge-déplacement
Ohri et al.	1997	Sol frottant	V	Essais expérimentaux	Comportement des fondations annulaires
Zhu	1998	Sol frottant	V-M	Tests en centrifugeuse – Méthode des éléments finis	L'effet de l'excentricité sur la capacité portante
Saran et al.	2003	Sol frottant	V-M	Essais expérimentaux	Comportement des fondations annulaires sous chargement excentré
Boushehrian et Hataf	2003	Sol frottant	V	Essais en échelle réduite - analyses numériques par différence finies	Capacité portante des fondations circulaires et annulaires
Hataf et Razavi	2003	Sol frottant	V	Essais en échelle réduite	Comportement des fondations annulaires
Kumar et Ghosh	2005	Sol frottant	V	Méthode des caractéristiques	Calcul du facteur de portance N_γ
Zhao et Wang	2008	Sol frottant	V	Méthode des différences finies	L'effet de la rugosité de la semelle sur N_γ
El Sawwaf et Nazir	2011	Sol frottant	V-M	Essais en échelle réduite	Comportement des fondations annulaires sous chargement excentré
Benmebarek et al.	2012	Sol frottant	V	Méthode des différences finies	L'effet de la non-associativité du sol sur N_γ
Kumar et Chakraborty	2015	Sol cohérent et frottant hétérogène	V	Analyse limite numérique. Théorèmes statique et cinématique	Calcul de N_γ , N_q et N_c
Al-Khaddar et Al-Kubaisi	2015	Sol cohérent - Sol frottant	V-H	Méthode des éléments finis	Comportement des fondations annulaires sous chargement incliné
Hosseininia	2016	Sol cohérent et frottant hétérogène	V	Méthode des différences finies	Calcul de N_γ , N_q et N_c
Benmebarek et al.	2016	Sol cohérent	V	Méthode des différences finies	L'effet d'encastrement sur le facteur de capacité portante non drainée N'_c

Lee et al.	2016	Sol cohérent non-homogène	V	Méthode des éléments finis	Calcul de N'_c
Dhatrak et Gawande	2016	Sol frottant	V-M	Essais en échelle réduite	Comportement des fondations annulaires sous chargement excentré
Gholami et Hosseininia	2017	Sol cohérent et frottant hétérogène	V	Méthode des caractéristiques	Calcul de N_γ , N_q et N_c
Keshavarz et Kumar	2017	Sol cohérent et frottant hétérogène	V	Stress characteristics method (SCM)	Calcul de N_γ , N_q et N_c
Sargazi et Hosseininia	2017	Sol frottant	V-M	Méthode des différences finies	Comportement des fondations annulaires sous chargement excentré
Hosseininia	2018	Sol frottant	V-M	Méthode des différences finies (MDF) - méthode de surface effective	Comparaison entre la méthode de surface effective par la simulation numérique (MDF)
Chavda et Dodagoudar	2019	Sol cohérent et frottant hétérogène	V	Méthode des éléments finis	Calcul de N_γ , N_q et N_c
Fazel et Bazaz	2020	Sol frottant	V-H-M	Essais expérimentaux	Comportement des fondations annulaires sous chargement incliné et excentré
Birid et Choudhury	2021	Sol cohérent non-homogène	V	Méthode des éléments finis	Calcul du facteur d'encastrement d_c
Birid et Choudhury	2021	Sol cohérent non-homogène	V	Méthode des éléments finis	L'effet de la rugosité des cotés latéraux de la semelle
Kadhum et Albusoda	2021	Sol frottant	V-M	Essais expérimentaux	Comportement des fondations annulaires sous chargement excentré

2.6 Conclusion

Ce chapitre a présenté une revue bibliographique sur les études menées pour analyser la capacité portante des fondations circulaires et annulaires. Les différentes études expérimentales, théoriques et numériques ont pris en compte l'impact de la non-homogénéité du sol ainsi que celui des charges combinées appliquées aux fondations.

Dans le cas des fondations circulaires, l'augmentation de la non-homogénéité du sol et l'encastrement de la fondation entraînent une augmentation de la capacité portante de la

fondation. Cependant, le facteur de forme s_c diminue significativement avec l'accroissement de la non-homogénéité du sol. Il est bien noté que les valeurs des facteurs de portance diffèrent selon le type d'interface sol-semelle lisses ou rugueuses adoptée. Dans un plan de chargement excentré (V-M), Il a été trouvé que la taille globale de l'enveloppe de rupture normalisée diminue avec l'augmentation de la non-homogénéité du sol. Par contre, aucun changement n'a été constaté sous un chargement incliné (V-H).

Dans le cas des fondations annulaires sur un col cohérent, il a été constaté que le facteur de portance N_c diminuait considérablement avec l'augmentation du rapport de rayon interne au rayon externe R_i/R_0 . L'augmentation du degré de non-homogénéité du sol et l'encastrement de la fondation conduit à un accroissement de la capacité portante. Cependant, pour le cas d'une fondation encastree avec des cotés latéraux lisses de la semelle, Aucun changement significatif des valeurs N_c n'a été obtenu pour tous les rapports R_i/R_0 des semelles annulaires. Concernant le chargement excentré (V-M), Il a été trouvé que l'excentricité Mène à une réduction de la capacité portante.

Selon la littérature, il existe très peu d'études portant sur l'effet du chargement combiné sur le comportement des semelles annulaires par rapport aux études portant sous chargement verticale. Cette dernière suscite l'investigation des courbes d'enveloppes selon différents paramètres géotechniques et qui est le but de notre contribution dans cette thèse.

Chapitre 3

Modélisation numérique des fondations filantes avec le code FLAC3D

3.1 Introduction

Le développement des grands logiciels de calcul s'est accompagné de l'évolution des langages de programmation et du matériel informatique. Un exemple de logiciel largement utilisé dans le domaine de la géotechnique pour analyser les états de contrainte et de déformation des terrains ainsi que les problèmes d'interaction sol-structure est le code FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua). Il est basé sur la méthode des différences finies explicites (Cundall, 1976), développé et diffusé depuis plusieurs années.

On présentera dans ce chapitre un aperçu général de l'outil de modélisation numérique FLAC3D. Une étude paramétrique a également été effectuée pour examiner les surfaces ultimes d'une semelle filante soumise à un chargement incliné sur un sol frottant. L'objectif de cette analyse est d'examiner les diverses méthodes de chargement et les différents types de contact sol-semelle.

3.2 Présentation de l'outil numérique FLAC3D

La méthode des différences finie est largement utilisée pour l'évaluation de la capacité portante des fondations et elle est adoptée dans cette thèse pour analyser les fondations annulaires et circulaires. Le code FLAC^{3D} utilisé pour développer les simulations numériques est un programme de différences finies explicites en trois dimensions pour le calcul de la mécanique de l'ingénierie, en particulier pour les problèmes de mécanique des sols. Le code offre un large éventail de capacités pour résoudre des problèmes complexes en mécanique, et en particulier en géomécanique. Il est utilisé par plusieurs auteurs. Parmi eux, on peut citer, Mabrouki et al. (2010), Khitas et al. (2017), Yahia-Cherif et al. (2017) et Boumekik et al. (2021).

Le manuel d'utilisation de FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est produit et distribué par Itasca, une entreprise qui propose des versions bidimensionnelles et tridimensionnelles de ce logiciel. En effet, lorsque le problème à résoudre peut-être modéliser en 2 dimensions, FLAC^{2D} permet d'affiner au maximum les maillages ou les incréments de chargement, avec des temps raisonnables. Néanmoins, il existe des problèmes qui sont intrinsèquement tridimensionnels, pour lesquels FLAC3D est capable de les simuler. Cependant, avec

l'augmentation du nombre de zones, toute amélioration requiert un temps de calcul considérable. Malgré cela, par rapport à d'autres logiciels, FLAC3D reste compétitif. Cependant, le schéma de calcul explicite et la technique de zonage à discrétisation mixte utilisée dans ce logiciel garantissent que l'effondrement et l'écoulement plastiques sont modélisés de manière très précise. FLAC3D offre un outil d'analyse idéal pour la résolution de problèmes tridimensionnels en ingénierie géotechnique.

3.2.1 Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est l'une des méthodes numériques les plus anciennes pour résoudre des systèmes d'équations différentielles. La plupart des méthodes qui utilisent les différences finies adoptent une discrétisation en maillage rectangulaire. Cependant, la méthode utilisée par Itasca est basée sur la méthode de Wilkins (1964), qui permet la formulation d'équations aux différences finies pour tout élément. Cette approche est plus générale et flexible pour la modélisation des structures géotechniques complexes.

Dans la méthode des différences finies, les dérivées sont remplacées par des expressions algébriques décrivant les variations à des endroits discrets de l'espace. Les variables sont indéterminées partout ailleurs, contrairement à la méthode des éléments finis où les fonctions de forme décrivent les variations dans le matériau. Dans le code FLAC, des éléments lagrangiens sont utilisés et leur géométrie est mise à jour à chaque pas de temps. Ce qui distingue le code FLAC des autres codes est son schéma de résolution explicite, qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, réduisant ainsi la quantité de mémoire requise.

3.2.2 Modèle de Mohr-Coulomb (modèle linéaire élastique parfaitement plastique)

C'est l'un des modèles utilisés pour représenter la rupture par cisaillement du sol. Cette loi de comportement est caractérisée par une élasticité linéaire isotrope. Il s'agit d'un modèle à 5 paramètres. Dont 2 paramètres élastiques : E et ν , et trois paramètres de rupture (c , φ et ψ) tels que :

E : module d'Young ; ν : coefficient de Poisson ; c : Cohésion ; φ : Angle de frottement ; ψ : Angle de dilatation.

Dans le plan de Mohr (Figure 3.1), la forme de la courbe d'enveloppe de ce critère est une ligne appelée ligne de coulomb d'équation :

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi) \quad 3-1$$

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

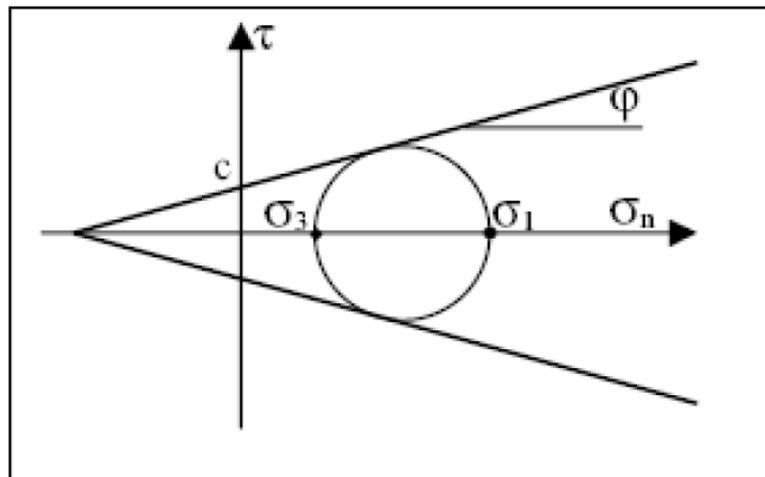


Figure 3.1 Représentation du critère de Mohr-Coulomb

3.2.3 Critère de Tresca

Pour l'analyse des sols fins saturés (argile, limon) soumis à des contraintes totales à court terme et non drainés, le critère de Tresca est souvent appliqué. Ce critère est un cas particulier du critère de Mohr-Coulomb pour lequel $\phi = 0$, ce qui implique une variation de volume nulle. La surface de charge f peut être exprimée comme suit :

$$f(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - 2c = 0 \quad 3-2$$

Où σ_1 et σ_3 correspondent aux contraintes principales ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) et c la cohésion non drainée (c_u). La Figure 3.2 représente le critère de Tresca dans le plan déviatorique avec ces contraintes principales.

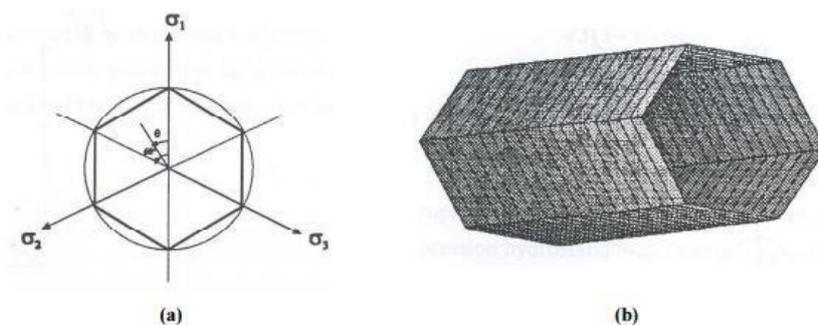


Figure 3.2 Représentation du critère de Tresca, (a) dans le plan déviatorique, (b) dans l'espace des contraintes principales, (Lee, 1994)

3.2.4 Les éléments d'interfaces

En géomécanique, il est souvent nécessaire de représenter des plans qui peuvent être le plan d'un glissement ou d'une séparation, par exemple des joints, des plans de stratification dans un contexte géologique, ou encore une interface entre une fondation et le sol.

FLAC^{3D} fournit des interfaces caractérisées par un glissement et/ou une liaison en traction et en cisaillement. Comme il est présenté sur la Figure 3.3, Les éléments d'interfaces ont les propriétés de frottement, cohésion, dilatation, rigidité normale et de cisaillement, ainsi que la résistance à la traction et au cisaillement. Le choix des caractéristiques de l'interface sont souvent pris égaux à ceux du matériau le moins résistant.

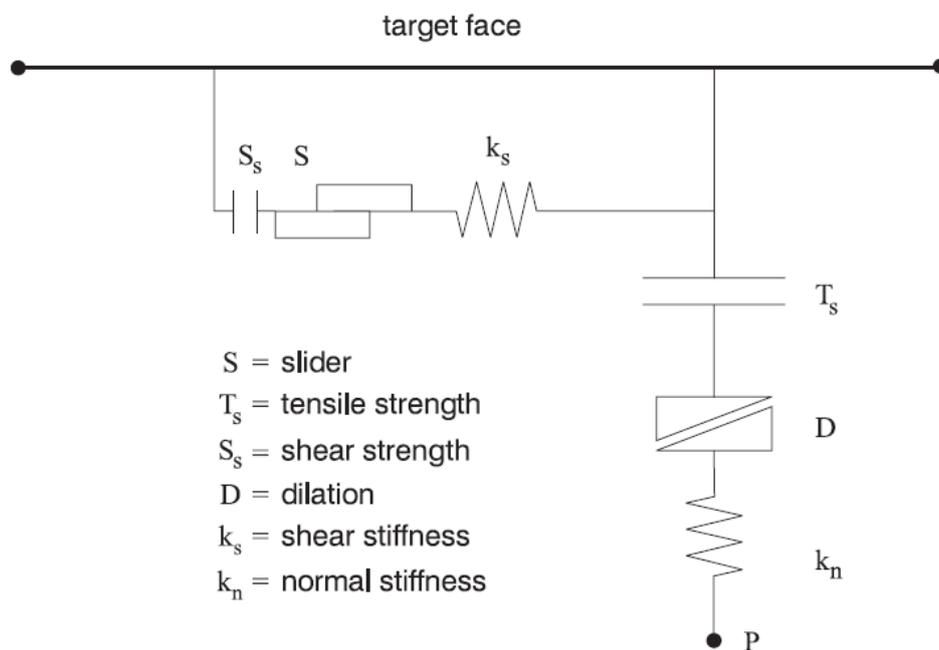


Figure 3.3 Les propriétés d'un élément interface, (Itasca, 2006)

Une interface est représentée par une raideur normale k_n et une raideur de cisaillement k_s entre les deux plans en contact. Ces raideurs sont plus difficiles à estimer. Le code FLAC a recommandé que k_n et k_s puissent être définis sur dix fois la rigidité équivalente de la zone voisine la plus rigide (règle empirique). La rigidité apparente (exprimée en unités de contrainte par distance) d'une zone dans la direction normale est :

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

Où

K et G sont respectivement le module de compressibilité et le module de cisaillement, et z_{min} est la plus petite dimension dans la direction normale (Figure 3.4).

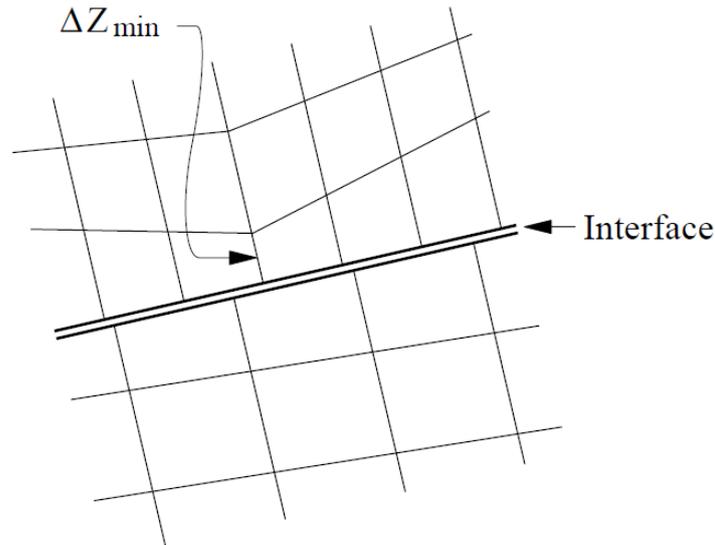


Figure 3.4 Dimension de zone utilisée dans le calcul de rigidité, (Itasca, 2006)

Le critère de résistance au cisaillement de Coulomb limite l'effort tranchant par la relation suivante :

$$F_{s \max} = cA + \tan\varphi(F_n - pA) \quad 3-4$$

Avec

A est la zone représentative associée au nœud d'interface ; p est la pression interstitielle ; φ est l'angle de frottement d'interface ; et c est la cohésion le long de l'interface.

Si le critère est satisfait (c'est-à-dire si $|F_s| \geq F_{s \max}$), alors le glissement est supposé se produire, et $|F_s| = F_{s \max}$, avec la direction de l'effort tranchant conservée.

Les forces normales et de cisaillement qui décrivent la réponse de l'interface élastique sont déterminées au temps de calcul $(t + \Delta t)$ en utilisant les relations suivantes :

$$F_n^{(t+\Delta t)} = k_n u_n A + \sigma_n A \quad 3-5$$

$$F_{si}^{(t+\Delta t)} = F_{si}^{(t)} + k_s \Delta u_{si}^{(t+(1/2)\Delta t)} A + \sigma_{si} A \quad 3-6$$

Avec

$F_n^{(t+\Delta t)}$ est la force normale au temps $(t + \Delta t)$ [force] ;

$F_{si}^{(t+\Delta t)}$ est le vecteur de force de cisaillement à l'instant $(t + \Delta t)$ [force] ;

u_n est la pénétration normale absolue du nœud d'interface dans la face cible [déplacement] ;

Δu_{si} est le vecteur de déplacement de cisaillement relatif incrémental [déplacement] ;

σ_n est la contrainte normale supplémentaire ajoutée en raison de l'initialisation de la contrainte d'interface [force/déplacement] ;

k_n est la raideur normale [contrainte/déplacement] ;

k_s est la rigidité de cisaillement [contrainte/déplacement] ;

σ_{si} est le vecteur de contrainte de cisaillement supplémentaire dû à l'initialisation de la contrainte d'interface ;

A est la zone représentative associée au nœud d'interface (Figure 3.5).

