



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

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

Thèse présentée en vue de l'obtention  
Du diplôme de  
**Doctorat en sciences en : Génie Civil**

**Spécialité (Option) : Géotechnique**

**Contribution à l'étude numérique de la portance des  
fondations superficielles**

Présentée par :  
**Mohamed Younes OUAHAB**

Soutenue publiquement le 11/05/2017

**Devant le jury composé de :**

BENCHABANE Adel	Professeur	Président	Université de Biskra
MABROUKI Abdelhak	Maitre de Conférences 'A'	Rapporteur	Université de Biskra
DEMAGH Rafik	Maitre de Conférences 'A'	Examineur	Université de Batna
KHEMISSA Mohamed	Professeur	Examineur	Université de M'sila
ABBECHÉ Khelifa	Professeur	Examineur	Université de Batna
FRANK Roger	Professeur	Invité	Ecole des Ponts ParisTech, France

*A la mémoire de mon grand père*

*A ma chère mère*

*A toute ma famille et à mes amis*

## Remerciements

Je tiens à exprimer ma reconnaissance à M. Abdelhak MABROUKI, Maître de Conférences à l'Université de Biskra. Je le remercie ici très vivement pour l'encadrement de cette thèse. J'aimerais surtout exprimer vers lui ma reconnaissance la plus profonde parce qu'il m'a guidé et soutenu avec tous les moyens possibles tant au niveau scientifique qu'au niveau personnel et moral.

J'exprime mes sincères remerciements à M. Mekki MELLAS, Professeur à l'Université de Biskra. Je le remercie également pour l'encadrement de cette thèse durant les deux premières années. Je voudrais exprimer ma reconnaissance pour ses conseils très précieux et les orientations qu'il m'a indiquées pour faire avancer mon travail.

J'adresse mes remerciements à M. Roger FRANK, Professeur à Ecole des Ponts ParisTech et Président de la société Internationale de Mécanique des Sols et Géotechnique SIMSG. Je voudrais exprimer ma reconnaissance pour ses conseils très précieux et les orientations qu'il m'a indiquées pour faire avancer mon travail. Je le remercie également pour sa présence en tant que membre de jury de cette thèse.

Je présente aussi mes remerciements à M. Adel BENCHABAANE, Professeur à l'Université de Biskra, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de cette thèse.

J'exprime également mes plus sincères remerciements à M. Mohamed KHEMISSA, Professeur à l'Université de M'sila, à M. Khelifa ABBECHE, Professeur à l'Université de Batna, et à M. Rafik DEMAGH, Maître de Conférences à l'Université de Batna, qui ont eu l'amabilité d'examiner attentivement mon manuscrit et de m'apporter leurs commentaires et leurs corrections.

Finalement, je souhaite exprimer ma reconnaissance à M. Djamel BENMEDDOUR, à M. Jean-Michel PEREIRA, à M. Siavash GHABEZLOO, et à M. Sadok FEIA, pour ses encouragements et ses conseils qui m'ont aidé à faire avancer mes travaux de recherche.

## Résumé

Dans la conception géotechnique offshore, les fondations sont encastrées dans des fonds marins non homogènes où la cohésion augmente avec la profondeur et soumises à un chargement généralisé. Les structures offshore sont fondées généralement sur des fondations superficielles ou semi-profondes. Pour l'étude des fondations des structures offshore, il est nécessaire de considérer l'action des vagues, du vent *etc.*, ainsi la capacité portante de la fondation est évaluée sous l'action d'une force verticale  $V$ , d'une force horizontale  $H$  et d'un moment  $M$ .

Cette thèse s'intéresse à l'analyse élasto-plastique par éléments finis de la capacité portante des fondations superficielles, reposant sur des sols cohérents non homogènes d'épaisseur limitée et soumises à l'action d'une charge inclinée ou excentrée. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de facteurs de capacité portante et de diagrammes d'interaction entre deux paramètres de chargement particuliers. Une expression pour l'évaluation du facteur d'inclinaison est proposée pour le cas d'une argile non homogène. Dans le cadre de cette thèse, on examine aussi la règle de la largeur effective de Meyerhof pour des fondations reposant sur la surface ou encastrées dans une argile non homogène.

Mots-clés : Fondation superficielle, capacité portante, argiles non homogènes, modèle élasto-plastique, chargement combiné, base rigide.

## **Abstract**

In offshore geotechnical design, foundations are embedded in non-homogeneous seabed areas where cohesion increases with depth and are subjected to general loading. Offshore structures are generally founded on shallow or semi-deep foundations. In order to study the foundations of offshore structures, it is necessary to consider the action of waves, wind, etc., so that the bearing capacity of the foundation is evaluated by vertical force  $V$ , horizontal force  $H$  and moment  $M$ .

This thesis deals with the finite element elastoplastic analysis of the bearing capacity of shallow foundations, rested on non-homogeneous cohesive soils with limited thickness and subjected to the action of an inclined or eccentric load. The results are presented in the form of bearing capacity factors and interaction diagrams between two particular loading parameters. An expression for the evaluation of the inclination factor is proposed for the case of non-homogeneous clay. This thesis also examines the Meyerhof effective width rule for surface or embedded foundations in non-homogeneous clay.

Key-words: shallow foundation, bearing capacity, non-homogeneous clays, elasto-plastic model, combined loading, rigid base.

## ملخص

في التصميم الجيوتقني البحري، تكون الاساسات مغروسة في قيعان البحار ذات التربة الطينية التي تتميز بعدم تجانس تماسكها الذي يزداد مع ازدياد العمق، وهي معرضة للتحميل المعمم. تبنى المنشآت البحرية عموماً على أساسات سطحية أو شبه عميقة. من أجل دراسة أساسات المنشآت البحرية، من الضروري الأخذ بعين الاعتبار قوى الامواج، الرياح وغيرها، بحيث يتم تقييم قدرة تحمل الاساسات تحت تأثير قوى عمودية  $V$ ، قوى أفقية  $H$  و عزم  $M$ .

تهتم هذه الأطروحة بالتحليل المرن- اللدن بواسطة العناصر المنتهية لقدرة تحمل الأساسات السطحية، المغروسة في تربة طينية غير متجانسة ذات سمك محدود ومعرضة لحمولات مائلة أو غير مركزية. يتم عرض النتائج في شكل عوامل قدرة التحمل والرسوم البيانية للتفاعل بين حالتين للتحميل. تم أيضاً اقتراح معادلة لتقييم عامل ميلان الحمولة بالنسبة لحالة التربة الطينية الغير متجانسة. كما تتناول هذه الأطروحة فحص لقاعدة العرض الفعال لمايرهوف في حالة الأساسات السطحية المعرضة لأحمال غير مركزية و المغروسة في التربة الطينية الغير متجانسة.

الكلمات المفتاحية : الاساسات السطحية، قدرة التحمل، النمذجة الرقمية، تربة طينية غير متجانسة، نموذج مرن- لدن ، تحميل مشترك، قاعدة صلبة.