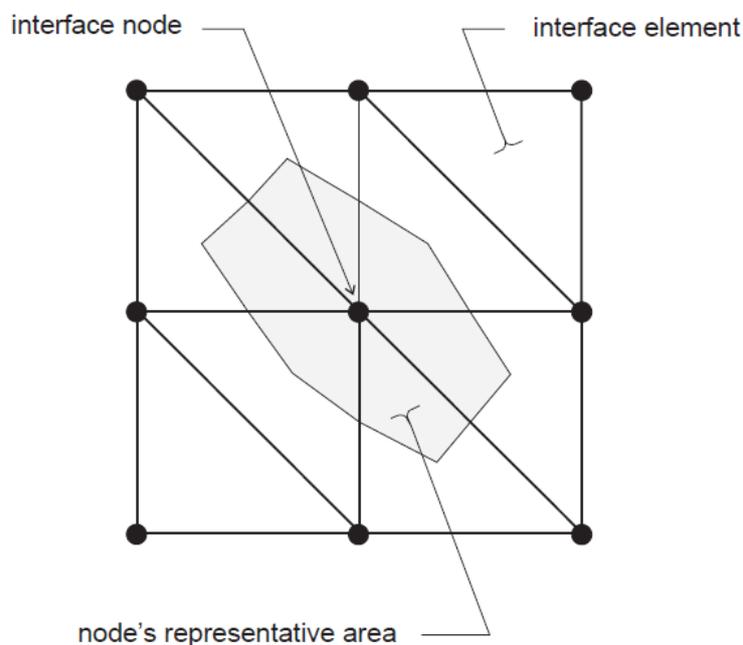


Figure 3.5 Répartition des zones représentatives aux nœuds d'interface, (Itasca, 2006)

3.2.5 Schéma de résolution explicite

Le schéma de résolution explicite utilisé par FLAC est basé sur l'hypothèse que l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui se propage et se dissipe dans le milieu environnant. Cette approche dynamique permet de résoudre des problèmes statiques en utilisant des méthodes de dynamique des structures. Le déséquilibre induit dans une zone se propage ensuite dans tout le massif. La séquence de calcul utilisée dans FLAC est décrite dans la Figure 3.6.

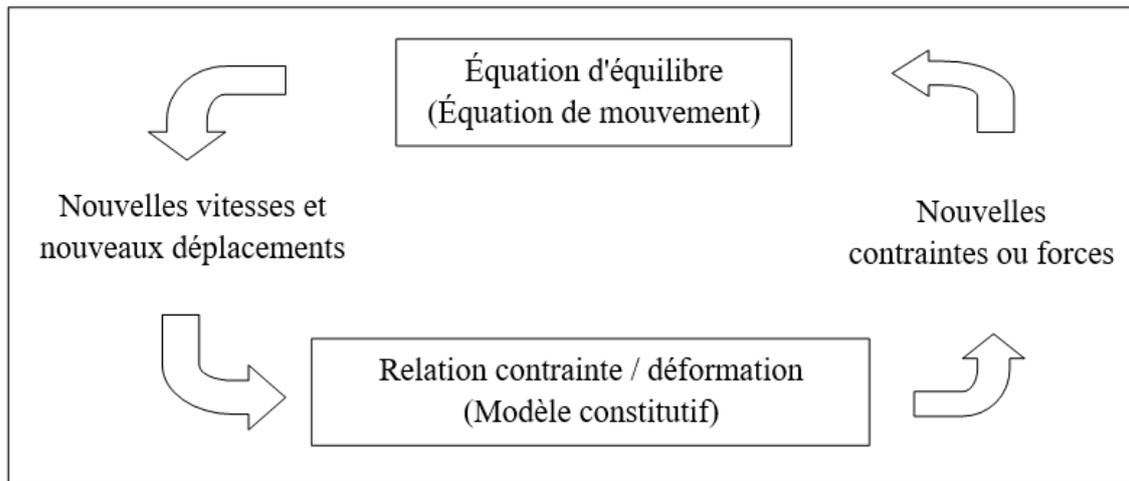


Figure 3.6 Séquence de calcul FLAC

Tout d'abord, les équations du mouvement sont utilisées dans la procédure pour calculer les vitesses et les déplacements en fonction de l'accélération, qui est déduite de la résultante des forces et des contraintes. Ensuite, les déformations sont déduites des déplacements (à partir des intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes sont déterminées à partir de la loi de comportement.

Contrairement à la méthode explicite, la méthode implicite nécessite une itération pour satisfaire à la fois les équations d'équilibre et de compatibilité, car chaque élément communique avec tous les autres éléments au cours d'une étape de calcul.

3.2.6 Méthodologie de modélisation

La génération du maillage dans FLAC3D consiste à assembler des éléments de connectivité spécifique (appelées zones) pour former un modèle complet avec la géométrie souhaitée.

Pour installer un modèle et effectuer une simulation avec le code FLAC, les étapes logiques suivantes doivent être suivies :

- Génération de maillage ;
- Choix du modèle constitutif et des propriétés des matériaux ;
- Conditions aux limites et initiales ;
- Application des charges ;
- Moyens d'améliorer l'efficacité de la modélisation ;
- Interprétation des résultats.

3.3 Introduction sur l'étude paramétrique

Le calcul de la capacité portante des semelles filantes est souvent effectué en appliquant l'équation de Terzaghi (1943), qui consiste en une superposition de trois termes. Le premier terme est lié à la surface de la fondation et dépend de la largeur de celle-ci (B) ainsi que du poids volumique du sol sous la fondation. Le deuxième terme correspond à la cohésion du sol, tandis que le troisième terme est lié à la surcharge ou à la profondeur. L'expression de Terzaghi se présente sous la forme suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + c N_c + \gamma D N_q \quad 3-7$$

Avec : N_c , N_q et N_γ sont les facteurs de capacité portante, qui représentent les effets de la cohésion du sol c , de la surcharge ($q = \gamma D$) et du poids volumique du sol γ , respectivement, D et B sont respectivement la profondeur d'encastrement et la largeur de la semelle.

Sous chargement combiné, la capacité portante peut être traitée par la définition des courbes d'enveloppes dans l'espace de paramètres de chargement de la fondation, en traçant l'enveloppe des chargements extrêmes. Plusieurs auteurs ont essayé d'examiner la capacité portante des fondations superficielles soumises à un chargement combiné dans le plan des paramètres de chargement vertical et horizontal V-H. Les surfaces des charges ultimes peuvent être déterminées en utilisant deux méthodes, la première appelée « swipe » permet la détermination directe de la surface de charge selon une seule analyse. Par ailleurs, la deuxième méthode est connue sous le nom « probe », cette dernière vise à déterminer les points de la surface ultime d'une manière indépendante.

Pour examiner les différentes techniques de chargements, Plusieurs simulations numériques tridimensionnelles sont effectuées pour évaluer la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge inclinée sur un sol frottant. L'approche numérique élastoplastique a été adoptée en employant le code FLAC3D. Cette étude vise également à appliquer les deux méthodes de chargement « swipe » et « probe » pour tracer les surfaces des charges ultimes dans le plan des charges verticales et horizontales (V-H), en considérant une semelle rugueuse avec ou sans des éléments d'interface.

3.4 Procédure de modélisation numérique

Le problème étudié concerne les semelles filantes à la surface d'un sol purement frottant. Le code de calcul FLAC3D (2006) basé sur la méthode des différences finies a été utilisé. Les

conditions aux limites et le maillage adopté dans la présente étude sont présentés à la Figure 3.7. Dans la présente modélisation, la largeur B de la semelle est de 2 m. En raison de l'absence de symétrie de chargement, l'ensemble du domaine des dimensions du sol ($7.5B \times 10B$) est pris en compte. La base du modèle est fixée dans toutes les directions. Les côtés verticaux droit et gauche sont fixés uniquement dans la direction horizontale.

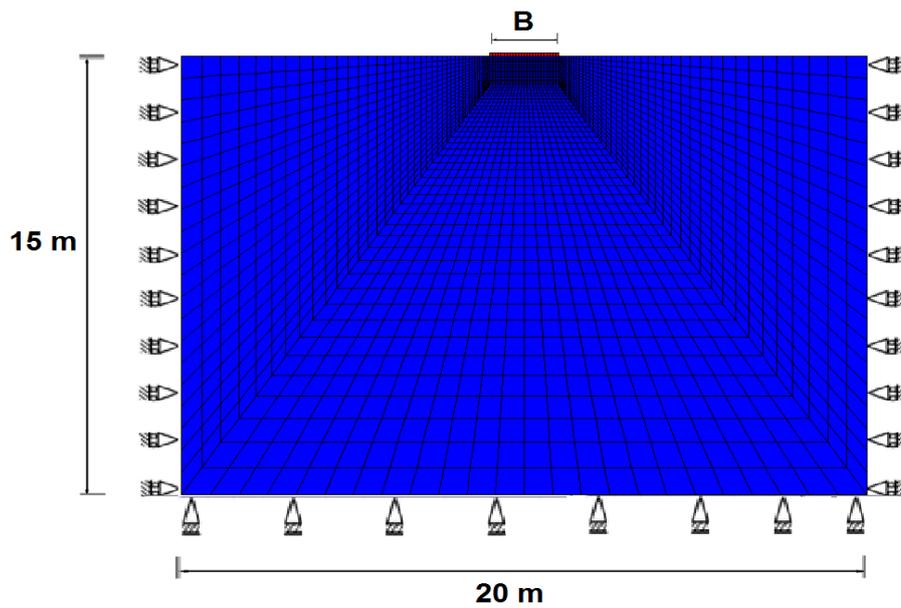


Figure 3.7 Maillage et conditions aux limites, semelle filante

Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour modéliser le comportement du sol dans les analyses, considérant le sol comme un matériau élastique parfaitement plastique avec un poids volumique $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ et l'angle de frottement interne φ entre 20° et 30° par incréments de 5° . Pour étudier l'effet de la non-associativité, différents angles de dilatance ($\psi = \varphi$; $\psi = 2/3 \varphi$; $\psi = 1/3 \varphi$) ont été considérés. La semelle rigide est discrétisée par des zones de différences finies en utilisant un matériau élastique avec un module d'Young et un coefficient de Poisson de $E = 32 \text{ GPa}$ et $\nu = 0,3$, respectivement.

Il est intéressant de mentionner que l'étude examine également l'effet de l'angle de frottement interne du sol φ et la non-associativité sur la forme des courbes d'enveloppes V-H (chargement incliné). Des techniques « probe » et « swipe » ont été effectuées pour tracer ces courbes. Afin de déterminer un point précis avec la méthode probe, une contrainte verticale uniforme (inférieure à la charge verticale ultime) est appliquée sur la semelle jusqu'à ce qu'un état d'équilibre soit atteint. Après cela, un déplacement horizontal contrôlé est appliqué aux nœuds de la semelle pour mobiliser complètement la contrainte de cisaillement limite sous la semelle.

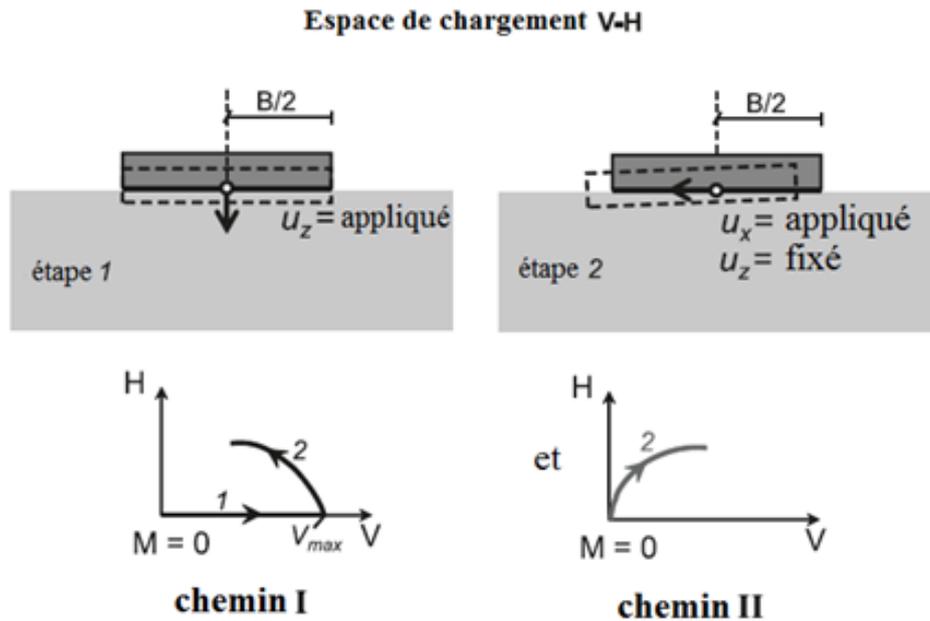


Figure 3.8 Conditions de chargement par la méthode « Swipe »

L'analyse par Swipe a été introduite à l'origine par Tan (1990) en tant que technique expérimentale, puis utilisée numériquement par plusieurs chercheurs (Bransby et Randolph (1998) ; Gourvenec et Randolph (2003)). L'avantage de cette procédure de chargement est que l'enveloppe de rupture dans l'espace V–H peut être déterminée en une seule analyse. Pour définir l'enveloppe de rupture, les deux chemins, le chemin I et le chemin II sont requis (Figure 3.8). Le chemin I Swipe comporte deux étapes. La première étape consiste à l'application d'un déplacement vertical sur la semelle jusqu'au développement d'un état d'écoulement plastique, puis dans 2^{ème} étape on applique une vitesse horizontale tout en empêchant la semelle de bouger verticalement jusqu'à aboutir la valeur ultime de la contrainte horizontale (H_{ult}). De plus, dans le chemin II, la vitesse horizontale est appliquée à la semelle (sans tenir compte des charges verticales) jusqu'à atteindre la contrainte horizontale ultime (H_{ult}).

Pour assurer la modélisation d'une fondation parfaitement rugueuse, la surface de contact sol-semelle est modélisée soit avec les éléments d'interface, soit sans leur utilisation. L'interface rugueuse présente un angle de frottement δ égal à celui du sol φ pour s'assurer que la composante horizontale du déplacement est fixe, la cohésion $c = 0$, une rigidité normale $K_n = 108 \text{ Pa/m}$ et une rigidité au cisaillement $K_s = 108 \text{ Pa/m}$.

3.5 Résultats et discussions

La validation de la procédure de modélisation numérique a été effectuée en premier lieu pour une semelle filante soumise à une charge verticale sur un sol frottant, le facteur de capacité portante N_γ est égal à:

$$N_\gamma = 2q_u / \gamma.B \quad 3-8$$

La Figure 3.9 met en comparaison le facteur de capacité portante N_γ pour différents angles de frottement, à savoir $\varphi = 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$. Il convient de noter que la courbe pour un modèle de surface de contact avec interface est presque identique à celle pour un modèle sans interface. Les deux courbes se situent entre les résultats obtenus par Terzaghi (1943) et Caquot et Kerisel (1953).

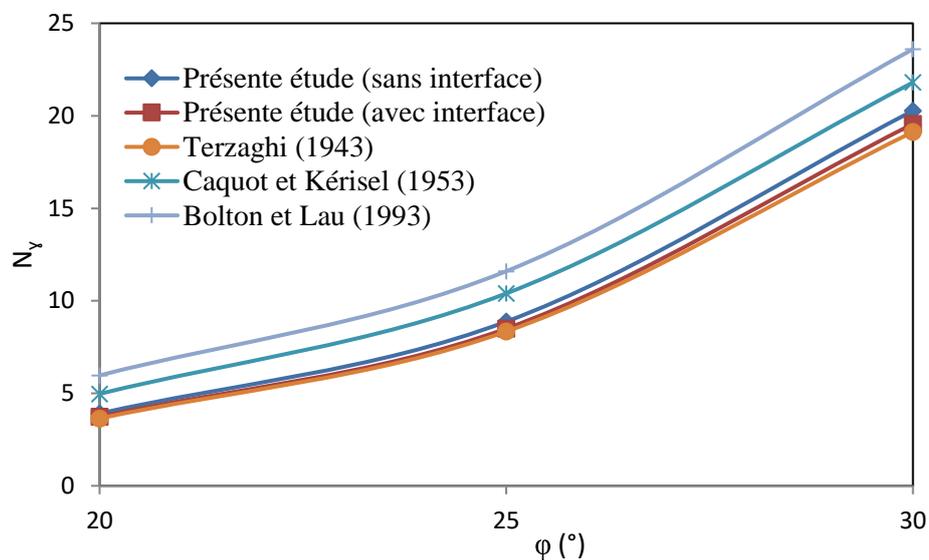


Figure 3.9 Facteur de portance N_γ selon différents auteurs

Sous chargement incliné, les résultats des analyses sous forme des courbes d'enveloppes (également appelées surfaces ultimes) pour différentes techniques de chargement « Probe » et « Swipe », avec et sans éléments d'interface sont présentés à la Figure 3.10. Les chemins générés par les analyses sont normalisés par rapport aux valeurs maximales V_{ult} (charge verticale ultime). L'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ sont fixés à 30° .

La Figure 3.10 montre le bon accord entre les résultats obtenus par les techniques Swipe et Probe pour V/V_{ult} inférieur à 0.6, Cependant, pour V/V_{ult} supérieur à 0.6, les résultats par la technique Probe sont légèrement supérieurs à ceux obtenus par la technique Swipe. Les solutions montrent le bon accord entre les analyses obtenues avec et sans éléments d'interface. Il est également intéressant de mentionner que les courbes de la présente étude sont presque

identiques à celle obtenue par Loukidis et al. (2008) et Gottardi et Butterfield (1993) pour V/V_{ult} inférieur à 0,25. Cependant, une différence entre ces courbes est constatée pour V/V_{ult} supérieur à 0,25.

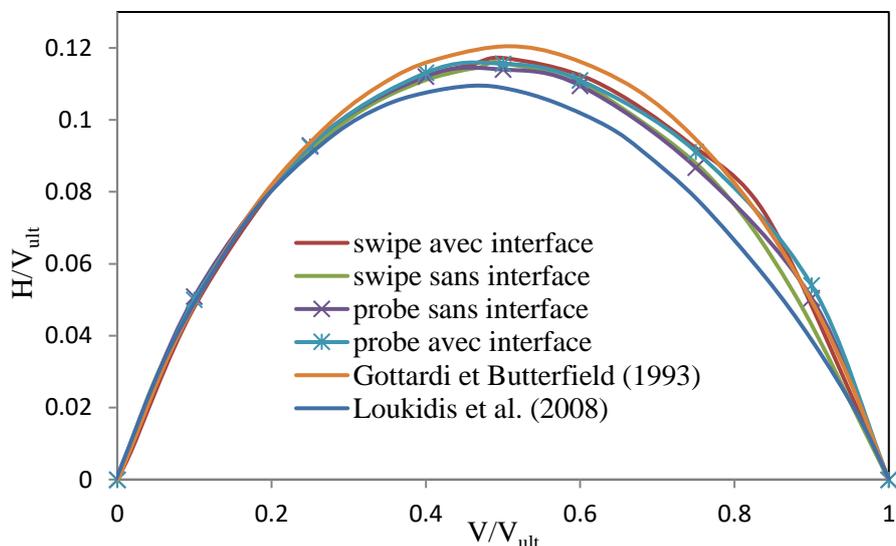


Figure 3.10 Courbe d'enveloppes de rupture V-H à partir d'analyses Swipe et Probe pour $\varphi = 30^\circ$

La Figure 3.11 présente les courbes d'enveloppes pour différents angles de frottements ($\varphi = 20^\circ, 25^\circ$ et 30°), l'angle de dilatance est pris égal à l'angle de frottement φ pour chaque analyse. La technique de « swipe tests » est utilisée afin de tracer la surface ultime dans l'espace des paramètres de chargement. Noté que la fondation est considérée comme parfaitement rugueuse au niveau du plan de contact sol-semelle sans éléments d'interface. Selon les résultats, la forme des enveloppes de rupture V-H normalisées dépendent légèrement de la valeur de l'angle de frottement du sol φ . Cette constatation est également mentionnée par Loukidis (2008).

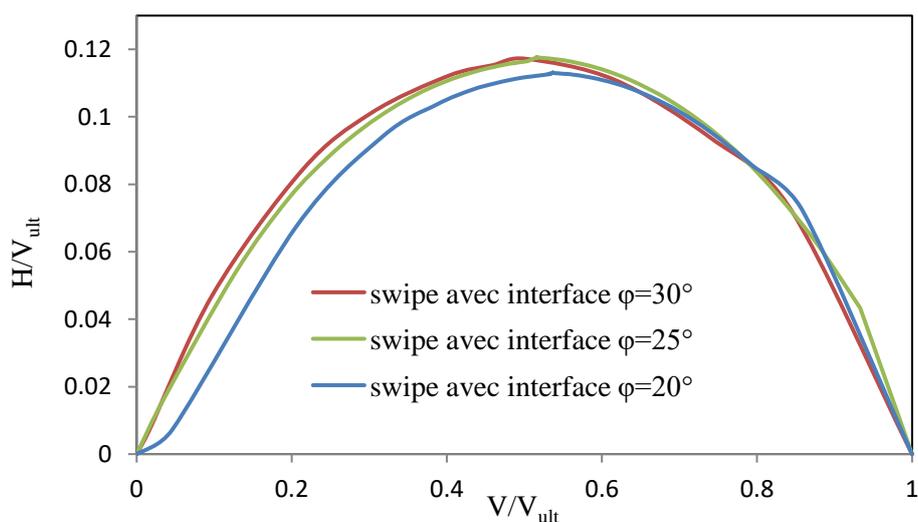


Figure 3.11 L'effet de l'angle de frottement sur les courbes d'enveloppes

L'effet de la non-associativité ($\psi < \phi$) sur les courbes d'enveloppes est illustré à la Figure 3.12. Dans ces tests, la technique « Probe » est utilisée pour tracer la surface ultime dans l'espace des paramètres de chargement, alors qu'il n'y a pas d'éléments d'interface au niveau du plan de contact sol-fondation. L'angle de frottement ϕ est fixé à 30° avec différentes valeurs de l'angle de dilatance ($\psi = \phi$; $\psi = 2/3\phi$; $\psi = 1/3\phi$). Selon les courbes sur la Figure 3.12, Il est clair que la forme des courbes enveloppes a diminué avec la réduction de l'angle de dilatance.

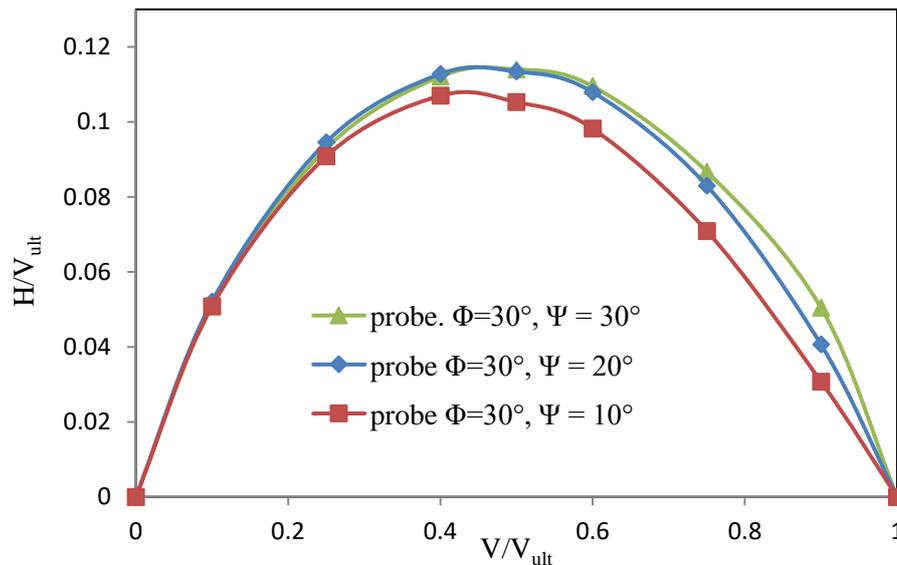


Figure 3.12 L'effet de l'angle de dilatance sur les courbes d'enveloppes

3.6 CONCLUSION

Les difficultés inhérentes à l'étude de la capacité portante requièrent l'utilisation d'un outil numérique approprié. Afin d'évaluer la validité de la méthode des différences finies et des différentes techniques de chargement, l'analyse de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sol frottant et homogène a été effectuée à l'aide du code FLAC (2005). Le comportement du sol est modélisé à l'aide d'une loi élastoplastique et le critère de Mohr-Coulomb a été adopté. Des techniques « Swipe » et « Probe » ont été effectuées pour déterminer les enveloppes de rupture sous chargement vertical et horizontal. La surface du contact entre le sol et la semelle est modélisée avec et sans éléments d'interface. Les résultats sont présentés sous forme de courbes enveloppes et sont comparés à ceux publiés dans la littérature.

Selon les analyses numériques effectuées, il est confirmé que la capacité portante et la forme des courbes d'enveloppe sous chargement incliné dépendent légèrement de l'angle de frottement ϕ et de l'angle de dilatance ψ .

Les analyses numériques effectuées selon différentes méthodes montrent un bon accord entre les résultats obtenus par les techniques Swipe et Probe pour V/V_{ult} inférieur à 0.6. Cependant,

pour V/V_{ult} supérieur à 0.6, les résultats par la technique Probe sont légèrement supérieurs à ceux obtenus par la technique Swipe. Les analyses montrent aussi un bon accord entre les résultats obtenus pour différents types de contact sol-semelle avec ou sans éléments d'interface.

Les analyses par « Swipe » permettent de tracer une courbe d'enveloppe en une seule analyse. Par contre, la méthode « probe » peut être utilisée pour tracer un seul point plus précis que possible à chaque analyse. Donc, un nombre important de points et d'analyse sont nécessaires pour tracer une seule courbe d'enveloppe avec cette méthode.

Chapitre 4

Evaluation numérique de la portance des semelles circulaires encastrées sur un sol non-homogène

4.1 Introduction

La capacité portante non drainée d'une semelle circulaire reposant sur la surface d'un sol homogène est l'un des problèmes largement étudiés par plusieurs chercheurs. Par contre, les fondations dans un milieu offshore encastrées généralement sur des argiles non homogènes où la cohésion augmente avec la profondeur. Tani et Craig (1995) et Edwards et al. (2005) ont étudié la capacité portante des fondations filantes et circulaires encastrées. Edwards et al. (2005) ont démontré que les facteurs d'encastrement dépendent de la rugosité des côtés verticaux de la semelle.

Dans ce chapitre, une étude paramétrique utilisant le code aux différences finies FLAC3D (2006) est effectuée pour évaluer l'influence de l'encastrement de la semelle et la non-homogénéité du sol sur la capacité portante ainsi que le facteur d'encastrement d_c . A noter que différents types des cotés latéraux lisses et rugueux ont été envisagés.

4.2 Présentation du modèle

Le code de calcul FLAC3D (2006) en différences finies est utilisé pour étudier l'effet de l'encastrement D/B ainsi que la non-homogénéité sur la capacité portante non drainée d'une semelle circulaire. La semelle circulaire a un diamètre $B = 2$ m et soumise à un chargement vertical centré. Pour des raisons de nature axisymétrique du problème, seulement le quart du modèle est considéré dans les simulations numériques. Les conditions aux limites sont présentées à la Figure 4.1 avec $R = 15$ m et la hauteur $H = 8$ m, la base du modèle est bloquée dans toutes les directions et le déplacement à $x = 0$ et $y = 0$ (limites de symétrie) est bloqué dans les directions x et y , respectivement.

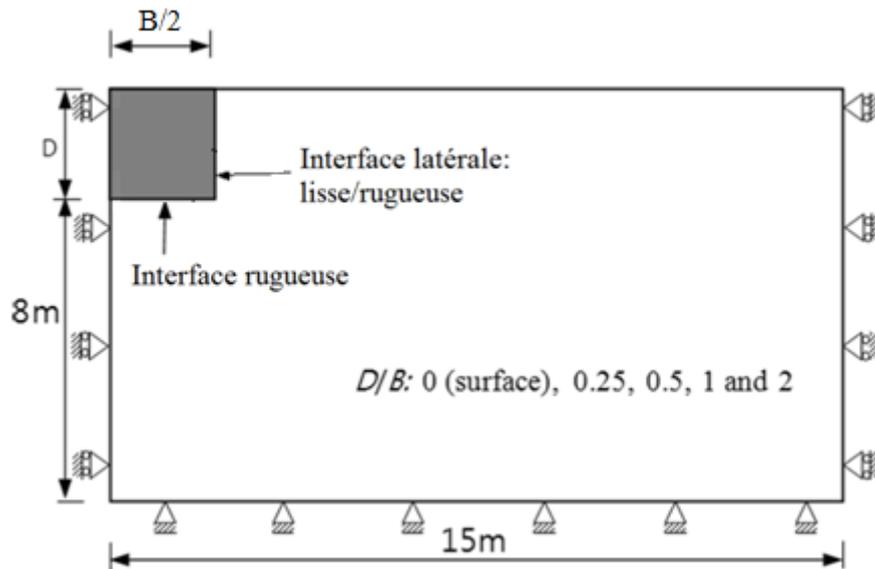


Figure 4.1 Géométrie du problème et conditions aux limites

Le sol est supposé un matériau élastique-parfaitement plastique, obéissant au critère de Tresca (cas particulier de Mohr-Coulomb) avec un poids volumique $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ et un coefficient de Poisson $\nu = 0,49$. La résistance au cisaillement s_u varie linéairement avec la profondeur exprimée par $s_u = s_{um} + kz$ (Figure 4.2), où s_{um} est la résistance au cisaillement à la surface du sol, et k est le gradient de résistance au cisaillement avec la profondeur z . Le degré de non-homogénéité $\kappa = kB/S_{um}$ varié entre 0 et 10 ($\kappa = 0, 1, 3, 6$ et 10).

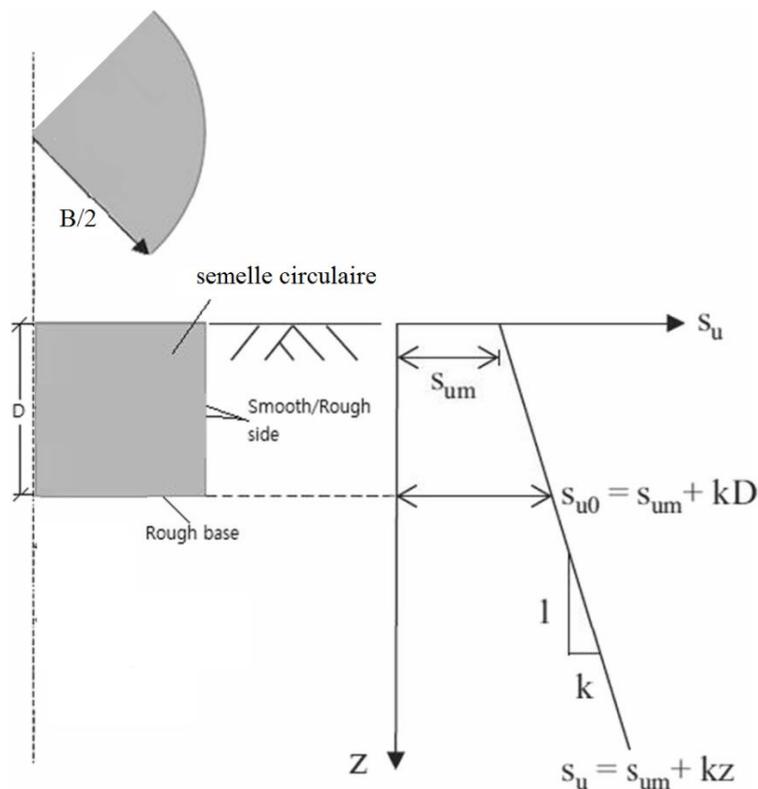


Figure 4.2 Profil de résistance au cisaillement non drainé pour un sol hétérogène

Le contact sol-semelle est modélisé par des éléments d'interface dans lequel la base de la semelle est rugueuse. Cependant, deux types des cotés latéraux de l'interfaces lisses et rugueux ont été considérés. Pour simuler l'interface rugueuse, la cohésion c au niveau de cette interface est égale de celle du sol. Dans le cas d'une interface lisse, la cohésion c est nulle.

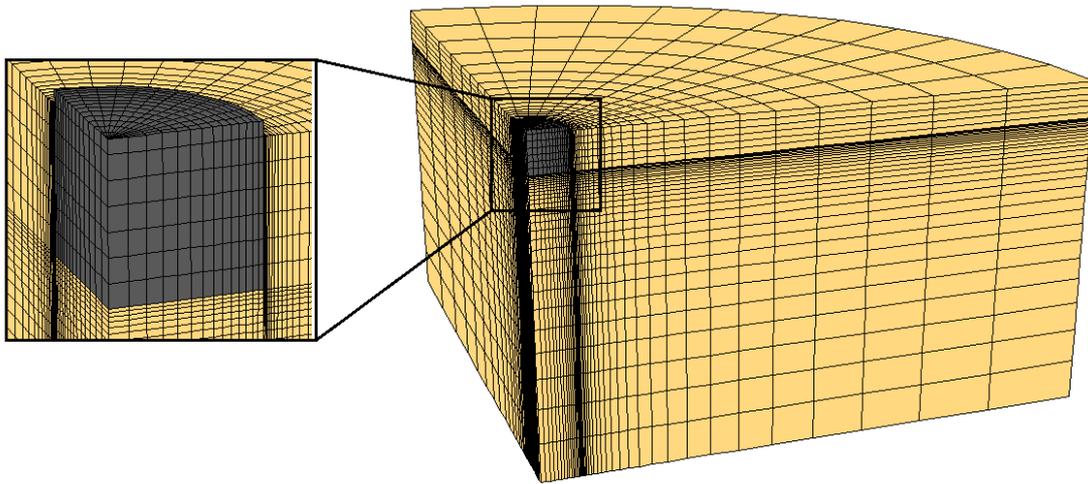


Figure 4.3 Maillage en différences finies

Le facteur d'encastrement d_c calculé est défini par le rapport entre la capacité portante nette de la semelle à la profondeur D et celle d'une semelle identique à la surface du sol. La capacité de charge ultime q_{ult} est calculée en divisant la charge limite verticale Q par le quart de la surface de la semelle. Cette capacité q_{ult} est donnée comme suit :

$$q_{ult} = \frac{4Q}{\pi r^2} \quad 4-1$$

Où Q et r sont, respectivement, la charge verticale ultime comprenant la résistance des cotés latéraux et à la base de la semelle, le rayon de la semelle.

4.3 Résultats et discussions

Pour vérifier l'exactitude de l'analyse en différences finies, le facteur de portance N_{0c} a été calculé pour une semelle circulaire à base rugueuse en contact avec un sol homogène, il a été constaté que le résultat obtenu est en bonne concordance avec la solution exacte ($N_{0c} = 6,05$) fournie par des publications antérieures, telles que Eason et Shield (1960), Houlsby et Wroth (1983) et Martin (2001). Le facteur N_{0c} obtenu dans la présente étude est de 6,21, avec une marge d'erreur de 2,64 %.

La Figure 4.4 montre la variation du facteur de capacité portante N_c avec le rapport d'encastrement D/B pour le cas des semelles circulaires encastrées dans une argile homogène. Il convient de noter que les contraintes de cisaillement mobilisées le long du côté de la semelle circulaire ne sont pas incluses dans les calculs. Il est clair que les facteurs de la capacité portante augmentent considérablement avec l'augmentation du rapport D/B .

On peut également observer sur la Figure 4.4 que la rugosité des cotés latéraux de la semelle influence sur la capacité portante obtenue N_c ; le gain de capacité portante peut atteindre plus de 7 % à $D/B = 0,5$ m. De plus, pour le cas des cotés latéraux lisses, la présente courbe est en bon accord avec la solution de Edwards et al. (2005). Cette compatibilité se trouve également dans le cas des cotés latéraux rugueux et $D/B > 1$. Les résultats de l'analyse limite des bornes supérieure et inférieure prédits par Salgado et al. (2004) sont relativement sous-estimés par rapport aux solutions de la présente étude et d'Edwards et al. (2005).