## Table des matières

Introduction générale.....	1
I. Portance des fondations superficielles offshore.....	4
1.1. Introduction .....	4
1.2. Fondations des structure offshore.....	5
1.2.1. Fondations pour les plates-formes à base gravitaire.....	5
1.2.2. Fondations pour les plates-formes en treillis métallique (jackets) .....	7
1.2.3. Fondations pour les plates-formes auto-élévatrices (Jackups) .....	7
1.2.4. Fondations pour les plates-formes à ancrages tendus (Tension-leg platform TLP) .....	8
1.3. Structures offshore sur fondations superficielles.....	9
1.4. Capacité portante des fondations superficielles offshore.....	9
1.4.1. Formulation classique de la capacité portante.....	9
1.4.2. Portance des fondations superficielles offshore par l'approche classique .....	13
1.4.2.1. Capacité portante des fondations superficielles offshore sur un sol purement frottant.....	15
1.4.2.2. Capacité portante des fondations superficielles offshore sur une argile homogène .....	16
1.4.2.3. Capacité portante des fondations superficielles offshore sur une argile non homogène.....	17
1.4.3. Concept de diagrammes d'interaction .....	19
1.4.3.1. Courbe enveloppe de rupture.....	20
1.4.3.2. Détermination de la surface ultime.....	21
1.5. Conclusion.....	23
II. Paramètres influençant la capacité portante des fondations superficielles offshore.....	25
2.1. Introduction .....	25
2.2. Capacité portante des semelles reposant sur la surface d'un sol cohérent homogène.....	26
2.2.1. Semelle sous charge verticale centrée .....	26
2.2.2. Semelle sous un chargement généralisé .....	28
2.3. Capacité portante des semelles reposant sur un sol cohérent non homogène.....	29
2.3.1. Semelle sous charge verticale centrée .....	29
2.3.2. Semelle sous un chargement généralisé .....	39
2.4. Conclusion.....	47

III. Modélisation numérique des fondations superficielles et comportement élasto-plastique.....	49
3.1. Introduction .....	49
3.2. Calculs en déformations .....	50
3.3. Modélisation numérique et présentation du logiciel de Plaxis (2012) .....	51
3.3.1. Modélisation numérique.....	51
3.3.2. Présentation du logiciel Plaxis (2012).....	54
3.4. Lois de comportement.....	56
3.4.1. Comportement élastique linéaire.....	56
3.4.2. Modèle de comportement élasto-plastique.....	57
3.4.2.1. Critère de Mohr-Coulomb .....	59
3.4.2.2. Critère de Tresca.....	63
3.5. Conclusion.....	63
IV. Capacité portante des fondations superficielles sur une argile non homogène .....	65
4.1. Introduction .....	65
4.2. Présentation des cas étudiés.....	65
4.2.1. Cas des semelles filantes et circulaires isolées.....	65
4.2.2. Interférence de deux fondations superficielles filantes .....	66
4.3. Procédure de modélisation numérique .....	67
4.4. Résultats des semelles filantes et circulaires isolées .....	68
4.4.1. Charge limite .....	68
4.4.2. Facteur de capacité portante $N_c$ .....	70
4.4.3. Distributions des contraintes normales au dessous de la semelle.....	71
4.4.4. Facteurs de correction $F_R$ et $F_S$ .....	72
4.4.5. Facteur de forme $S_c$ .....	72
4.4.6. Mécanismes de rupture.....	73
4.5. Effet de l'interférence de deux semelles filantes.....	75
4.5.1. Facteur d'interférence $\zeta$ .....	75
4.6. Conclusions .....	76
V. Portance des semelles filantes sous charge inclinée reposant sur une argile non homogène limitée par une base rigide.....	78
5.1. Introduction .....	78
5.2. Présentation du cas étudié .....	79

5.3.	Procédure de modélisation numérique .....	79
5.4.	Résultats et discussions .....	81
5.4.1.	Semelle sous charge verticale sur une couche d'argile d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur .....	81
5.4.2.	Semelle sous charge inclinée sur une couche d'argile d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur .....	82
5.4.2.1.	Facteur de portance $N'_c$ .....	82
5.4.2.2.	Facteur d'inclinaison $i_c$ .....	84
5.4.2.3.	Courbes enveloppes .....	86
5.4.2.4.	Mécanismes de rupture .....	88
5.5.	Conclusions .....	90
VI.	Portance des semelles filantes sous charge excentrée reposant sur une argile non homogène limitée par une base rigide .....	92
6.1.	Introduction .....	92
6.2.	Présentation du cas étudié .....	92
6.3.	Procédure de modélisation numérique .....	94
6.4.	Résultats et discussions .....	95
6.4.1.	Facteurs de portance $N_c$ et $N_c^*$ .....	95
6.4.2.	Règle de la largeur effective .....	98
6.4.3.	Courbes enveloppes .....	100
6.4.4.	Mécanismes de rupture .....	101
6.5.	Conclusions .....	104
	Conclusions générales et perspectives .....	106
	Références bibliographiques .....	110