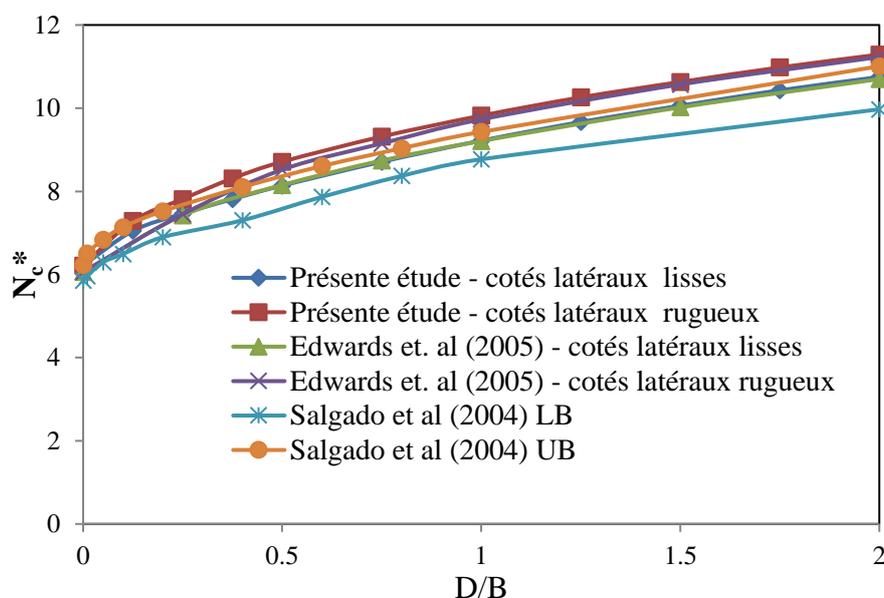
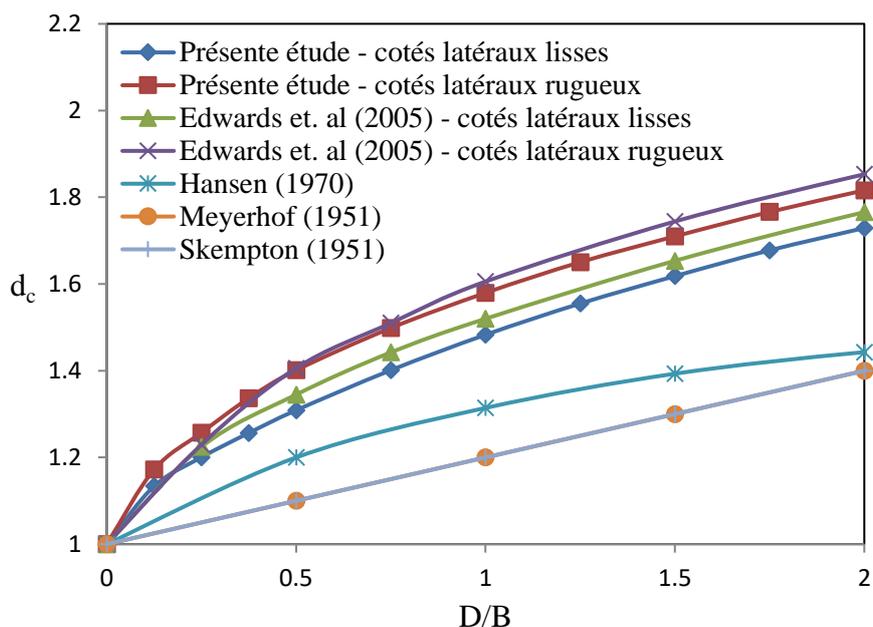
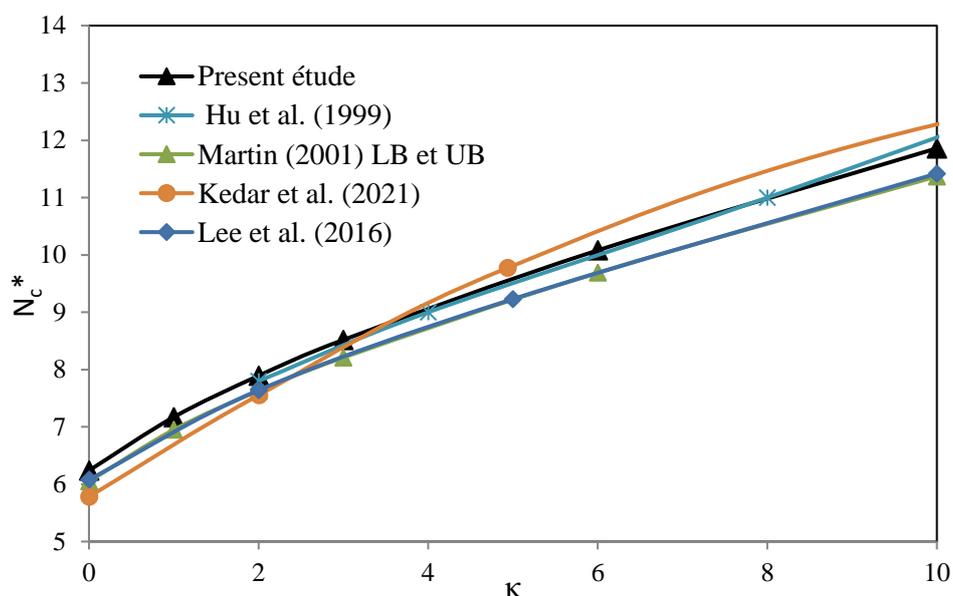


Figure 4.4 Comparaison des valeurs de N_c^*

Dans le même contexte pour les semelles lisses et rugueuses dans un sol homogène, la Figure 4.5 compare le facteur d'encastrement d_c obtenu à partir de la présente étude avec les résultats des solutions théoriques et numériques antérieures de Meyerhof (1951), Hansen (1970) et Edwards et al. (2005). Il est clair que les valeurs de d_c obtenues sont proches de celles obtenues par Edwards et al. (2005). Cependant, une sous-estimation des valeurs de d_c est obtenue pour le cas des résultats de Meyerhof (1951) et Hansen (1970).


 Figure 4.5 Comparaison des valeurs de d_c

Les facteurs de portance N_c d'une semelle circulaire en fonction de la non-homogénéité du sol κ sont présentés sur la Figure 4.6. Il est clair que les facteurs de portance N_c augmentent avec l'augmentation de κ . La courbe de la présente étude est légèrement supérieure à celles obtenues par Martin (2001), Gourvenec et Randolph (2003) et Lee et al. (2016). Cependant, les facteurs N_c trouvés par Kedar et Deepankar (2021) sont légèrement supérieurs à ceux obtenus par la présente étude pour de grandes valeurs de κ .


 Figure 4.6 Comparaison de N_c pour une semelle circulaire reposant sur un sol non-homogène

La Figure 4.7 montre la variation de la capacité ultime verticale exprimée en termes de facteurs de capacité portante N_c^* , en fonction du rapport d'encastrement pour chaque profil de degré de

non-homogénéité du sol κ . Selon les résultats, il est clair que les courbes convergent de plus en plus avec l'augmentation du rapport d'encastrement pour $D/B < 0.5$. Par contre, une divergence a été remarquée au-delà de cette valeur.

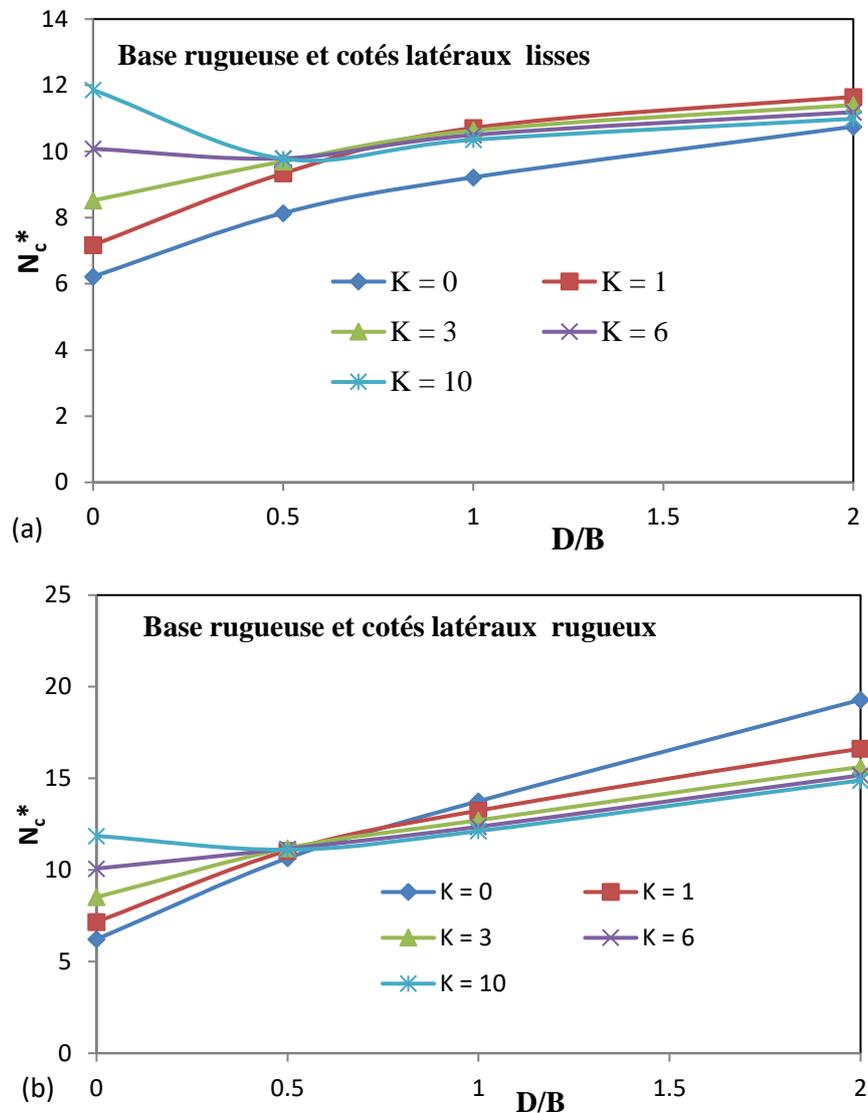


Figure 4.7 Facteurs de capacité portante N_c^* pour les fondations circulaires (a) cotés latéraux lisses (b) cotés latéraux rugueux

La Figure 4.8 présente l'effet de la profondeur ainsi que la non-homogénéité sur le facteur d'encastrement d_c . Dans le cas des cotés latéraux lisses, une légère augmentation de d_c est observée pour $D/B < 0.5$. Cependant, ce taux d'augmentation est plus important pour le cas des cotés latéraux rugueux et pour de petites valeurs de κ .

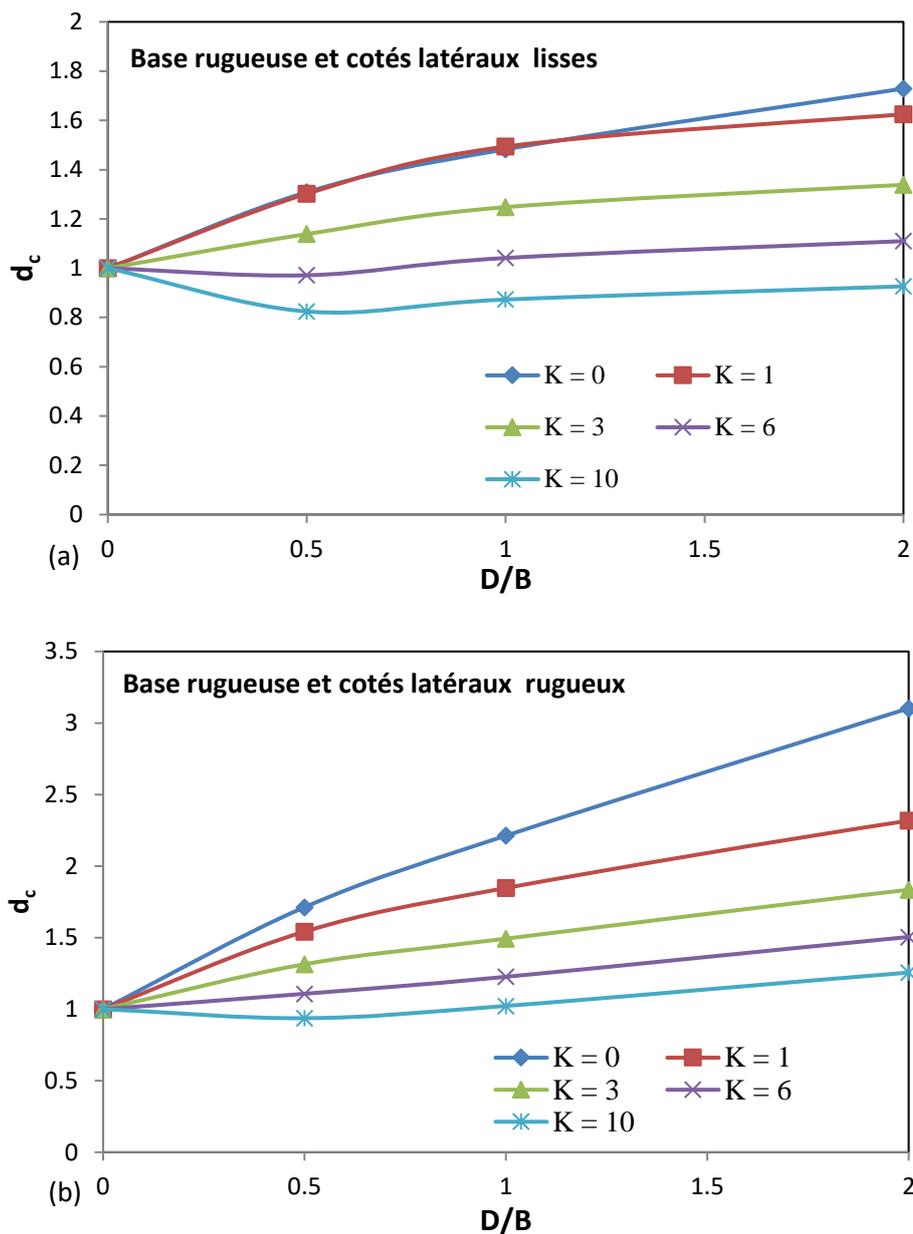


Figure 4.8 Facteur d'encastrement d_c pour les fondations circulaires (a) cotés lateraux lisses (b) cotés lateraux rugueux

4.4 Conclusion

Le code en différences finies FLAC3D (2006) a été utilisé pour étudier l'effet de l'encastrement sur la capacité portante N_c des semelles circulaires sur l'argile. A partir de cette étude paramétrique, les conclusions suivantes peuvent être présentées :

- Le facteur de capacité portante N_c augmente avec l'accroissement du rapport d'encastrement D/B .

- Les valeurs de N_c et d_c dépendent de type d'interface sol-semelle lisses ou rugueuses adoptées. A noter qu'un gain de capacité portante de 7 % est trouvé à $D/B = 0,5$ m pour le cas des cotés latéraux rugueux par rapport à une interface lisse.
- Les résultats obtenus pour les valeurs de N_c et d_c à partir de la méthode des différences finies sont en bon accord avec les résultats obtenus par Edwards et al. (2005) avec la méthode des éléments finis.
- Pour le cas d'un sol non-homogène, les facteurs N_c et d_c augmentent avec la profondeur d'encastrement de la semelle pour $D/B > 0.5$. Ce taux d'augmentation est plus significatif pour le cas des cotés latéraux rugueux et pour de petites valeurs de degré de non-homogénéité κ .

Chapitre 5

Analyse élastoplastique tridimensionnelle de la capacité portante non drainée des semelles annulaires et circulaires encastrées dans une argile hétérogène

5.1 Introduction

Les semelles annulaires ont une importance économique, elles sont adoptées pour différentes structures telles que les éoliennes de vent, les silos, les tours de transmission, les réservoirs de stockage d'eau et les cheminées, etc. Par conséquent, il est essentiel de comprendre le comportement des semelles annulaires pour une conception sécuritaire et économique. Le comportement des semelles filantes et circulaires a été étudié par de nombreux chercheurs. Par contre, peu d'études ont été élaborées sur le comportement des semelles annulaires sous chargement combiné.

Dans ce chapitre, des analyses numériques utilisant le code de différences finies FLAC^{3D} (2006) ont été effectuées pour étudier la capacité portante non drainée d'une semelle rigide circulaire et annulaire, soumise à une charge verticale centrée. L'influence du rapport rayon interne sur rayon externe R_i/R_0 , la profondeur d'encastrement D/B et l'hétérogénéité du sol κ sont considérés. Il convient de mentionner que diverses conditions des cotés latéraux lisses et rugueux sont prises en compte. En outre, la méthode swiipe est utilisée pour étudier les enveloppes de rupture dans l'espace des paramètres de chargement $V-H$ et $V-M$, correspondant respectivement au chargement incliné et excentré.

5.2 Modèle aux différences finies

5.2.1 Paramètres géométriques et matériaux

Les Figure 5.1, Figure 5.2 et Figure 5.3 représentent le problème d'une semelle annulaire située sur un sol cohérent non-homogène. Pour des raisons de symétrie, un quart de la semelle est considéré dans cette partie de l'étude. Les calculs sont effectués pour $R_i/R_0 = 0, 0,25, 0,50$ et $0,75$; rapport d'encastrement $D/B = 0, 0,25, 0,5, 1$ et 2 ; et diamètre de la semelle $B = 2R_0 = 2$ m. Des analyses préliminaires sont effectuées pour s'assurer que l'extension des frontières du modèle plus loin de la semelle n'a aucun effet sur la capacité portante non drainée calculée. Les limites radiale et verticale sont éloignées de la semelle à $15R_0$ et $8R_0$, respectivement. La Figure 5.1 montre que le sol est bloqué radialement ; pour la base du modèle, les déplacements sont

entièrement bloqués dans toutes les directions. L'effet des propriétés du maillage sur la capacité portante a été discuté plus tôt par Mabrouki et al. (2009) ; il a été indiqué que le facteur de capacité portante dépend entièrement de la taille et de la forme des mailles correspondantes.

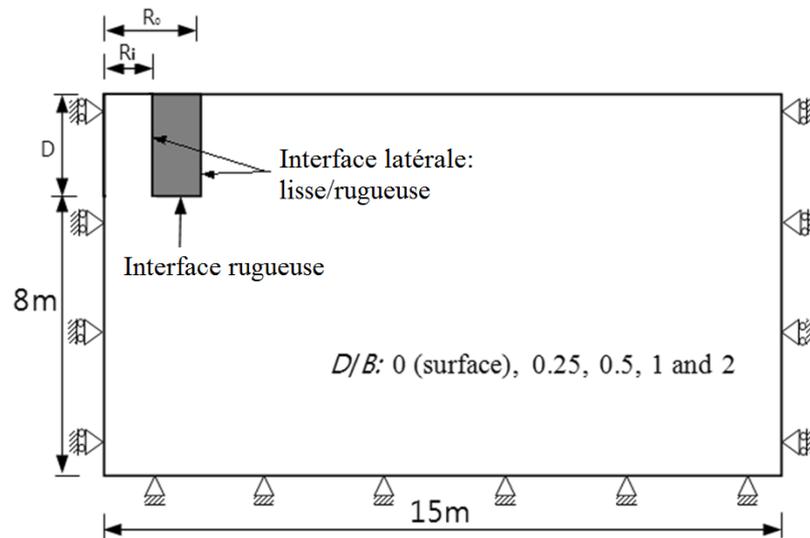


Figure 5.1 Géométrie du problème et conditions aux limites

La Figure 5.2 montre que le maillage est progressivement affiné sous la semelle jusqu'à ce que les tests de calcul atteignent des valeurs constantes de la capacité portante. Par conséquent, la semelle rigide est discrétisée par les zones de différences finies en utilisant un matériau élastique avec un module de cisaillement et de compressibilité suffisamment grand de $G = 10,41$ GPa et $K = 13,89$ GPa, respectivement (équivalent au module de Young $E = 25$ GPa et au coefficient de Poisson $\nu = 0.2$).

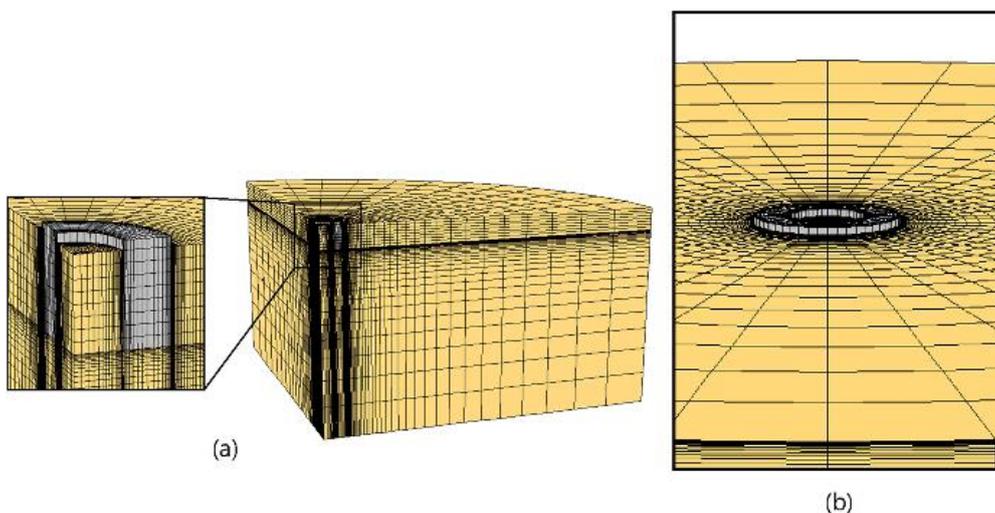


Figure 5.2 Maillage en différences finies : (a) quart de modèle (b) modèle complet

La semelle est fixée au sol par des éléments d'interface. La base de la semelle est considérée comme rugueuse, tandis que 2 types d'interfaces lisse et rugueuse sont considérés le long des

cotés latéraux de la semelle. La raideur normale et du cisaillement de 105 Pa/m sont attribuées pour le cas d'interface rugueuse à la base et au niveau des côtés de la semelle, avec une cohésion d'interface égale à celle du sol. Cependant, la rigidité au cisaillement et la résistance non drainée attribuées sont presque nulle dans le cas des cotés latéraux lisses, avec une rigidité normale de 105 Pa/m. Il convient de mentionner que l'interface ne subit aucune tension ; par conséquent, un détachement de semelle peut être généré. Le sol est modélisé comme un matériau linéaire élastique parfaitement plastique selon le critère de Tresca, avec $\varphi=0$, poids volumique $\gamma = 16$ kN/m³ et coefficient de Poisson $\nu = 0,49$. La variation linéaire de la résistance au cisaillement s_u avec la profondeur est exprimée par $s_u = s_{um} + kz$ (Figure 5.3), où s_{um} est la résistance au cisaillement à la surface, et k est le gradient de résistance au cisaillement avec la profondeur z . Le degré de non-homogénéité est représenté par le rapport $\kappa = kB/S_{um}$. De plus, le module de Young du sol E_u augmente linéairement avec la profondeur selon un rapport constant $E_u/s_u = 500$.

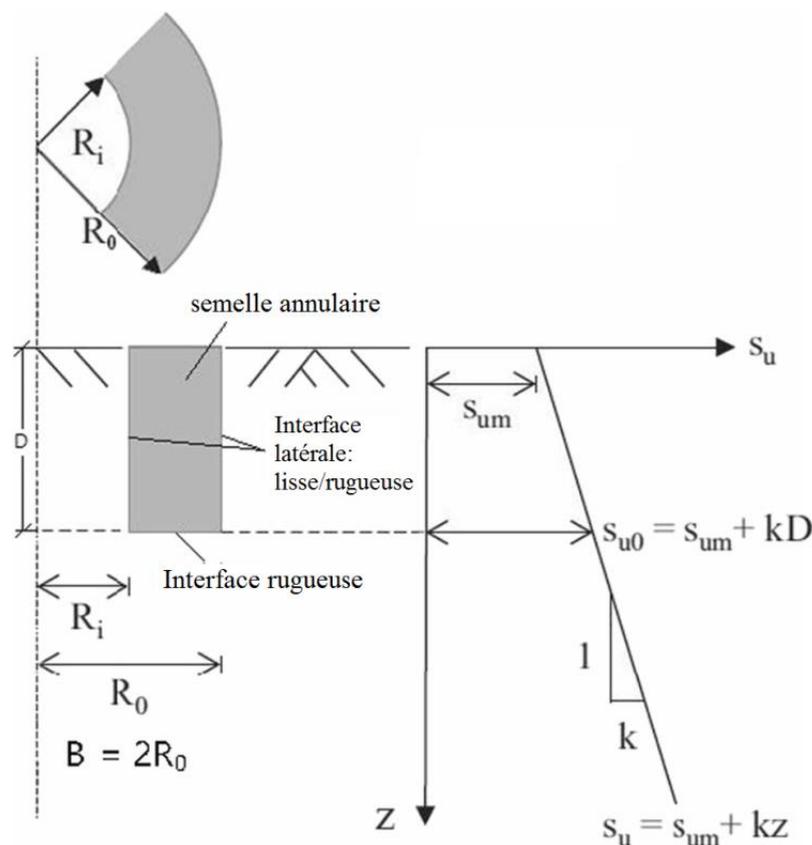


Figure 5.3 Profil de résistance au cisaillement non drainé pour un sol hétérogène

5.2.2 Calculs en différences finies

Le logiciel FLAC3D (2006) calcule la capacité portante des semelles circulaires et annulaires en subdivisant le sol en plusieurs zones. La zone de différence finie représente le plus petit

domaine géométrique sur la base duquel le changement dans les tracés contrainte-déformation est capturé. Ainsi, des zones polyédriques de formes différentes sont utilisées pour modéliser l'ensemble du domaine.

La capacité de charge ultime q_{ult} est calculée selon la fonction de macro-langage FISH. Cela se fait en divisant la charge limite verticale Q par le quart de la surface de la semelle. La capacité portante ultime q_{ult} de la semelle annulaire encastrée est donnée comme suit :

$$q_{ult} = \frac{4Q}{\pi(R_0^2 - R_i^2)} \quad 5-1$$

Où Q , R_0 et R_i sont, respectivement, la charge verticale ultime comprenant la résistance des côtés et à la base de la semelle, le rayon extérieur et intérieur.

L'expression de la capacité portante ultime des argiles non drainées est également donnée comme suit :

$$q_{ult} = s_c d_c N_c s_u + q_0 = N_c^* s_u + q_0 \quad 5-2$$

$$N_c^* = q_{net} / s_u \quad 5-3$$

Où N_c , s_u , s_c , d_c , q_0 et N_c^* sont respectivement le facteur de capacité portante, la résistance au cisaillement non drainé, le facteur de forme, le facteur de profondeur qui est défini comme le rapport de la capacité portante à la profondeur D à celle à la surface du sol, surcharge ($q_0 = \gamma D$), et le facteur de capacité portante nette (eq 5-4), avec $q_{net} = q_u - q_0$.

Il est intéressant de mentionner que l'étude examine également l'effet de différents rapports R_i/R_0 sur les courbes d'interaction de charge concernant à la fois $V-H$ (charge inclinée) et $V-M$ (charge excentrée). Le modèle complet est pris en compte dans la procédure de simulation pour cette partie de l'étude comme il est montré sur la Figure 5.2b. La technique de chargement swipe est employée pour tracer les enveloppes de rupture.

L'interaction des composantes de charge dans le plan de chargement $V-H$ est donnée en deux étapes ; l'étape 1 consiste à appliquer des vitesses verticales aux nœuds de la semelle jusqu'à atteindre la charge verticale ultime (V_{ult}) ; ainsi, une vitesse horizontale est appliquée en empêchant la semelle de se déplacer verticalement jusqu'à atteindre la charge horizontale ultime. La deuxième étape commence directement en imposant une vitesse horizontale en ignorant toutes les charges verticales jusqu'à atteindre la charge horizontale ultime (H_{ult}).

Dans le plan de chargement $V-M$, la première étape consiste à appliquer des vitesses verticales aux nœuds de la semelle jusqu'à atteindre la charge verticale ultime V_{ult} , ensuite, un moment de

chargement est appliqué en supposant des vitesses verticales égales et opposées aux bords de la semelle, jusqu'à ce que la moment ultime M_{ult} est atteint. Cependant, l'étape 2 commence directement en appliquant un moment sans tenir compte des charges verticales.

5.3 Vérification du modèle

Les calculs de N_{0c} d'une semelle circulaire à base rugueuse reposant sur la surface d'un sol homogène sont comparés à ceux disponibles dans la littérature. La Figure 5.4 montre que la présente étude aboutit à un facteur N_{0c} égal à 6,21. Cette dernière n'est supérieure que de 2,64 % à la solution exacte ($N_{0c} = 6,05$) fournie par Eason et Shield (1960), Houlsby et Wroth (1983) et Martin (2001). Ce résultat éclaire la fiabilité de l'analyse aux différences finies utilisée.

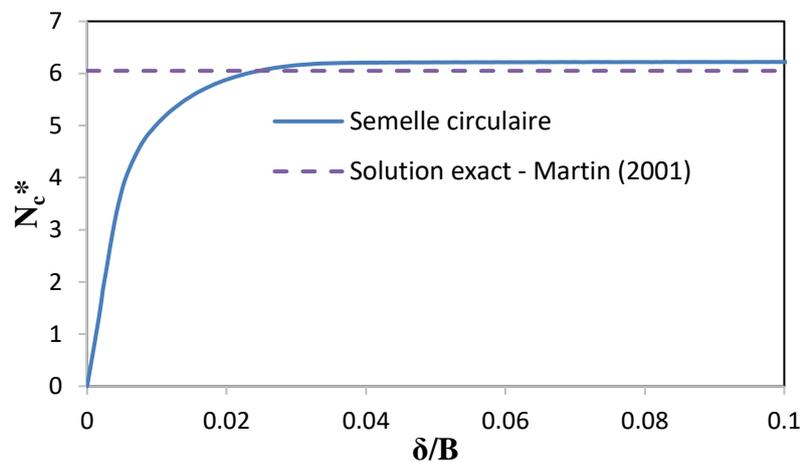


Figure 5.4 Courbe de charge-déplacement pour une semelle circulaire

La Figure 5.5 est tracée en supposant une base rugueuse et des cotés latéraux lisses ; les facteurs N_c d'une semelle circulaire chargée verticalement et encastrée dans un sol cohésif sont calculés pour différents rapports d'encastrement $D/B = 0,25, 0,5, 1$ et 2 . Il convient de mentionner que les facteurs de capacité portante de la présente étude suivent une augmentation avec l'accroissement de D/B ; par conséquent, cette courbe montre un excellent accord avec celle résultant d'Edwards et al. (2005) et se situe entre les bornes supérieure et inférieure (UB : Upper Bounds ; LB : Lower Bounds) de Salgado et al. (2004).

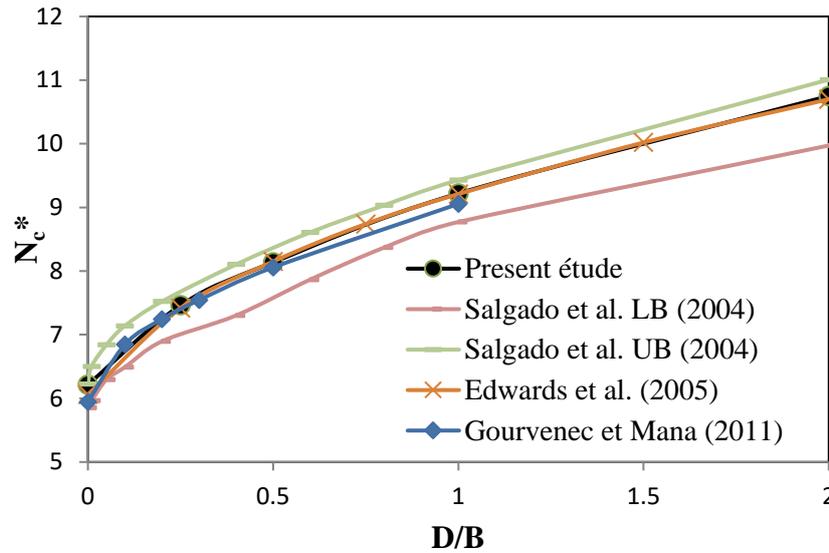


Figure 5.5 Comparaison de N_c pour une semelle circulaire encastrée dans un sol homogène

La Figure 5.6 représente les facteurs de portance N_c d'une semelle circulaire en fonction de la non-homogénéité du sol κ . Utilisant la méthode des caractéristiques, Martin (2001) a donné les facteurs N_c exacts pour différents κ ; par conséquent, il a été rapporté que pour $D/B = 0$, les résultats des bornes supérieure et inférieure atteignent des valeurs similaires. Les facteurs de portance N_c obtenus augmente avec l'augmentation de κ , avec des valeurs légèrement supérieures à celles obtenues par Martin (2001) et Gourvenec et Randolph (2003). Pour de grandes valeurs κ , les facteurs N_c fournis par Kedar et Deepankar (2021) s'avèrent être légèrement supérieurs à ceux obtenus par la présente étude.

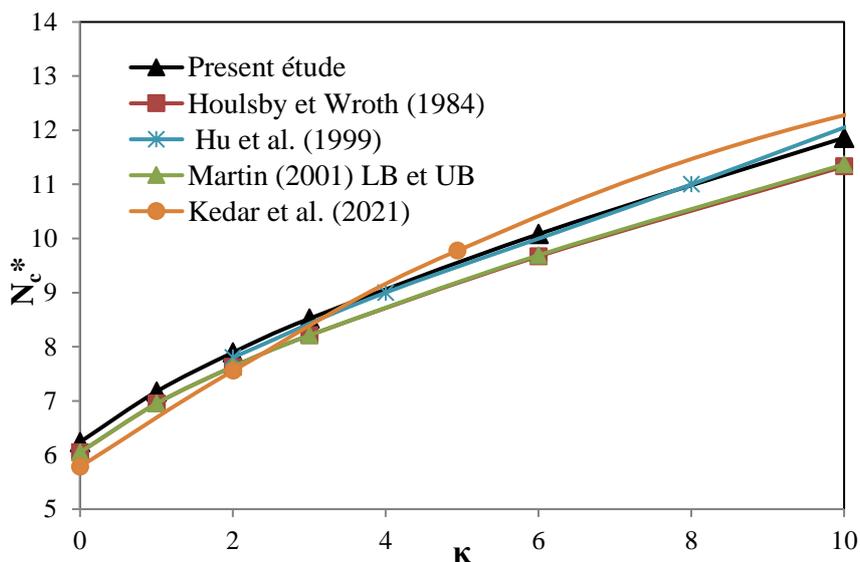


Figure 5.6 Comparaison de N_c d'une semelle circulaire reposant sur la surface d'un sol non-homogène

5.4 Résultats et discussion

Les courbes charge-tassement normalisées sont présentées à la Figure 5.7 pour les semelles circulaires et annulaires reposant sur un sol homogène ; différentes valeurs du rapport rayon intérieur à extérieur (R_i/R_o) sont prises en compte. On constate que la charge appliquée augmente et atteint sa valeur ultime à des petites valeurs de tassement normalisé (δ/B) pour des valeurs élevées de R_i/R_o .

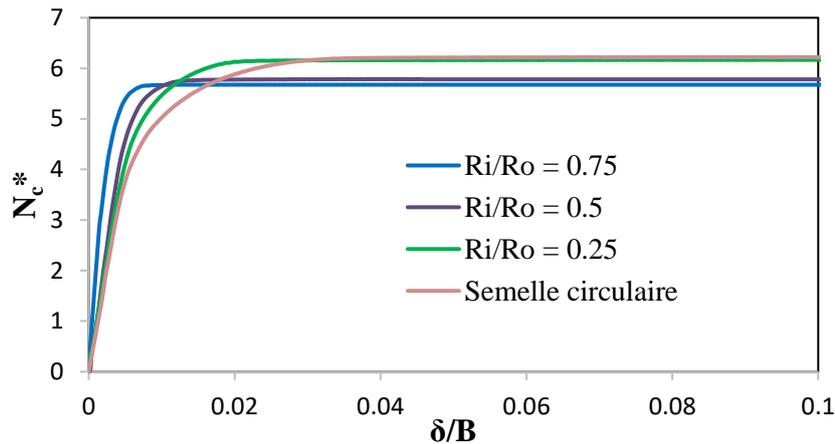


Figure 5.7 Courbes charge-déplacement pour les semelles circulaires et annulaires

Les résultats de l'analyse par différences finies sont résumés dans les Tableau 5-1 Tableau 5-2 pour différents cas des cotés latéraux lisses et rugueux de la semelle, tandis que le facteur de capacité portante N_c est calculé pour différents rapports de R_i/R_o , D/B et κ . La Figure 5.8a montre l'évolution de N_c pour le cas des cotés latéraux lisses de la semelle reposant sur un sol homogène. Il est observé que N_c suit une tendance croissante jusqu'à atteindre un point ultime correspondant à $R_i/R_o = 0,25$, au-delà duquel, il continue de réduire. La Figure 5.8b montre que pour $\kappa = 10$, N_c diminue avec l'augmentation de R_i/R_o pour le cas des semelles reposant sur la surface ($D/B = 0$). Les Figure 5.8 c et d montrent que pour les semelles annulaires encastrées avec une interface rugueuse à la base et sur les côtés, les facteurs de portance N_c obtenus augmentent avec l'augmentation du rapport R_i/R_o , ce taux d'augmentation est plus important pour des valeurs plus élevées de D/B ; on peut interpréter cette constatation par le fait que la résistance au cisaillement au niveau des cotés latéraux contribue à la capacité portante. Il est intéressant de mentionner qu'une variation négligeable de N_c est remarquée pour le cas d'une semelle à la surface d'un sol homogène ; de plus, N_c continue de décroître pour $\kappa = 10$.

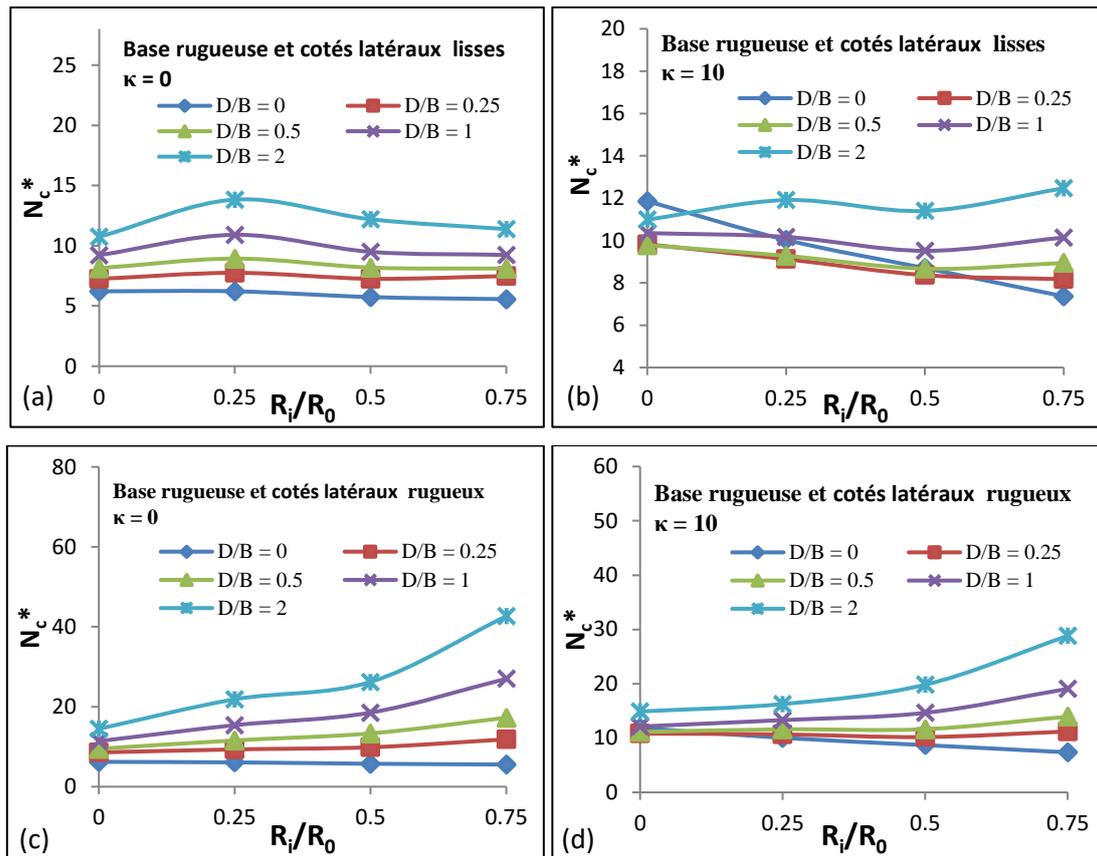
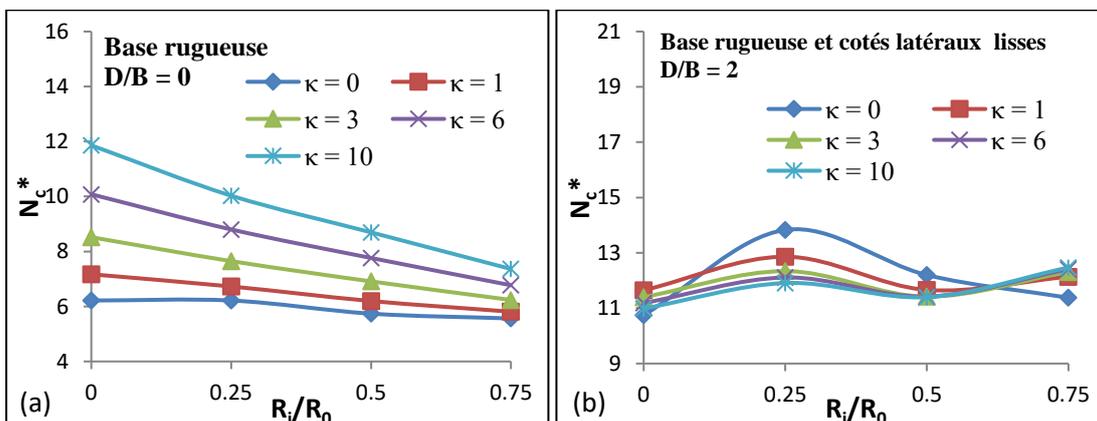


Figure 5.8 Facteur N_c des semelles annulaires pour différents rapports de D/B , avec $\kappa = 0$ et 10

La variation de N_c en termes de R_i/R_0 par rapport aux différentes valeurs de κ est illustrée à la Figure 5.9. Pour la semelle reposant sur la surface (Figure 5.9a), N_c diminue avec l'augmentation de R_i/R_0 ; cette diminution est plus significative pour des valeurs élevées de κ . De plus, Figure 5.9c présente une semelle encastée avec des cotés latéraux rugueux. Selon les résultats, il est clair que N_c augmente avec l'accroissement de R_i/R_0 ; cela s'explique par l'effet positif de la résistance au cisaillement des cotés latéraux sur l'augmentation de N_c . Pour le cas d'une semelle encastée dans un sol hétérogène avec des cotés latéraux lisses (Figure 5.9b), noté qu'une légère variation des valeurs de N_c est observée pour que ces valeurs soient comprises entre 11 et 13.