## Liste des figures

Figure 1.1 Première installation offshore « Superior » en 1947, à Louisiana (Leffler <i>et al.</i> 2003).....	4
Figure 1.2 Production pétrolière et gazière offshore dans le monde, Jacquet <i>et al.</i> (2011) .....	5
Figure 1.3 Exemple réel d'une plate-forme à base gravitaire, (Puech 2004).....	6
Figure 1.4 Schéma descriptif, (a) Plate-forme à base gravitaire type « condeep » (Poulos, 1988), (b) exemple d'une fondation caisson (Ngotran, 1996) .....	6
Figure 1.5 Chargement combiné ( $V-H-M$ ) (a) plate-forme de base gravitaire, (Randolph et Gourvenec, 2011), (b) Protections contre les affouillements et l'érosion (Puech, 2004) .....	6
Figure 1.6 Plate-forme en treillis métallique, (a) structure Jacket (Dean, 2009), (b) exemple d'une fondation Mudmat (Ngotran, 1996) .....	7
Figure 1.7 Plate-forme auto-élevatrice (Jackup) d'après Dean (2009) (a) jambe indépendante, (b) jambe reliées par une fondation « Mat » .....	8
Figure 1.8 Exemple d'une plate-forme à câbles tendus (SNORRE), Puech (2004) .....	8
Figure 1.9 Applications des fondations superficielles pour l'industrie offshore, d'après Randolph et Gourvenec (2011) .....	9
Figure 1.10 Zones de rupture sous la fondation, Prandtl (1920).....	10
Figure 1.11 Principe de superposition, Terzaghi (1943).....	11
Figure 1.12 Définition de l'augmentation linéaire de la cohésion avec la profondeur .....	17
Figure 1.13 Facteur de correction $F$ , Davis et Booker (1973) .....	18
Figure 1.14 Représentation des enveloppes de rupture dans le plan et l'espace de chargement, d'après Randolph et Gourvenec (2011) .....	20
Figure 1.15 Surface ultime dans l'espace ( $V/V_u$ , $H/H_u$ , $M/M_u$ ) d'après Gourvenec (2007) ....	21
Figure 1.16 Chargement par la méthode « swipe ».....	21
Figure 1.17 Conditions de chargement par méthode « Swipe », d'après de Loukidis <i>et al.</i> (2008) .....	22
Figure 1.18 Conditions de chargement par la méthode « Probe », d'après Loukidis <i>et al.</i> (2008) .....	23
Figure 2.1 Notations et cas considérés pour l'étude de la capacité portante des fondations superficielles offshore : (a) fondation sur sol non homogène ; (b) fondation sous une charge excentrée et inclinée ; (c) fondation au dessus d'une base rigide à faible profondeur.....	26
Figure 2.2 Géométrie du problème, schéma de Prandtl ( $\varphi=0$ ), d'après Mandel et Salençon (1972) .....	27
Figure 2.3 Courbes enveloppe ( $V-H$ ) et ( $V-M$ ) pour une fondation filante avec interface sol-fondation à pleine tension (entièrement liée), Taiebat et Carter (2000).....	28
Figure 2.4 Courbes enveloppes ( $V-M$ ) et géométrie déformée (interface avec détachement), (a) fondation filante ; (b) fondation circulaire, Taiebat et Carter (2002) .....	29
Figure 2.5 Champs de contrainte pour une semelle rugueuse (a) semelle étroite, (b) semelle large, d'après Davis et Booker (1973).....	30
Figure 2.6 Distribution de la pression à la rupture dans le cas d'une semelle filante lisse, d'après Davis et Booker (1973) .....	31
Figure 2.7 Courbes « iso- $\mu_c$ », d'après Matar et Salençon (1979) .....	31
Figure 2.8 Valeurs du paramètre $\nu$ en fonction de $D/h$ et $gD/C_0$ d'après Salençon et Matar (1982) .....	32

Figure 2.9 Variation de la zone plastique en fonction de $kB/c_0$ , d'après Kusakabe <i>et al.</i> (1986)	32
Figure 2.10 Schéma de mécanisme de rupture, d'après Reddy <i>et al.</i> (1991)	33
Figure 2.11 Résultats typique d'un test en centrifugeuse sur une semelle circulaire, (a) déformation du sol argileux ; (b) semelle sur la surface du sol, Tani et Craig (1995)	33
Figure 2.12 Résultats obtenus par Griffiths (1982) (a) facteur de portance $N_c$ (b) distribution des contraintes au dessous de la semelle	34
Figure 2.13 Modes de rupture des fondations encastrées sous charge verticale, d'après Randolph et Gourvenec (2010)	35
Figure 2.14 Différents cas étudiés pour une fondation superficielle offshore, Yun et Bransby (2007)	36
Figure 2.15 Variation de la capacité portante en fonction de $kB/s_{u0}$ , Yun et Bransby (2007)	36
Figure 2.16 $N_{c0}$ en fonction de $d/B$ et $kB/s_{um}$ pour une fondation filante, Gourvenec et Mana (2011)	37
Figure 2.17 $N_{c0}$ en fonction de $d/D$ et $kB/s_{um}$ pour une fondation circulaire, Gourvenec et Mana (2011)	37
Figure 2.18 Différents cas étudiés, Mana <i>et al.</i> (2013)	38
Figure 2.19 Variation de la cohésion avec la profondeur, d'après Benmoussa (2013)	38
Figure 2.20 Facteurs de portance obtenus par Benmoussa (2013)	39
Figure 2.21 Comparaison des champs de vitesse et surface de rupture de l'approche cinématique et les éléments finis, d'après Bransby et Randolph (1998)	39
Figure 2.22 Maillage en éléments finis utilisé pour l'analyse limite (a) approche supérieure, (b) approche inférieure, d'après Ukritchon <i>et al.</i> (1998)	40
Figure 2.23 Facteurs de capacité portante, (a) chargement vertical excentré, (b) chargement incliné centré, d'après Ukritchon <i>et al.</i> (1998)	40
Figure 2.24 Courbes enveloppes, (a) chargement $V-M$ , (b) chargement $V-H$ , d'après Ukritchon <i>et al.</i> (1998)	41
Figure 2.25 Mécanismes de rupture, (a) $\alpha=0^\circ$ , $e/B=0$ , (b) $\alpha=15^\circ$ , $e/B=0$ , (c) $\alpha=45^\circ$ , $e/B=0$ , (d) $\alpha=0^\circ$ , $e/B=0,10$ , (e) $\alpha=0^\circ$ , $e/B=0,25$ , d'après Ukritchon <i>et al.</i> (1998)	41
Figure 2.26 Surfaces de rupture des semelles filantes et circulaires pour différents plans de chargement, (a) $V-H$ , (b) $V-M$ , (c) $H-M$ , d'après Gourvenec et Randolph (2003)	42
Figure 2.27 Courbes enveloppes en fonction de $D/B$ et $\kappa$ , (a) $v-h$ , (b) $v-m$ , d'après Gourvenec et Barnett (2011)	44
Figure 2.28 Courbes enveloppes $v-h$ et $v-m$ pour une fondation circulaire encastrée dans un sol non homogène, d'après Vulpe <i>et al.</i> (2014)	45
Figure 2.29 Courbes enveloppes dans le plan de chargement $V-H$ , d'après Shen <i>et al.</i> (2016)	47
Figure 2.30 Courbes enveloppes dans le plan de chargement $V-M$ , d'après Shen <i>et al.</i> (2016)	47
Figure 3.1 Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique, Plaxis (2012)	51
Figure 3.2 Problème axisymétrique	52
Figure 3.3 Exemples d'un maillage utilisé pour l'étude des problèmes d'interaction sol-structures	54
Figure 3.4 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments finis de Plaxis (2012)	55
Figure 3.5 Position des nœuds et des points de contrainte dans des éléments de poutre à 3 nœuds et à 5 nœuds, Plaxis (2012)	56
Figure 3.6 Comportement plastique et expérience de traction simple	58