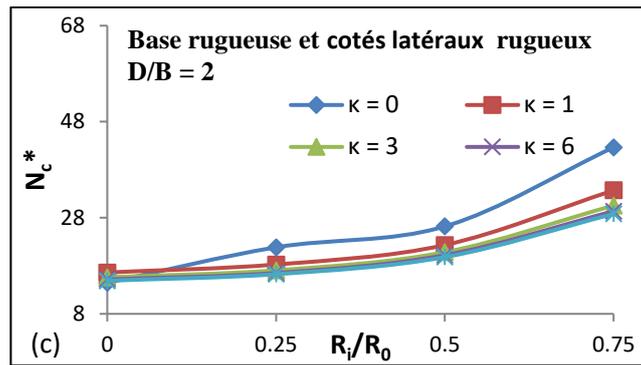


Figure 5.9 Facteur N_c des semelles annulaires pour différents κ , avec $D/B = 0$ et 2

La Figure 5.10 montre la variation de N_c en fonction de l'hétérogénéité du sol κ . Le rapport d'encastrement D/B varie pour différentes conditions d'interface pour $R_i/R_0 = 0$ et $0,75$. Dans le cas d'une semelle encastree et $\kappa > 3$, un effet négligeable de κ est observé sur les valeurs de N_c . Cependant, ce dernier suit une augmentation avec l'accroissement de κ pour le cas d'une semelle non encastree.

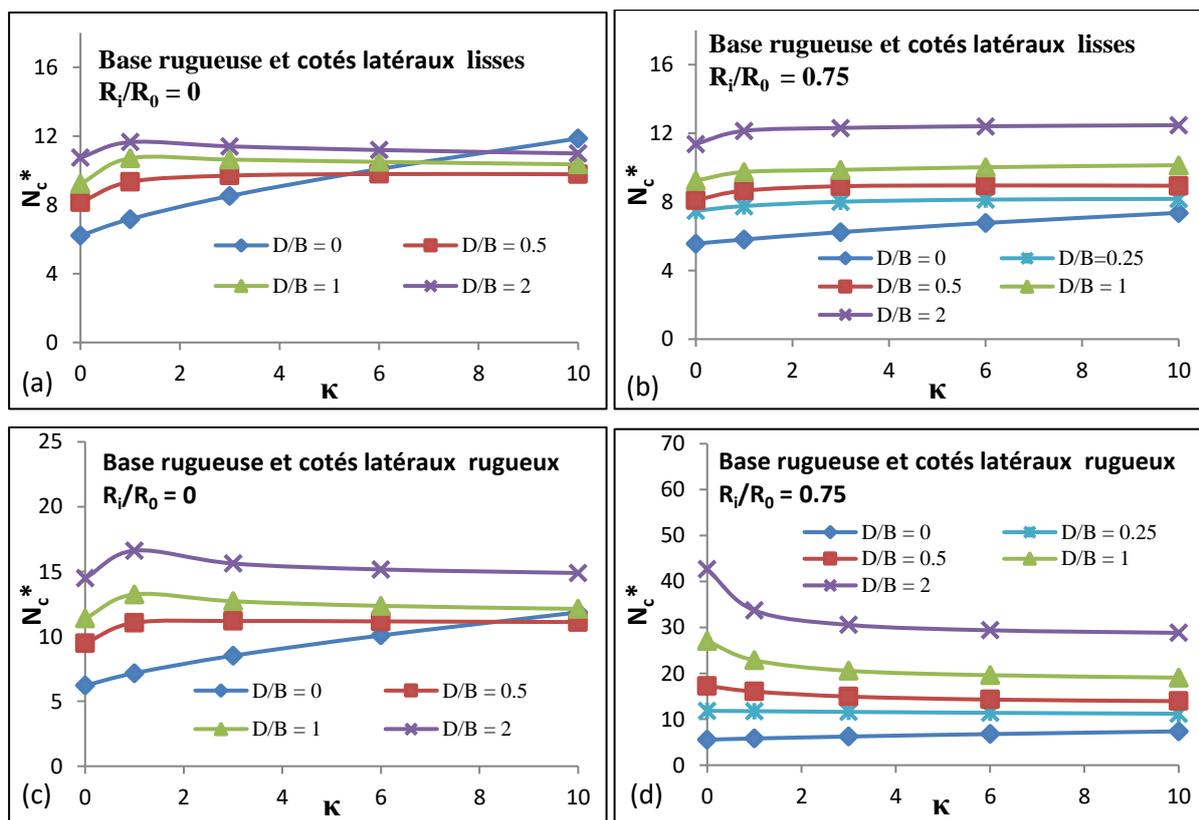


Figure 5.10 Facteur N_c des semelles annulaires pour différents rapports D/B , avec $R_i/R_0 = 0$ et $0,75$

Tableau 5-1 N_c pour les semelles annulaires et circulaires, cotés latéraux lisses

κ	D/B	R_i/R_0			
		0.00	0.25	0.50	0.75
0	0	6.21	6.08	5.73	5.55
	0.25	7.25	7.75	7.26	7.48
	0.5	8.14	8.93	8.19	8.11
	1	9.22	10.91	9.49	9.24
	2	10.75	13.83	12.20	11.38
1	0	7.17	6.72	6.19	5.81
	0.25	8.19	8.27	7.68	7.76
	0.5	9.34	9.24	8.48	8.65
	1	10.71	10.76	9.56	9.74
	2	11.65	12.86	11.66	12.14
3	0	8.51	6.65	6.91	6.23
	0.25	8.92	8.74	8.06	8.01
	0.5	9.70	9.36	8.67	8.91
	1	10.63	10.51	9.55	9.87
	2	11.40	12.34	11.42	12.31
6	0	10.08	8.80	7.76	6.77
	0.25	9.34	9.00	8.27	8.13
	0.5	9.79	9.34	8.71	8.96
	1	10.50	10.32	9.57	10.02
	2	11.19	12.11	11.42	12.41
10	0	11.86	10.03	8.69	7.36
	0.25	9.82	9.12	8.37	8.18
	0.5	9.78	9.28	8.67	8.94
	1	10.35	10.17	9.51	10.14
	2	10.99	11.91	11.40	12.47

Tableau 5-2 N_c pour les semelles annulaires et circulaires, cotés latéraux rugueux

κ	D/B	R_i/R_0			
		0.00	0.25	0.50	0.75
0	0	6.21	6.08	5.73	5.55
	0.25	8.57	9.32	9.86	11.84
	0.5	9.48	11.57	13.33	17.25
	1	11.39	15.39	18.52	27.01
	2	14.49	21.85	26.21	42.67
1	0	7.17	6.72	6.19	5.81
	0.25	9.51	10.07	10.11	11.75
	0.5	11.05	12.06	12.86	16.03
	1	13.24	14.63	16.91	22.83
	2	16.61	18.28	22.33	33.70
3	0	8.51	7.62	6.91	6.23
	0.25	10.21	10.48	10.22	11.60
	0.5	11.19	11.93	12.30	14.94
	1	12.71	13.96	15.66	20.55
	2	15.62	17.06	20.85	30.54
6	0	10.08	8.80	7.76	6.77
	0.25	10.60	10.63	10.22	11.39
	0.5	11.16	11.73	11.89	14.28
	1	12.36	13.56	15.01	19.59
	2	15.16	16.51	20.20	29.37
10	0	11.86	10.03	8.69	7.36
	0.25	10.81	10.66	10.18	11.20
	0.5	11.11	11.60	11.63	13.94
	1	12.12	13.30	14.63	19.05
	2	14.89	16.25	19.81	28.80

5.5 Les courbes d'enveloppes

Comme il est montré sur les Figure 5.11, Figure 5.12 Figure 5.14 pour les semelles reposant sur un sol homogène, la méthode des différences finies est appliquée pour tracer les enveloppes de rupture dans un plan de chargement bidimensionnel. L'interaction des composantes de charge est donnée dans les plans des paramètres de chargement $V-H$ (charge verticale V – charge horizontale H) et $V-M$ (charge verticale V – moment M).

5.5.1 Plan de chargement combiné $V-H$

La Figure 5.11 fournit une comparaison entre la courbe enveloppe $V-H$ ($M = 0$) obtenue avec celles publiées dans la littérature pour le cas d'une semelle circulaire. Il est clair que le tracé de la présente analyse est proche de celui obtenu à partir de l'analyse par éléments finis menée par Taiebat et Carter (2010). D'autre part, la taille de l'enveloppe de rupture est légèrement inférieure à celles prédites par Gourvenec et Randolph (2003) et Bolton (1979).

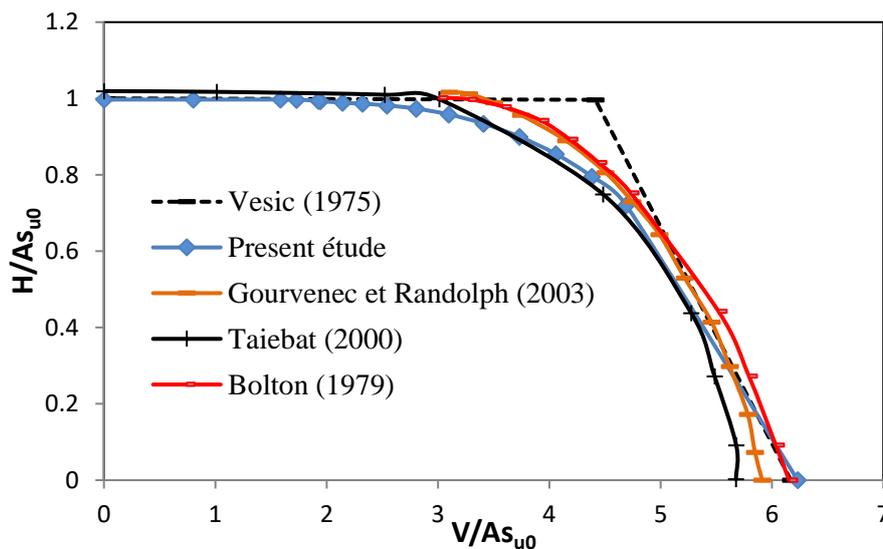


Figure 5.11 Comparaison des enveloppes de rupture dans l'espace de chargement $V-H$, pour une semelle circulaire

La Figure 5.12 représente les enveloppes de rupture dans le plan $V-H$ pour $R_i/R_0 = 0, 0,25, 0,5$ et $0,75$. D'après cette figure, la taille de ces courbes augmente avec l'accroissement de R_i/R_0 pour $V/AS_{u0} < 5$; cependant, une diminution est observée pour des valeurs des charges verticales plus élevées. En termes de charge normalisée par rapport à leur valeur maximale (Figure 5.12b), il est clair que la forme augmente proportionnellement avec le rapport R_i/R_0 .

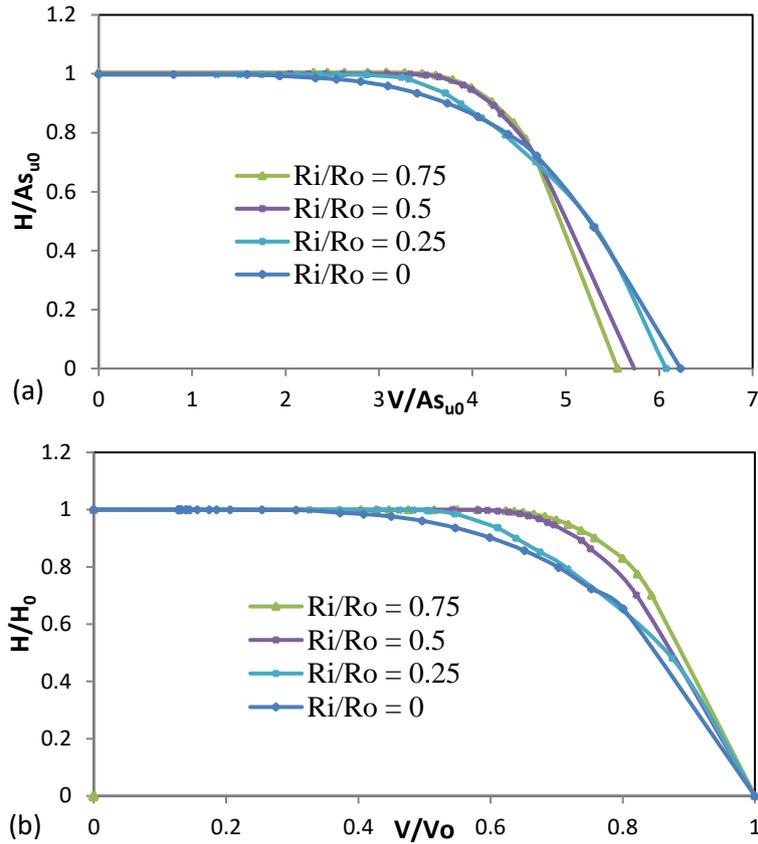


Figure 5.12 Enveloppes de rupture V-H, pour les semelles annulaires et circulaires : (a) espace de chargement non-dimensionnel (b) espace de chargement normalisé

5.5.2 Plan de chargement combiné V-M

Les Figure 5.13 et Figure 5.14 montrent des enveloppes de rupture $V-M$ ($H = 0$) pour différents rapports R_i/R_0 . Selon la Figure 5.13, il est clair que la taille de l'enveloppe de rupture et la capacité de moment maximal augmentent avec l'augmentation de R_i/R_0 . Cependant, la charge verticale maximale diminue avec l'augmentation de R_i/R_0 .

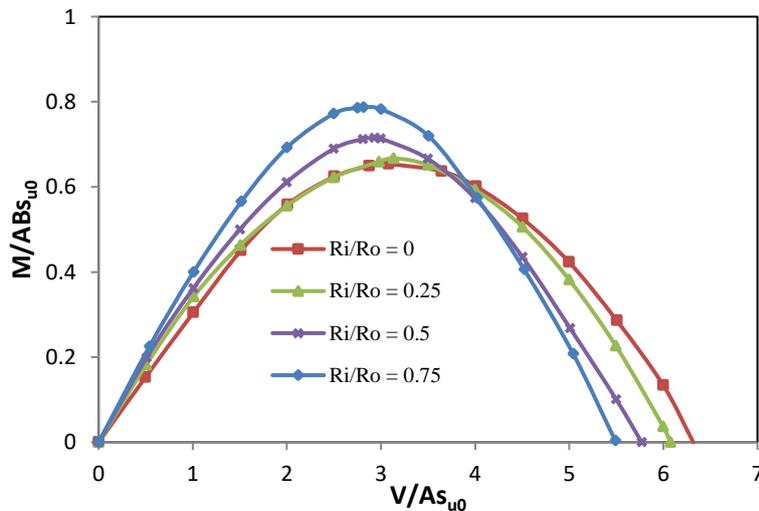


Figure 5.13 Enveloppes de rupture V-M, pour les semelles annulaires et circulaires - espace de chargement non-dimensionnel

La Figure 5.14 montre que pour des charges normalisées par rapport à leur valeurs maximales, la forme des courbes d'enveloppes obtenue est presque identique quel que soit les valeurs du rapport R_i/R_o .

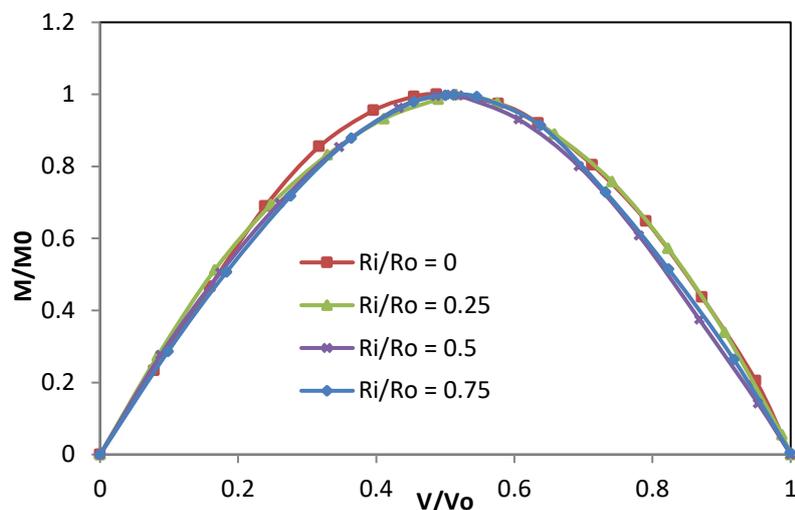


Figure 5.14 Enveloppes de rupture V-M, pour les semelles annulaires et circulaires - espace de chargement normalisé

5.6 Conclusion

Le code de différences finies FLAC3D (2006) a été utilisé afin d'examiner le comportement des semelles annulaires et circulaires dans l'argile. Des analyses élastoplastiques ont été menées pour différentes géométries des semelles annulaires, des rapports d'encastrement D/B , des hétérogénéités de sol κ et différentes conditions d'interface sol-semelle. Il est intéressant de mentionner que les solutions actuelles pour les semelles circulaires ont été vérifiées avec celles disponibles dans la littérature.