Figure 3.7 Modèle élastique parfaitement plastique, Plaxis (2012).....	58
Figure 3.8 Représentation de la surface de charge dans le plan des contraintes ( $\sigma_1, \sigma_2$ ), (a) Matériau élasto-plastique avec écrouissage ; (b) Matériau élasto-plastique parfait.....	59
Figure 3.9 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr, Plaxis (2012)60	
Figure 3.10 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales, Plaxis (2012).....	61
Figure 3.11 Critère de Mohr-Coulomb pour $c = 0$ , Plaxis (2012).....	62
Figure 3.12 Définition du module de Young E, Plaxis (2012).....	62
Figure 3.13 Représentations du critère de Tresca, (a) dans le plan déviatorique, (b) dans l'espace des contraintes principales, (Lee 1994).....	63
Figure 4.1 Géométrie du problème, fondation isolée.....	66
Figure 4.2 Géométrie du problème de deux semelles filantes en interférence.....	67
Figure 4.3 Maillage et conditions aux limites, semelle isolée. ....	68
Figure 4.4 Courbes charge-déplacement; (a): semelle circulaire, (b): semelle filante.....	69
Figure 4.5 Courbes charge-déplacement, effet de $\kappa$ et $E_u/c_u$ .....	70
Figure 4.6 Facteur de portance $N_c$ ; (a) semelle filante, (b) semelle circulaire, R: rugueuse, L: lisse, *: valeurs numérisés.....	71
Figure 4.7 Distribution des contraintes normales; (a) semelle filante, (b) semelle circulaire..	71
Figure 4.8 Facteur de correction $F_R$ et $F_S$ .....	72
Figure 4.9 Facteur de forme $S_c$ .....	73
Figure 4.10 Variation de l'étendue de la zone plastique sous les semelles, (a) semelle filante, (b)semelle circulaire.....	73
Figure 4.11 Mécanismes de rupture d'une semelle filante.....	74
Figure 4.12 Mécanismes de rupture d'une semelle circulaire.....	74
Figure 4.13 Comparaison des valeurs de $\zeta$ .....	75
Figure 4.14 Effet de $\kappa$ sur $\zeta$ .....	76
Figure 5.1 Géométrie du problème.....	79
Figure 5.2 Maillage et conditions aux limites, cas de $\alpha=30^\circ$ , $h/B=0.3$ .....	80
Figure 5.3 Comparaison de $N_c$ obtenu par la présente étude avec les résultats théoriques, (a) $\kappa = 0$ , (b) $\kappa > 0$ .....	81
Figure 5.4 $N_c$ en fonction de $\kappa$ et $h/B$ pour le cas d'un chargement vertical centré.....	82
Figure 5.5 Effet de $h/B$ sur $N'_c$ en fonction de $\alpha$ , pour différentes valeurs de $\kappa$ .....	83
Figure 5.6 Effet de $\kappa$ sur $N'_c$ en fonction de $\alpha$ , pour différentes valeurs de $h/B$ .....	83
Figure 5.7 Facteur d'inclinaison $i_c$ , cas d'une couche de sol semi-infinie.....	85
Figure 5.8 Facteur d'inclinaison $i_c$ , cas d'une couche de sol limitée par une base rigide.....	85
Figure 5.9 Effet de $\kappa$ sur la taille des courbes enveloppes.....	87
Figure 5.10 Effet de $h/B$ sur la forme et la taille relative des courbes enveloppes.....	87
Figure 5.11 Construction des réseaux de lignes caractéristiques d'après Matar et Salençon (1977).....	88
Figure 5.12 Mécanismes de rupture pour une semelle filante sous charge verticale centré, reposant sur une couche de sol $h/B=0,1$ , (a) sol homogène, (b) sol non homogène.....	89
Figure 5.13 Mécanismes de rupture pour une semelle filante sous charge verticale centré, reposant sur une couche de sol $h/B=1$ , pour $\kappa=0$ et $\kappa=20$ .....	89
Figure 5.14 Mécanismes de rupture pour une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur une couche de sol homogène $\kappa=0$ et $h/B=0,3$ .....	90
Figure 6.1 Géométrie du problème, (a) semelle encastree, (b) semelle superficielle.....	93

Figure 6.2 Maillage et conditions aux limites, (a): cas de base rigide à faible profondeur ( $h/B=0,3$ ); (b) sol semi-infini. ....	95
Figure 6.3 Comparaison des valeurs de $N_c$ .....	96
Figure 6.4 Effet de $\kappa$ et $e/B$ sur $N_c$ pour différentes valeurs de $h/B$ , cas de semelle reposant sur la surface ( $D/B=0$ ) .....	97
Figure 6.5 Effet de $e/B$ sur $N_c^*$ pour différentes valeurs de $D/B$ , (a) sol homogène, (b) sol non homogène .....	97
Figure 6.6 Effet de $\kappa$ sur $N_c^*$ en fonction $e/B$ , (a) semelle reposant sur la surface (b) semelle encastree .....	98
Figure 6.7 Evaluation de la règle de la largeur effective, dans le cas d'une semelle reposant sur la surface et une semelle encastree dans un sol homogène et non-homogène .....	99
Figure 6.8 Effet de $\kappa$ et $h/B$ sur la variation de la taille des courbes enveloppes.....	101
Figure 6.9 Effet de $\kappa$ et $D/B$ sur la variation de la taille des courbes enveloppes.....	101
Figure 6.10 Influence de l'excentricité sur le mécanisme de rupture, pour $\kappa=0$ et $h/B=0,3$ ..	102
Figure 6.11 Influence d'une base rigide à faible profondeur sur le mécanisme de rupture, ( $\kappa=0$ et $e/B=0,1$ ) .....	103
Figure 6.12 Influence de l'encastrement sur le mécanisme de rupture, ( $\kappa=0$ et $e/B=0,1$ ) .....	103

## Liste des tableaux

Tableau 1.1 Expressions du facteur $N_y$ ; interface lisse ( $l$ ) ou rugueuse ( $r$ ) d'après Mabrouki (2011) .....	12
Tableau 1.2 Recommandations de l'API pour la construction offshore d'après (Puech, 2004) .....	13
Tableau 1.3 Récapitulation des travaux sur la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un sol cohérent en utilisant l'approche classique.....	14
Tableau 1.4 Valeurs des facteurs de portance $N_q$ et $N_\gamma$ en fonction de $\varphi$ (DNV, 1992). .....	16
Tableau 1.5 Valeurs de coefficient de forme $S_{cv}$ (Salençon et Matar 1982) .....	18
Tableau 2.1 Valeurs de $F_c$ en fonction de $B/h$ , base rigide interface rugueuse, Mandel et Salençon (1972).....	27
Tableau 2.2 Valeurs de $F_c$ en fonction de $B/h$ , base rigide interface lisse, Mandel et Salençon (1972) .....	27
Tableau 2.3 Valeurs de $N_c$ pour les semelles filantes et circulaires, interface lisse ( $l$ ) et rugueuse ( $r$ ) .....	34
Tableau 2.4 Valeurs de $N_c$ (fondation circulaire) en fonction de $d/D$ et $\kappa$ (Houlsby et Martin, 2003).....	35
Tableau 2.5 Valeurs de $\alpha$ et $\beta$ pour $0 \leq V/V_{ult} \leq 1$ , d'après Vulpe <i>et al.</i> (2014) .....	45
Tableau 2.6 Valeurs de $\alpha$ et $\beta$ pour $V/V_{ult} \leq 0,5$ , d'après Vulpe <i>et al.</i> (2014) .....	46
Tableau 2.7 Valeurs des facteurs de portance $N_{cV}$ , $N_{cH}$ et $N_{cM}$ .....	46
Tableau 3.1 Récapitulation des travaux sur la capacité portante des fondations superficielles effectués par des analyses élasto-plastiques .....	50
Tableau 3.2 Avantages et inconvénients des modèles d'ouvrages géotechniques (Mestat, 1998).....	53
Tableau 5.1 Expressions du facteur d'inclinaison $i_c$ , pour le cas d'un sol homogène ( $\kappa=0$ )....	84
Tableau 5.2 Valeurs des angles d'inclinaison critiques $\alpha$ en fonction de $\kappa$ et de $h/B$ .....	86

## Introduction générale

Le pétrole et le gaz resteront la source d'énergie dominante pendant longtemps encore ; ainsi, l'intérêt pour la construction et le développement de structures offshore est en augmentation. Les structures offshore sont soumises à l'action des vagues, du vent *etc.* Les fondations de ce type de structures nécessitent l'étude de la capacité portante sous l'action d'un chargement généralisé comportant notamment une force verticale  $V$ , une force horizontale  $H$  et un moment  $M$  sur la semelle.

Les méthodes de dimensionnement des fondations offshore sont similaires à celles utilisées pour les ouvrages courants, mais avec une différence fondamentale dans le système de fondations et les techniques d'installation des structures. La fondation la plus commune pour ce type de structure est une semelle circulaire connue comme "spudcan footing" dans la littérature anglophone. L'étude de la capacité portante des fondations superficielles offshore a un intérêt pratique qu'académique.

Le présent travail est consacré à l'analyse numérique élasto-plastique en éléments finis de la capacité portante des semelles superficielles, reposant sur une argile non homogène d'épaisseur limitée et soumises à l'action d'une charge inclinée ou excentrée. Cette thèse a fait l'objet de deux stages académiques au Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols (CERMES), équipe géotechnique du Laboratoire Navier de l'Ecole des Ponts ParisTech, France.

Actuellement, les codes de modélisation numérique permettent de traiter les problèmes d'interaction sol-structure, sans aucune hypothèse préliminaire sur la forme et l'emplacement de la surface de rupture et sur les directions des forces qui sont nécessaires pour les méthodes d'équilibre limite. L'utilisation d'une loi de comportement élasto-plastique, pour le matériau constitutif des ouvrages permet d'analyser l'évolution élastoplastique entière à partir d'un état d'autocontrainte initiale jusqu'à sa ruine plastique en suivant un trajet de chargement spécifique.

Les problèmes de la capacité portante des fondations superficielles peuvent être traités par une telle logique à travers des méthodes numériques, notamment celles des éléments finis et des différences finies. Cette approche est très commode si l'objectif de l'étude est l'évolution

élasto-plastique du système, cette méthode a été utilisée dans de nombreux travaux comme par exemple Griffiths (1982) et Mabrouki *et al.* (2010).

Le présent rapport comporte six chapitres, répartis en deux parties.

La première partie présente une synthèse bibliographique consacrée à l'ingénierie offshore, les lois de comportement utilisées pour la modélisation, ainsi que de l'outil numérique choisi pour l'étude des problèmes posés. Elle est, elle-même, découpée en trois chapitres.

Le premier chapitre est consacré à une présentation générale de l'application des fondations superficielles pour les structures offshore, ainsi que les méthodes classiques et avancées utilisées pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles offshore.

Le deuxième chapitre présente les travaux de recherche effectués pour étudier l'influence, sur la capacité portante des fondations superficielles offshore, de l'augmentation de la cohésion du sol avec la profondeur, de la nature du chargement appliqué sur la semelle (charge inclinée ou charge excentrée) et de la présence d'une base rigide à faible profondeur sous la fondation.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation du logiciel Plaxis 2D (2012), utilisé dans cette thèse pour l'évaluation élasto-plastique par éléments finis de la capacité portante, ce logiciel est bien adapté aux problèmes d'interaction sol-structure. Egalement, la méthode de calcul élasto-plastique et les lois de comportement sont présentées dans ce chapitre.

La deuxième partie de ce rapport présente les développements, effectués dans le cadre de cette thèse, pour l'étude numérique des problèmes de la capacité portante des fondations superficielles offshore. Cette partie se compose trois chapitres.

Le quatrième chapitre présente une série d'analyses numériques de la capacité portante des fondations superficielles sur un sol cohérent avec un gradient vertical de cohésion, soumises à une charge verticale centrée. Ce chapitre est consacré à l'évaluation des facteurs de portance et de forme, en considérant l'effet de la non-homogénéité du sol et de l'interface sol-fondation.

Le cinquième chapitre aborde l'effet de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante d'une fondation filante reposant sur la surface d'une couche de sol non homogène purement cohérent, limitée par une base rigide à faible profondeur sous la fondation. Les résultats sont présentés sous forme de facteurs de capacité portante, de facteurs d'inclinaison et de diagrammes d'interaction (surfaces de rupture) entre la force verticale et la force horizontale.

Enfin, le sixième chapitre traite l'effet de l'encastrement de la fondation et de l'excentricité de la charge appliquée sur la capacité portante d'une semelle filante reposant sur une couche de sol non homogène purement cohérent, limitée par une base rigide à faible profondeur sous la fondation. Les résultats sont présentés sous forme de facteurs de portance et de diagrammes d'interaction entre force verticale centrée et moment.

## Chapitre I

### Portance des fondations superficielles offshore

#### 1.1. Introduction

Les ouvrages offshore sont placés dans un environnement marin, tels que les plates-formes pétrolières et gazières, les parcs éoliens offshore et les îles artificielles. Les problèmes géotechniques de l'industrie offshore sont liés aux fondations des structures offshore. La première structure offshore nommée « Superior » est une plate-forme pétrolière qui a été installée en 1947, aux États-Unis, à une profondeur d'eau d'environ 6 m (Fig. 1.1).

Actuellement, il existe plus de 10000 plates-formes offshore à travers le monde. En général, 90 à 95% des fondations offshore sont des gros pieux métalliques battus jusqu'à 80 voire 100 m de profondeur. Toutefois, il est possible d'utiliser des fondations superficielles ou semi-profondes. Les plates-formes sont construites sur le plateau continental, par 100 à 150 m de fond et quelquefois, jusqu'à 300 m de profondeur.

Pour déterminer le type de la plate-forme offshore, il est essentiel de définir la profondeur d'eau, les conditions environnementales et la nature du sol. Les plates-formes offshore peuvent être classées en deux catégories: la première est mobile pour le forage d'exploitation et de production ; la deuxième est permanente pour la production d'huile et de gaz. Les plates-formes permanentes peuvent être classées en plates-formes fixes, supportées par le fond de la mer (faibles profondeurs) et plates-formes flottantes, ancrées par des lignes caténaires pesantes, caténaires tendues « non-pesantes » et rigides tendues. Les principaux types de structures offshore sont les plates-formes à base gravitaire (Gravity-base structure GBS), les plates-formes en treillis métallique (Jackets), les plates-formes auto-élevatrices (Jackups) et les plates-formes à ancrages tendus (Tension-leg platform TLP).