Les résultats montrent que le facteur N_c dépend considérablement du rapport du rayon intérieur au rayon extérieur (R_i/R_o), ainsi que de la rugosité des cotés latéraux de la semelle. Pour le cas d'un sol homogène avec des cotés latéraux lisses, le facteur de portance N_c pour $D/B > 0,25$ diminue avec l'augmentation de R_i/R_o , tandis que l'augmentation de R_i/R_o conduit à des valeurs plus élevées de N_c pour le cas des cotés latéraux rugueux. De même, La non-homogénéité engendre une augmentation de la capacité portante de la semelle non-encastrée. Pour les semelles encastrées, une variation négligeable des facteurs N_c est observée lorsque $\kappa > 3$.

Il est intéressant de mentionner que dans l'espace de chargement $V-H$, les tailles absolues et relatives des enveloppes de rupture sont observées comme étant significativement influencées par le rapport R_i/R_o . De plus, les résultats dans l'espace des paramètres de chargement

normalisés $V-M$ indiquent que la géométrie des semelles annulaires (R_i/R_0) réduit la capacité de la charge verticale ultime et augmente la capacité de moment ultime, par rapport au cas des semelles circulaires. Cependant, un effet négligeable de R_i/R_0 sur la forme d'enveloppe de rupture a été observé dans l'espace des paramètres de chargement normalisés par rapport à leurs valeurs maximales.

Chapitre 6

Analyse numérique de la capacité portante des semelles circulaires et annulaires sur argile non homogène sous chargement incliné

6.1 Introduction

Le comportement des semelles circulaires a été abordé par de nombreux chercheurs. Sous chargement combiné, Gourvenec et Randolph (2003) ont étudié l'influence de la non-homogénéité du sol sur la forme des enveloppes de rupture pour les semelles filantes et circulaires. L'influence de la non-homogénéité du sol sur la capacité portante verticale des semelles annulaires encastrées est étudiée par Lee et al. (2016) ainsi que par Birid et Choudhury (2021).

Il convient de noter que les travaux antérieurs n'ont pas abordé l'effet de la non-homogénéité du sol sur le comportement des semelles annulaires (ring footings) sous chargement incliné. Par conséquent, cette étude paramétrique est établie à l'aide du code aux différences finies FLAC3D (2006) en tenant compte de l'effet du rapport rayon interne sur rayon externe R_i/R_0 et de l'hétérogénéité du sol κ . La méthode de chargement swipe est utilisée pour étudier l'effet de la non-homogénéité sur la forme des enveloppes de rupture dans le plan des paramètres de chargement V-H (chargement incliné).

6.2 Modèle en différences finies

L'objet de l'étude porte sur les semelles rigides, à savoir les semelles circulaires et annulaires à la surface d'un sol non homogène. Le code FLAC3D (2006) a été utilisé pour calculer la capacité portante. Dans la modélisation actuelle, différents rapports de rayon interne à externe ($R_i/R_0 = 0, 0,25, 0,50$ et $0,75$) ont été adoptés avec $B = 2R_0 = 2$ m est la largeur de semelle. Le maillage adopté est présenté sur la Figure 6.1. Le sol est contraint radialement et la base du modèle est fixe dans toutes les directions. La limite radiale de $15R_0$ et la limite verticale de $8R_0$ ont été attribuées loin de la semelle pour éviter leur effet sur le calcul de la capacité portante. La semelle rigide est fixée au sol par des éléments d'interface rugueux dont la rigidité normale $K_n = 105$ Pa/m et la rigidité au cisaillement $K_s = 105$ Pa/m. Il convient de noter que la cohésion de l'interface est identique à celle du sol.

On suppose que le sol est un matériau élastique parfaitement plastique, qui obéit au critère de Tresca. Son poids volumique est de 16 kN/m^3 et son coefficient de Poisson est de $0,49$. Il est à noter que la résistance au cisaillement s_u varie linéairement avec la profondeur exprimée par $s_u = s_{um} + kz$ (Figure 6.1), où s_{um} est la résistance au cisaillement à la surface du sol, et k est le gradient de résistance au cisaillement avec la profondeur z . Le degré de non-homogénéité $\kappa = kB/S_{um}$ varie entre 0 et 10 ($\kappa = 0, 1, 3, 6$ et 10).

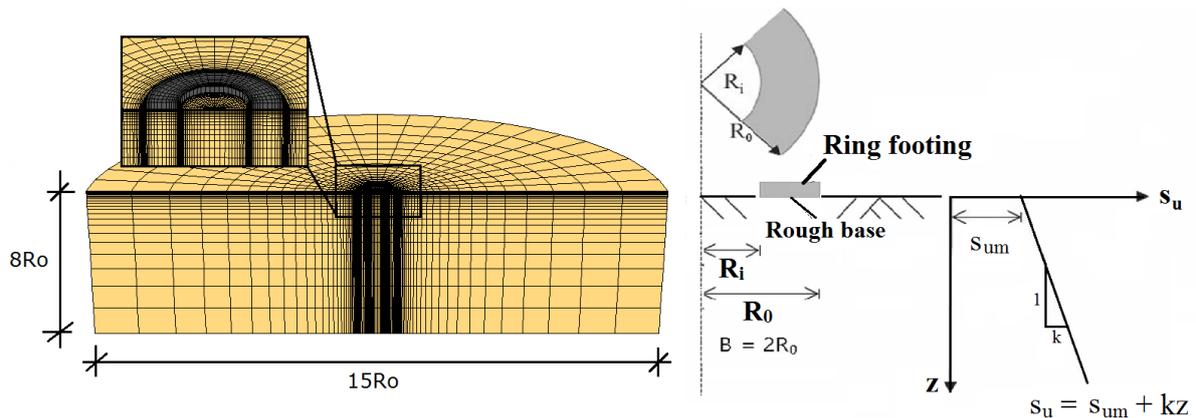


Figure 6.1 Géométrie du problème et maillage adopté

6.3 Résultats

Pour vérifier l'exactitude de l'analyse en différences finies, le facteur de capacité portante N_c pour les semelles circulaires sur la surface d'un sol homogène a été comparé à ceux disponibles dans la littérature. Le facteur N_c obtenu est égal à $6,21$, soit $2,64 \%$ de différence par rapport à la solution exacte de $6,05$ fournie par Eason et Shield (1960) et Martin (2001). De plus, comme présenté dans la Figure 6.2, il est clair que le facteur N_c augmente proportionnellement avec le degré de la non-homogénéité du sol κ , cette tendance est proche de celle obtenue par Hue et al. (1999).

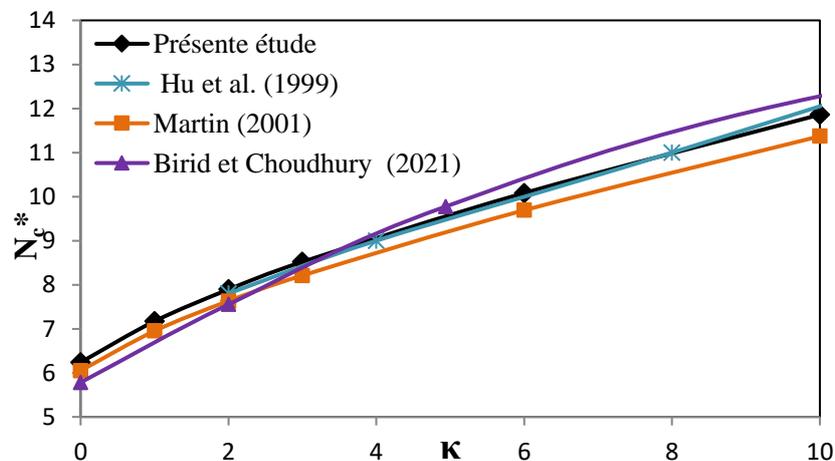


Figure 6.2 Comparaison du facteur N_c d'une semelle circulaire sur la surface d'un sol non homogène

6.4 Courbes d'enveloppes

La Figure 6.3 représente les courbes d'enveloppes normalisées en termes d'un chargement incliné (V-H) pour différents rapports R_i/R_0 . Selon cette figure, les tracés actuels indiquent que la forme augmente proportionnellement avec le rapport R_i/R_0 . De plus, il est à noter que la charge verticale appliquée diminue avec l'augmentation de la charge horizontale appliquée pour atteindre sa rupture horizontale ultime H_{ult} à $V/V_{ult} = 0,41$ pour le cas d'une semelle circulaire, et il convient de noter que ce rapport V/V_{ult} augmente proportionnellement avec le rapport R_i/R_0 .

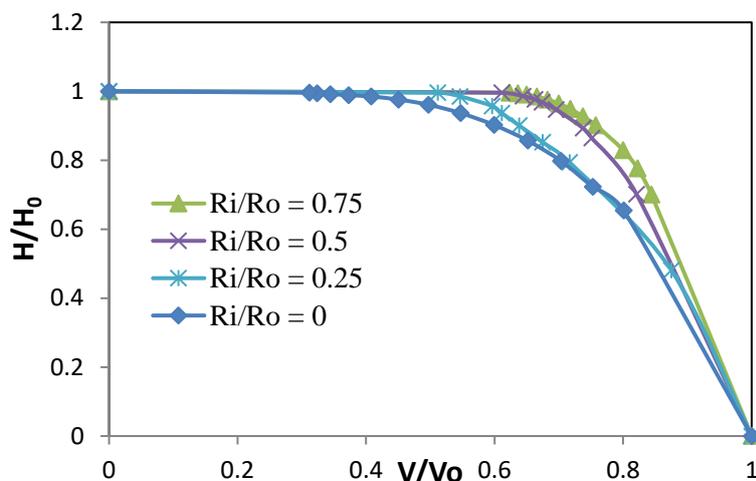
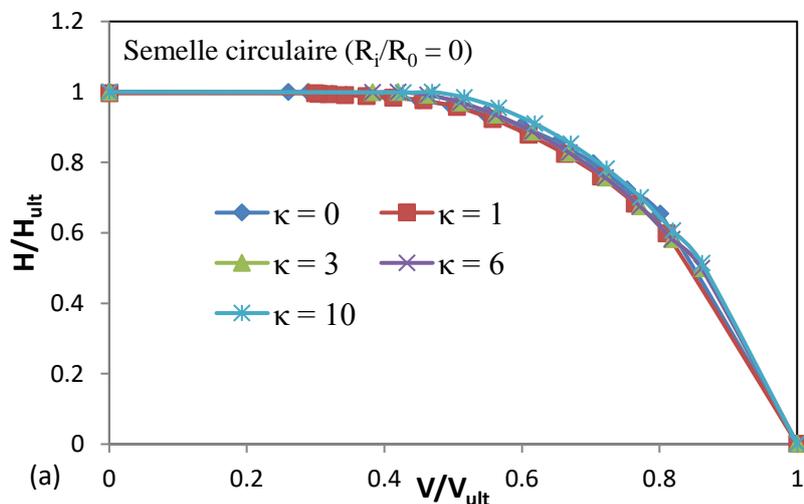


Figure 6.3 Enveloppes de rupture normalisées en termes de chargement V-H

La Figure 6.4 représente les enveloppes de rupture en termes de charges verticales et horizontales V-H selon différents degrés de non-homogénéité du sol κ . Pour les semelles circulaires et annulaires, on observe que presque les mêmes formes des enveloppes de rupture sont obtenues indépendamment de l'hétérogénéité du sol κ , ce qui est dû à l'effet négligeable de cette dernière sur la forme de ces courbes.



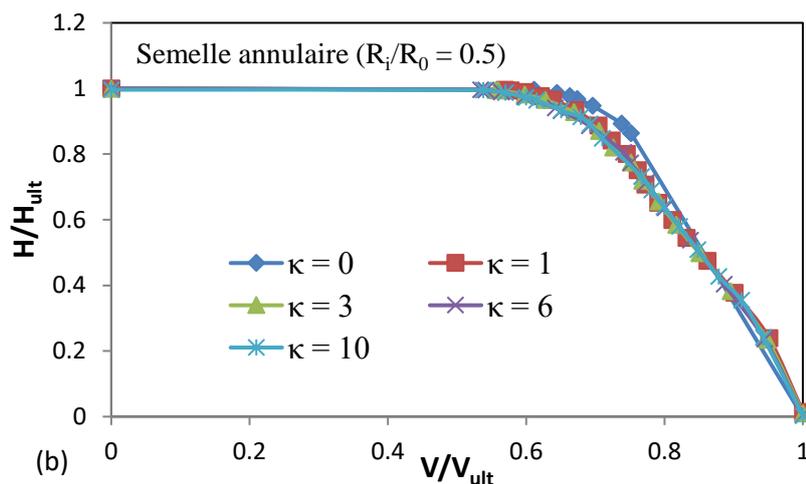


Figure 6.4 Enveloppes de rupture V-H normalisées pour différents degrés de non-homogénéité : (a) semelle circulaire (b) semelle annulaire ($R_i/R_0 = 0,5$)

6.5 Discussion

Sous chargement combiné, la technique « swipe » permet la détermination numérique rapide des enveloppes de rupture. Les présents résultats montrent l'effet négligeable de la non-homogénéité du sol sur la forme des enveloppes de rupture pour le cas des semelles circulaires et annulaires. Cependant, on note l'influence de la géométrie des semelles annulaires (rapports R_i/R_0) sur la forme des enveloppes de rupture normalisées, ce qui conduit à la nécessité de prendre en compte l'effet du rapport R_i/R_0 sur la conception des semelles annulaires sous un chargement incliné.

6.6 Conclusions

Le code de différences finies FLAC3D a été utilisé pour examiner l'effet de la non-homogénéité du sol sur la forme des enveloppes de rupture des semelles circulaires et annulaires sous chargement incliné. Les résultats montrent l'influence des géométries des semelles R_i/R_0 sur les courbes d'enveloppes ; ceci est interprété par la tendance croissante des valeurs R_i/R_0 qui conduisent à une augmentation de la forme de ces courbes. Ainsi, la forme de l'enveloppe de rupture s'est avérée indépendante de la non-homogénéité du sol, alors que différents degrés de non-homogénéité ont donné des enveloppes de rupture presque similaires. Les enveloppes de rupture obtenues peuvent être utilisées pour définir les charges limites et la proximité de la rupture, ce qui est utile pour la conception des semelles sous chargement combiné.

Conclusions générales et perspectives

Il est crucial de déterminer la capacité portante des fondations superficielles en milieu offshore afin de bien concevoir et dimensionner les ouvrages de génie civil. Les méthodes empiriques et semi-empiriques sont les plus couramment utilisées pour estimer les coefficients correcteurs de la capacité portante. Les expressions proposées par Prandtl (1920), Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) et Vesíć (1973) sont les plus fréquemment adoptées pour évaluer la portance des fondations superficielles conformément aux normes de calcul.

Une synthèse présentant les divers types de fondations, y compris les semelles d'éoliennes offshore, a été exposée dans le premier chapitre. Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes conventionnelles et avancées pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles en milieu offshore. Dans le deuxième chapitre, de nombreuses propositions d'auteurs pour calculer la capacité portante des fondations circulaires et annulaires sous divers types de chargements ont été présentées. Ce chapitre examine également différents types de sols, y compris les sols non homogènes dans lesquels la cohésion augmente avec la profondeur.

Avec l'avancement des techniques de modélisation numérique, il est maintenant possible d'identifier les facteurs clés qui influencent la capacité portante des fondations superficielles, tels que la forme et l'encastrement de la fondation, ainsi que le type de chargement. Pour évaluer la fiabilité de l'outil numérique FLAC3D, ainsi que les différentes méthodes de chargement et de contact sol-semelle, une étude paramétrique a été menée pour étudier les surfaces ultimes d'une semelle filante sous une charge inclinée sur un sol frottant. Il est confirmé que la capacité portante et la forme des courbes d'enveloppes dépendent légèrement des angles de frottement φ et de dilataance ψ . Les analyses par la méthode "Swipe" permettent de tracer la courbe d'enveloppe en une seule analyse, tandis que la méthode "Probe" permet de tracer un seul point précis à chaque analyse. Cependant, cette dernière méthode nécessite un grand nombre de points et d'analyses pour tracer une seule courbe d'enveloppe.

L'analyse numérique élastoplastique de la capacité portante des fondations superficielles circulaires encastrees dans de l'argile a révélé que le facteur de capacité portante N_c et le facteur de profondeur d_c augmentent avec l'augmentation du rapport d'encastrement D/B . Les valeurs de N_c et d_c dépendent du type d'interface sol-semelle adoptée, lisse ou rugueuse. Il est à noter qu'une augmentation de 7% de la capacité portante a été constatée pour $D/B = 0,5$ m dans le cas des cotés latéraux rugueux par rapport à une interface lisse. La non-homogénéité du sol a

également un effet sur la capacité portante, dans laquelle les facteurs N_c et d_c augmentent avec la profondeur d'encastrement de la semelle pour $D/B > 0,5$. Cette augmentation est plus importante pour le cas des cotés latéraux rugueux et pour de faibles valeurs de degré de non-homogénéité κ .

Pour le cas des semelles annulaires encastrées sur un sol non-homogène, Les résultats indiquent que le facteur N_c est influencé par le rapport du rayon interne au rayon externe (R_i/R_0) et la rugosité des cotés latéraux de la semelle. Pour une interface lisse et un sol homogène, le facteur de portance N_c diminue avec l'augmentation de R_i/R_0 pour $D/B > 0,25$, tandis que l'augmentation de R_i/R_0 conduit à des valeurs plus élevées de N_c dans le cas des cotés latéraux rugueux. En outre, la non-homogénéité du sol augmente la capacité portante de la semelle non-encastrée. Pour les semelles encastrées, une variation négligeable des facteurs N_c est observée lorsque $\kappa > 3$.

Sous un chargement combiné dans l'espace V-H, les tailles absolues et relatives des enveloppes de rupture sont significativement influencées par le rapport R_i/R_0 des semelles annulaires. Cependant, la forme de l'enveloppe de rupture n'a pas été influencée par la non-homogénéité du sol, bien que différents degrés de non-homogénéité aient produit des enveloppes de rupture presque identiques. De plus, les résultats dans l'espace des paramètres de chargement normalisés V-M indiquent que la géométrie des semelles annulaires (R_i/R_0) réduit la capacité de charge verticale ultime et augmente la capacité de moment ultime, par rapport au cas des semelles circulaires. Cependant, l'effet de R_i/R_0 sur la forme de l'enveloppe de rupture est négligeable dans l'espace des paramètres de chargement normalisés par rapport à leurs valeurs maximales.

Les progrès dans la formulation et la résolution du problème de la capacité portante ont évolué au fil du temps. Cependant, des publications récentes montrent que ce sujet reste encore à explorer et offre de nouveaux domaines de recherche, à la fois théoriques et appliqués. En conséquence, plusieurs perspectives diverses peuvent être envisagées pour poursuivre cette recherche :

- Analyse numérique de la portance des semelles annulaires au bord d'une pente sous un chargement incliné et excentré.
- L'influence de l'interférence sur la portance des semelles annulaires sous un chargement combiné.