Figure 1.1 Première installation offshore « Superior » en 1947, à Louisiana (Leffler et al. 2003)

La Figure 1.2 montre les principales zones offshore pour le développement du pétrole et du gaz.

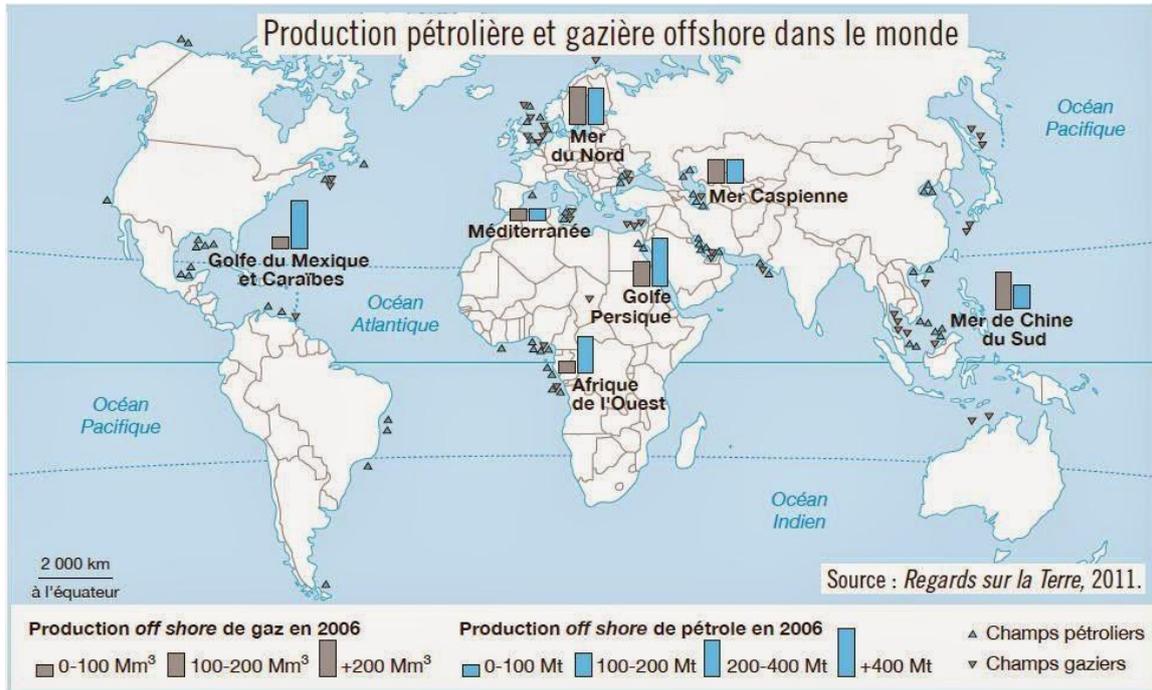


Figure 1.2 Production pétrolière et gazière offshore dans le monde, Jacquet *et al.* (2011)

L'étude des fondations des structures offshore a été largement effectuée en considérant des semelles circulaires reposant notamment sur des sols cohérents et soumises à un chargement généralisé. La fondation la plus commune pour ce type de structure est une semelle circulaire connue comme "spud can footing" dans la littérature anglophone. Ce premier chapitre est consacré à la présentation des principaux types d'ouvrages offshore ainsi que les différents types de fondation des structures offshore. Comme la fondation des structures (plateforme) marines est soumise à un chargement généralisé, il est nécessaire de présenter les approches de calcul de la capacité portante de ce type de fondation.

## 1.2. Fondations des structure offshore

### 1.2.1. Fondations pour les plates-formes à base gravitaire

Les plates-formes à base gravitaire sont très peu nombreuses, il y en a moins de 30 en tout dans le monde. Ces plates-formes sont toutes en mer du Nord et en mer du Labrador, dans des conditions de sols et d'environnement particulières (Fig. 1.3). Leurs fondations sont des grandes embases de type gravitaire, qui peuvent atteindre de 100 à 150 m de diamètre (Puech, 2004). La plate-forme gravitaire utilise le poids propre de l'ouvrage pour le maintenir en place, et d'assurer la stabilité des fondations contre les charges horizontales et verticales imposées par les conditions environnementales.



Figure 1.3 Exemple réel d'une plate-forme à base gravitaire, (Puech 2004)

Ces plates-formes contiennent un caisson à la base de la structure et équipées par des pieux verticaux en acier ou en béton, appelés goujons (dowels), traversant la base du caisson pour maintenir la position de la structure (Fig. 1.4).

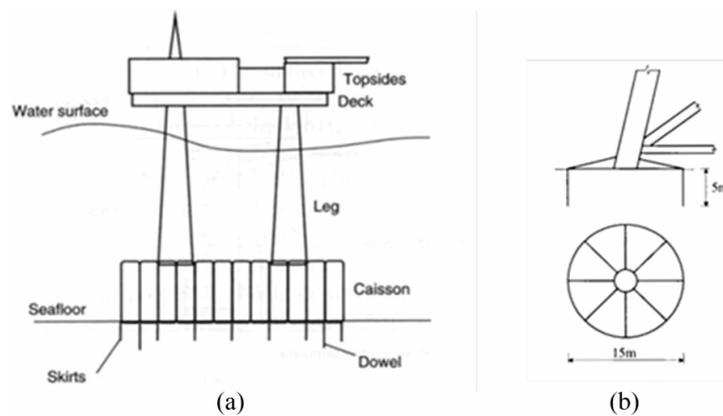


Figure 1.4 Schéma descriptif, (a) Plate-forme à base gravitaire type « condeep » (Poulos, 1988), (b) exemple d'une fondation caisson (Ngotran, 1996)

Différentes techniques peuvent être utilisées pour résister contre certains mécanismes (affouillement, érosion interne), comme les enrochements et les jupes représentés sur la Figure 1.5. Les jupes sont également utiles, pour augmenter la capacité de la fondation à supporter le chargement combiné comportant les charges verticales ( $V$ ), horizontales ( $H$ ) et moments de renversement ( $M$ ).