Il serait intéressant de réaliser de nouveaux calculs en prenant en compte les résultats numériques déjà obtenus dans cette étude. Nous suggérons de réaliser ces calculs à l'aide de logiciels tridimensionnels par éléments finis ou différence finis tels que FLAC3D.

Références bibliographiques

- Al-Khaddar, R. M., & Al-Kubaisi, O. K. (2015). Evaluating the behavior of ring footing on two-layered soil subjected to inclined load. *International Journal of Science and Research*, 6, 2319-7064.
- Alzabeebee, S. (2022). Interference of surface and embedded three strip footings in undrained condition. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 9(2), 250-267.
- Benmebarek, S., Remadna, M. S., Benmebarek, N., & Belounar, L. (2012). Numerical evaluation of the bearing capacity factor N_{γ}' of ring footings. *Computers and Geotechnics*, 44, 132-138.
- Benmebarek, S., Saifi, I., & Benmebarek, N. (2017). Undrained vertical bearing capacity factors for ring shallow footings. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35, 355-364.
- Berezantzev, VG. (1948). Limit equilibrium of a medium with internal friction and cohesion in axisymmetric stress. *Prikl Mat Mekh*; 12:95–100 [in Russian].
- Birid, K., & Choudhury, D. (2021). Undrained bearing capacity factor N_c for ring foundations in cohesive soil. *International Journal of Geomechanics*, 21(2), 06020038.
- Bolton, M. (1979). Constitution of Soil. In *A Guide to Soil Mechanics*. Macmillan Education UK.20–26
- Bolton, M. D., & Lau, C. K. (1993). Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr–Coulomb soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 30(6), 1024-1033.
- Boumekik, N. E. I., Labed, M., Mellas, M., & Mabrouki, A. (2021). Optimization of the ultimate bearing capacity of reinforced soft soils through the concept of the critical length of stone columns. *Civil Engineering Journal*, 7(9), 1472-1487.
- Boushehrian, J. H., & Hataf, N. (2003). Experimental and numerical investigation of the bearing capacity of model circular and ring footings on reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 21(4), 241-256.
- Boushehrian, J. H., & Hataf, N. (2003). Experimental and numerical investigation of the bearing capacity of model circular and ring footings on reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 21(4), 241-256.
- Bransby, F., & Randolph, M. (1999). The effect of embedment depth on the undrained response of skirted foundations to combined loading. *Soils and foundations*, 39(4), 19-33.
- Bransby, M. F., & Randolph, M. F. (1998). Combined loading of skirted foundations. *Géotechnique*, 48(5), 637-655.
- Butterfield, R., & Ticof, J. (1979). Design parameters for granular soils (discussion contribution). *Proc 7th Int Conf Soil Mech Fndn Engng*, 259 261.

- Byrne, B., Houlsby, G., Martin, C., & Fish, P. (2002). Suction caisson foundations for offshore wind turbines. *Wind Engineering*, 26(3), 145-155.
- Caquot, A., & Kerisel, J. (1953). Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulverulent. *Proceedings of the third international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Zürich, 336-337.
- Caquot, A., Kerisel, J. (1966). *Traité de mécanique des sols*. 4ème édition. Gauthier-Villars, Paris.
- Chavda, J. T., & G. R. Dodagoudar. (2019). "On Vertical Bearing Capacity of Ring Footings: Finite Element Analysis, Observations and Recommendations." *International Journal of Geotechnical Engineering* 1–13. doi:10.1080/19386362.2019.1648737.
- Chen, W. (1975). *Limit Analysis and Soil Plasticity* Elsevier.
- Cundall, P. (1976). Explicit finite-difference methods in geomechanics. *Proc. 2nd Int. Conf. Num. Meth. Geomech.*, ASCE, New York, 132-150.
- Davis, E. H., & Booker, J. R. (1973). The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. *Geotechnique*, 23(4), 551-563.
- De Beer, E. E. (1970). Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. *Geotechnique*, 20(4), 387-411.
- Dean, E. T. (2009). *Offshore geotechnical engineering*.
- Dhatrak, A. I., & Gawande, P. (2016). Eccentrically loaded small scale ring footing on resting on cohesionless soil. *International Journal of Engineering Research and Applications*, 6(8), 55-59.
- Eason, G., & Shield, R.T. (1960). The plastic indentation of a semi-infinite solid by a perfectly rough circular punch, *J. Appl. Math. Phys. (ZAMP)*, 11, (1), 33-43. <https://doi.org/10.1007/BF01591800>.
- Edwards, D. H., Zdravkovic, L., & Potts, D. M. (2005). Depth factors for undrained bearing capacity. *Géotechnique*, 55(10), 755–758.
- El Sawwaf, M., & Nazer, A. (2005). Behavior of circular footings resting on confined granular soil. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 131(3), 359-366.
- El Sawwaf, M., & Nazir, A. (2012). Behavior of eccentrically loaded small-scale ring footings resting on reinforced layered soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138(3), 376-384.
- Ellers, F. S. (1982). Advanced offshore oil platforms. *Scientific American*, 246(4), 38-49.
- Erickson, H. L., & Drescher, A. (2002). Bearing capacity of circular footings. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 128(1), 38-43.

- Fazel, A. H. S., & Bazaz, J. B. (2020). Behavior of Eccentrically Inclined Loaded Ring Footings Resting on Granular Soil. *International Journal of Engineering, Transactions B: Applications*, 33(11), 2146-2154. <https://doi.org/10.5829/ije.2020.33.11b.04>
- Gholami, H., & Hosseininia, E. S. (2017). Bearing capacity factors of ring footings by using the method of characteristics. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35, 2137-2146.
- Gottardi, G., & Butterfield, R. (1993). On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads. *Soils and foundations*, 33(3), 68-79.
- Gottardi, G., Houlsby, G. T., & Butterfield, R. (1999). Plastic response of circular footings on sand under general planar loading. *Géotechnique*, 49(4), 453-469.
- Gourvenec, S. (2007). Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading. *Geotechnique*, 57(8), 637-646. <https://doi.org/10.1680/geot.2007.57.8.637>
- Gourvenec, S., & Randolph, M. (2003). Effect of strength non-homogeneity on the shape of failure envelopes for combined loading of strip and circular foundations on clay (Vol. 53, Numéro 6).
- Gourvenec, S., Mana, D. (2011). Undrained vertical bearing capacity factors for shallow foundations, *Géotechnique Letters*, 1, 101-108.
- Gourvenec, S., Randolph, M. (2003). Effect of strength non-homogeneity on the shape of failure envelopes for combined loading of strip and circular foundations on clay, *Geotechnique*, 53, (6), 575-586.
- Gourvenec, S., Randolph, M., & Kingsnorth, O. (2006). Undrained Bearing Capacity of Square and Rectangular Footings. *International Journal of Geomechanics*, 6(3), 147-157. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1532-3641\(2006\)6:3\(147\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1532-3641(2006)6:3(147))
- Griffiths, D. V., Fenton, G. A., & Manoharan, N. (2006). Undrained bearing capacity of two-strip footings on spatially random soil. *International Journal of Geomechanics*, 6(6), 421-427.
- Hambly, E. C. (1985). FATIGUE VULNERABILITY OF JACK-UP PLATFORMS. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 78(1), 161-178.
- Hamlaoui, S., Messameh, A., Mabrouki, A., Bougouffa, I., & Bouaicha, A. (2022). Three-dimensional elasto-plastic analysis for the undrained capacity of ring and circular footings embedded in heterogeneous clay. *Transportation Infrastructure Geotechnology*. <https://doi.org/10.1007/s40515-022-00246-2>
- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Bulletin of the Danish Geotechnical Institute*. Vol. 28, 5-11.
- Hataf, N., & Razavi, MR. (2003). Behavior of ring footing on sand. *Iranian Journal of science and Technology, Transaction B*, vol. 27, pp.47-56.

- He, P., & Newson, T. (2020). Undrained capacity of circular foundations under combined horizontal and torsional loads. *Géotechnique Letters*, 10(2), 186-190.
- He, P., & Newson, T. (2022). Undrained capacity of circular shallow foundations under combined VHMT loading. *Wind Engineering*, 46(5), 1452-1470.
- Hosseiniia, E. S. (2018). Effect of load eccentricity on the bearing capacity of ring footings. In *Proceedings of GeoShanghai 2018 International Conference: Fundamentals of Soil Behaviours* (pp. 490-497). Springer Singapore.
- Houlsby, G. T., & Wroth, C. P. (1984). Calculation of stresses on shallow penetrometers and footings. In *Seabed Mechanics: Edited Proceedings of a Symposium, sponsored jointly by the International Union of Theoretical and Applied Mechanics (IUTAM) and the International Union of Geodesy and Geophysics (IUGG), and held at the University of Newcastle upon Tyne, 5–9 September, 1983* (pp. 107-112). Springer Netherlands.
- Houlsby, G.T., & Martin, C.M. (1993). Modelling of the behaviour of foundations of jack-up units on clay. *Predictive Soil Mechanics*. Thomas Telford, London, pp. 339 – 358.
- Houlsby, G.T., Wroth, C.P. (1983). Calculation of stresses on shallow penetrometers and footings. *Proceedings of the IUTAM-IUGG symposium on seabed mechanics*, 107-112.
- Hu, Y., Randolph, M. F., & Watson, P. G. (1999). Bearing response of skirted foundation on nonhomogeneous soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(11), 924-935.
- Itasca Consulting Group, FLAC3D. (2006). *Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions*. Minneapolis, Minnesota, United States, Version 3.1
- Kadhun, M. Q., & Albusoda, B. S. (2021, February). Behaviours of ring and circular footings subjected to eccentric loading: a comparative study. In *IOP conference series: materials science and engineering* (Vol. 1067, No. 1, p. 012056). IOP Publishing.
- Keshavarz, A., & Kumar, J. (2017). Bearing capacity computation for a ring foundation using the stress characteristics method. *Computers and Geotechnics*, 89, 33-42.
- Khitas, N. E. H., Benmeddour, D., Mellas, M., & Mabrouki, A. (2017). The undrained bearing capacity of strip footings under eccentric loading: effect of soil-footing interface tensile strength. *International Journal of Geotechnical Engineering*.
- Kumar, J., & Chakraborty, M. (2015). Bearing capacity factors for ring foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(10), 06015007.
- Kumar, J., & Ghosh, P. (2005). Bearing capacity factor N_{γ} for ring footings using the method of characteristics. *Canadian geotechnical journal*, 42(5), 1474-1484.
- Kusakabe, O., Suzuki, H., Nakase, A. (1986). An upper bound calculation on bearing capacity of a circular footing on a non-homogeneous clay, *Soils and Foundations*, 26,(3), 143-148.

- Lee, J. K., Jeong, S., & Lee, S. (2016). Undrained bearing capacity factors for ring footings in heterogeneous soil. *Computers and Geotechnics*, 75, 103-111.
- Lee, J. K., Jeong, S., & Lee, S. (2016). Undrained bearing capacity factors for ring footings in heterogeneous soil. *Computers and Geotechnics*, 75, 103-111.
- Lee, J., Salgado, R., & Kim, S. (2005). Bearing capacity of circular footings under surcharge using state-dependent finite element analysis. *Computers and Geotechnics*, 32(6), 445-457.
- Levin, E. (1955). Indentation pressure of a smooth circular punch, *Quarterly of Applied Mathematics*, 13, (2), 133-137.
- Liingaard, M., Andersen, L., & Ibsen, L. B. (2007). Impedance of flexible suction caissons. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 36(14), 2249-2271.
- Liu, J., Li, M., Hu, Y., & Han, C. (2017). Bearing capacity of rectangular footings in uniform clay with deep embedment. *Computers and Geotechnics*, 86, 209-218. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.01.019>
- Loukidis, D., & Salgado, R. (2009). Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements. *Computers and Geotechnics*, 36(5), 871-879.
- Loukidis, D., Chakraborty, T., & Salgado, R. (2008). Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(6), 768-787. <https://doi.org/10.1139/T08-015>
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., & Mellas, M. (2009). Numerical study of bearing capacity for a circular footing. *Australian Geomechanics*, 44(1), 91.
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., & Mellas, M. (2010). Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands, *Computers and Geotechnics*, 37, (4), 431-439.
- Martin, C.M. (2001). Vertical bearing capacity of skirted circular foundations on Tresca soil. *Proc. 15th Int. Conf. Soil Mech. Geotech. Engng.* 1, 743-746
- McClelland Bramlette, A. G., & Remmes, B. D. (1982). Avoiding jack-up rig foundation failures. *Symposium on Geotechnical Aspects of Coastal and Offshore Structures I Bangkok*, 14, 18.
- Meyerhof G.G (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *Proc. of 3rd ICSMFE*, 1, 440-445.
- 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.

- Mo, R., Kang, H., Li, M., & Zhao, X. (2017). Seismic fragility analysis of monopile offshore wind turbines under different operational conditions. *Energies*, 10(7), 1037.
- Ngo-Tran, C., & Ngo-Tran, C. L. (1996). The analysis of offshore foundations subjected to combined loading (Doctoral dissertation, University of Oxford).
- Nova, R., & Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique*, 41(2), 243-256.
- Ohri, M.L., Purhit, D.G.M, & Dubey, M.L, (1997). Behavior of ring footing on dune sand overlaying dense sand. Pres In ternational conference of civil Engineers, Tehran, Iran. p.4-6.
- Prandtl, L. (1920). Über die härte plastischer körper. *Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse*, 1920, 74-85.
- Puech, A. (2004). Les fondations superficielles pour l'industrie offshore du pétrole et du gaz shallow foundations for the offshore oil and gas industry. In *fondsup* (Vol. 2). Magnan.
- Randolph, M., Gourvenec, S. (2011). *Offshore geotechnical engineering*, CRC Press, Abingdon, 528p.
- Randolph, M., Puzrin, A. (2003). Upper bound limit analysis of circular foundations on clay under general loading, *Geotechnique*, 53,(9), 785-796.
- Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem. In *Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics* (pp. 295-311). Delft.
- Sadeghi Fazel, A. H., & Bolouri Bazaz, J. (2020). Behavior of eccentrically inclined loaded ring footings resting on granular soil. *International Journal of Engineering*, 33(11), 2146-2154. <https://dx.doi.org/10.5829/ije.2020.33.11b.04>
- Saha, M.C. (1978). Ultimate bearing capacity of ring footings on sand. M. Eng. Doctoral dissertation, Thesis, University of Roorkee, Roorkee, UP, India
- Salençon, J. (2002). Confining effect on the bearing capacity of circular footings on a purely cohesive soil. *Comptes Rendus-Mécanique*, 330, pp. 521 – 525.
- Salençon, J., & Matar, M. (1982). Capacité portante des fondations superficielles circulaires. *Journal de Mécanique théorique et appliquée*, 1(2), 237-267.
- Salgado, R., Lyamin, A. V., Sloan, S. W., & Yu, H. S. (2004). Two- and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay. *Géotechnique*, 54(5), 297–306. <https://doi.org/10.1680/geot.2004.54.5.297>
- Saran, S., Bhandari, N. M., & Al-Smadi, M. M. A. (2003). Analysis of eccentrically-obliquely loaded ring footings on sand. *Indian Geotechnical Journal*, 33(4), 422-446.
- Sargazi, O., & Hosseininia, E. S. (2017). Bearing capacity of ring footings on cohesionless soil under eccentric load. *Computers and Geotechnics*, 92, 169-178.

- Sekiguchi, H., Kobayashi, S. (1997). Limit analysis of bearing capacity for a circular footing subjected to eccentric loadings. *Proceedings of the 14th ICSMFE*, Vol. 2, pp. 1029 - 1032.
- Seyedi Hosseininia, E. (2016). Bearing capacity factors of ring footings. *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 40, 121-132.
- Shafiqul Islam, M., Rokonuzzaman, M., & Sakai, T. (2017). Shape effect of square and circular footing under vertical loading: experimental and numerical studies. *International Journal of Geomechanics*, 17(9), 06017014.
- Shen, Z., Feng, X., Gourvenec, S. (2016). Undrained capacity of surface foundations with zero tension interface under planar VHM loading, *Computers and Geotechnics*, 73, 47-57.
- Shield, R.T. (1955). On the plastic flow of metals under conditions of axial symmetry. *Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 267-287.
- Shu, S., Gao, Y., Wu, Y., & Ye, Z. (2021). Undrained bearing capacity of two strip footings on a spatially variable soil with linearly increasing mean strength. *International Journal of Geomechanics*, 21(2), 06020037.
- Skempton, A. W. (1951). The Bearing Capacity of Clays. *Selected Papers on Soil Mechanics*, 50–59.
- Soubra, A. H. (1999). Upper-bound solutions for bearing capacity of foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(1), 59-68.
- Taiebat, H. A., & Carter, J. P. (2000). Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading. *Géotechnique*, 50(4), 409-418.
- Taiebat, H. A., & Carter, J. P. (2002). A failure surface for the bearing capacity of circular footings on saturated clays. In *Proc. 8th Int. Symp. Numer. Models Geomech., NUMOG VIII*, Rome (pp. 457-462).
- Taiebat, H. A., & Carter, J. P. (2010). A failure surface for circular footings on cohesive soils. *Géotechnique*, 60(4), 265-273.
- Tan, K. (1990). Centrifuge and theoretical modelling of footings on sand. Ph.D. Thesis, University of Cambridge, UK.
- Tant, K., & Craig, W. H. (1995). Bearing capacity of circular foundations on soft clay of strength increasing with depth. *Soils and Foundations*, 35(4), 21-35.
- Tapper, L. (2013). Bearing capacity of perforated offshore foundations under combined loading.
- Terzaghi. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York.

- Ukritchon, B., Whittle, A. J., & Sloan, S. W. (1998). Undrained limit analyses for combined loading of strip footings on clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(3), 265-276.
- Vesić, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(1), 45-73.
- Vulpe, C., Gourvenec, S., & Power, M. (2014). A generalised failure envelope for undrained capacity of circular shallow foundations under general loading. *Géotechnique Letters*, 4(3), 187-196.
- Wilkins, M.L. (1964). Fundamental Methods in Hydrodynamics, in *Methods in Computational Physics*, Vol. 3, pp. 211-263. Alder et al., Eds. New York: Academic Press.
- Yahia-Cherif, H., Mabrouki, A., Benmeddour, D., & Mellas, M. (2017). Bearing Capacity of Embedded Strip Footings on Cohesionless Soil Under Vertical and Horizontal Loads. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(2), 547-558. <https://doi.org/10.1007/s10706-016-0124-5>
- Yin, J. H., Wang, Y. J., & Selvadurai, A. P. S. (2001). Influence of nonassociativity on the bearing capacity of a strip footing. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 127(11), 985-989.
- Yun, G. J., Maconochie, A., Oliphant, J., & Bransby, F. (2009, July). Undrained capacity of surface footings subjected to combined VHT loading. In *The Nineteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*. OnePetro.
- Zhao, L., & Wang, J. H. (2008). Vertical bearing capacity for ring footings. *Computers and Geotechnics*, 35(2), 292-304.
- Zhao, L., & Wang, J. H. (2009). Influence of nonassociativity on the bearing capacity factors of a circular footing. *Journal of Shanghai Jiaotong University (Science)*, 14, 429-434.
- Zhu, F. (1998). Centrifuge modelling and numerical analysis of bearing capacity of ring foundations on sand (Doctoral dissertation, Memorial University of Newfoundland).