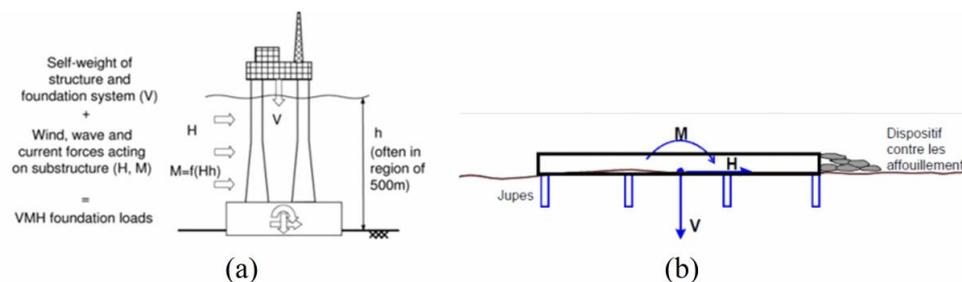


Figure 1.5 Chargement combiné ( $V-H-M$ ) (a) plate-forme de base gravitaire, (Randolph et Gourvenec, 2011), (b) Protections contre les affouillements et l'érosion (Puech, 2004)

### 1.2.2. Fondations pour les plates-formes en treillis métallique (jackets)

La plate-forme en treillis métallique (jackets) est la plus répandue dans l'offshore traditionnel (Fig. 1.6). La stabilité des jackets est normalement assurée par des pieux enfoncés dans le fond marin. Avant l'installation des pieux de fondation, la structure de la jacket nécessite un support temporaire à l'aide de fondations de boue (Mudmat) comme illustrée sur la Figure 1.6b. Les fondations du type mudmat peuvent être idéalisées comme des semelles filantes parallèles ou des semelles annulaires (Martin et Hazell 2005). Les fondations Mudmat sont fabriquées à partir de plaques d'acier renforcées par un grillage (White *et al.* 2005).

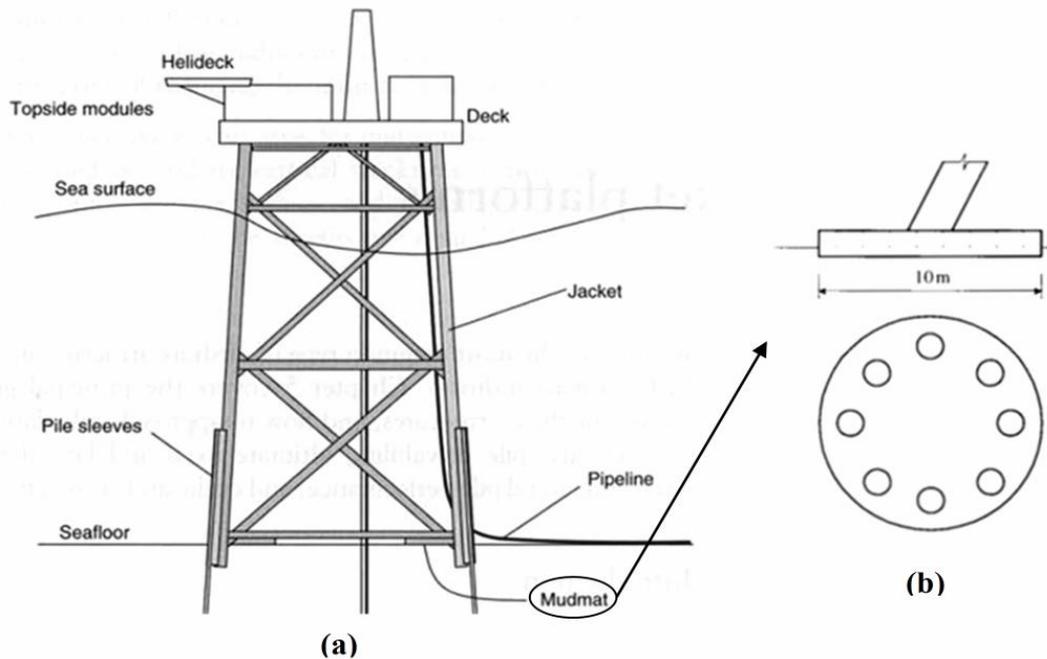


Figure 1.6 Plate-forme en treillis métallique, (a) structure Jacket (Dean, 2009), (b) exemple d'une fondation Mudmat (Ngotran, 1996)

### 1.2.3. Fondations pour les plates-formes auto-élevatrices (Jackups)

Les plates-formes auto-élevatrices (Jackups) sont très utilisées dans l'industrie offshore. Ce sont des plates-formes munies de jambes sur lesquelles le pont monte par un système de crémaillères et qui sont posées sur le fond (Fig. 1.7). Par ailleurs, certains jackups utilisent un type de fondation appelé «Mat» qui relie toutes les jambes ensemble (Fig. 1.7b). Les plus grandes unités ont des longueurs de jambe de l'ordre de 100 à 170 m. Les jambes portant le pont s'appuient sur le fond par des fondations circulaires couramment appelées « spud cans » qui ont une face inférieure conique. Les fondations « spud cans » ont des diamètres de 10 à 15m pour les plus petites plates-formes et de plus de 30 m pour les plates-formes de production actuellement envisagées (Puech, 2004).

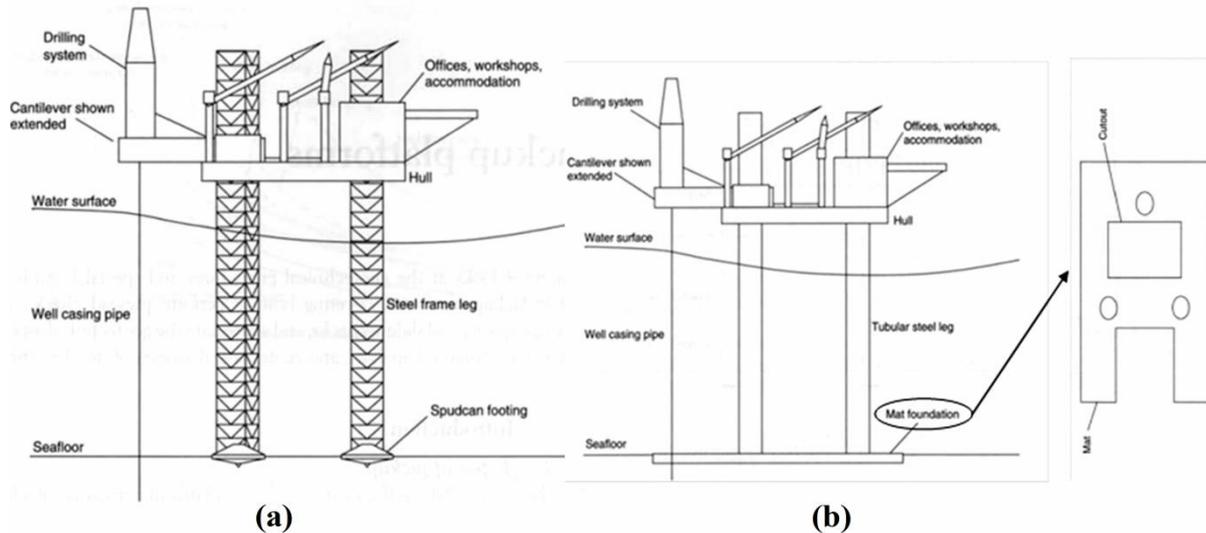


Figure 1.7 Plate-forme auto-élevatrice (Jackup) d'après Dean (2009) (a) jambe indépendante, (b)jambe reliées par une fondation «Mat »

#### 1.2.4. Fondations pour les plates-formes à ancrages tendus (Tension-leg platform TLP)

Une plate-forme à ancrages tendus (TLP) est une structure flottante attachée à des ancrages en fond de mer (Fig. 1.8a). Ce type de plate-forme est utilisé pour la production offshore de pétrole ou de gaz, et convient particulièrement pour des profondeurs d'eau supérieures à 300 mètres et moins de 1500 mètres. Les attaches ont une rigidité axiale relativement élevée, de telle sorte que tout mouvement vertical de la plate-forme est éliminé. La plupart des fondations sont des gabarits posés sur le fond marin, puis fixés par des pieux de béton ou d'acier introduits dans le fond marin par l'utilisation d'un marteau hydraulique, mais d'autres conceptions peuvent être utilisées comme une fondation gravitaire.

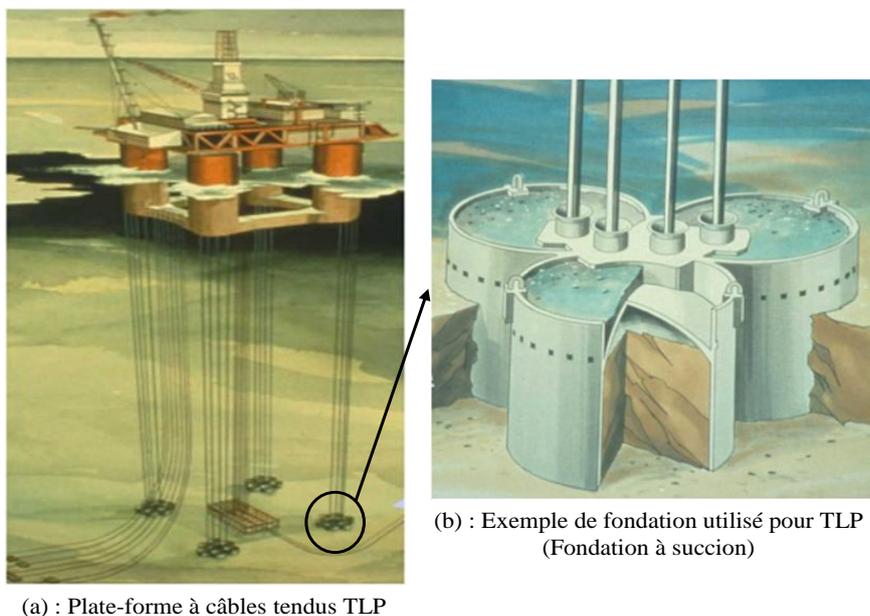


Figure 1.8 Exemple d'une plate-forme à câbles tendus (SNORRE), Puech (2004)

### 1.3. Structures offshore sur fondations superficielles

D'après Terzaghi (1943) le terme fondation superficielle s'applique aux fondations dont la largeur  $B$  est supérieure ou égale à la profondeur  $D$  entre la surface du sol et la base de la semelle ( $D/B < 1$ ). Les fondations superficielles représentent une solution économique, et parfois la seule pratique, comme alternative aux fondations profondes. La Figure 1.9 montre les différents systèmes des fondations superficielles pour l'industrie offshore. Puech (2004) a présenté d'une façon détaillée les fondations de petites structures sur fondations superficielles et les planchers de stabilité, les fondations sur caissons à jupes et les ancres à suction. La capacité portante de ce type de fondation peut être traitée de façon conventionnelle, en utilisant les formules générales de la capacité portante et les coefficients courants de forme, de profondeur et d'inclinaison de la charge. Il est possible aussi d'utiliser le concept d'enveloppe de rupture.

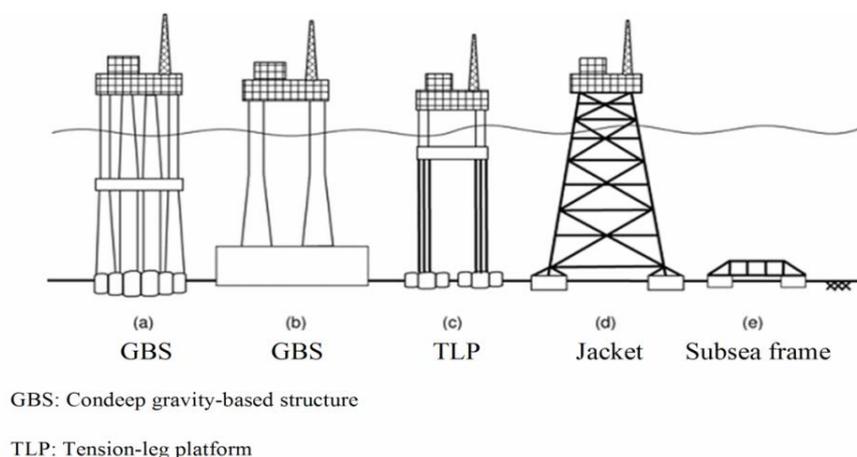


Figure 1.9 Applications des fondations superficielles pour l'industrie offshore, d'après Randolph et Gourvenec (2011)

### 1.4. Capacité portante des fondations superficielles offshore

#### 1.4.1. Formulation classique de la capacité portante

Les fondations superficielles sont utilisées lorsque la couche du sol qui est capable de supporter l'effort de la construction se trouve relativement à faible profondeur sous la base de l'ouvrage à construire. La capacité portante des fondations superficielles est largement présentée dans les ouvrages de mécanique du sol. En pratique, la capacité portante des fondations superficielles est déterminée par deux méthodes ; la première est basée sur les résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes «  $c$  et  $\varphi$  ») ; la deuxième méthode détermine la capacité portante à partir des résultats des essais in situ (pressiomètre Ménard et pénétromètre statique, notamment (Frank, 1999)).

Le problème de calcul de la capacité portante en utilisant la cohésion et l'angle de frottement interne du sol a été étudié par nombreuses méthodes analytiques et numériques. Ces méthodes peuvent être classées en quatre groupes: (1) la méthode d'équilibre limite, (2) la méthode des caractéristiques, (3) la méthode de l'analyse limite, (4) les méthodes numériques basées sur les éléments finis ou différences finies. Prandtl (1920) a donné une solution exacte pour le problème de la capacité portante d'une fondation filante sous charge verticale sur un sol non pesant ( $\gamma = 0$ ), en utilisant la théorie de la plasticité (Fig. 1.10). Ensuite, Terzaghi (1943) a proposé la première formule générale de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée. Egalement, certains auteurs ont également fourni des solutions qui traitent les effets de la forme de fondation, l'inclinaison et l'excentricité de la charge, et la profondeur d'encastrement de la fondation (Meyerhof 1953, Hansen 1970, Vesic 1975). Les essais expérimentaux de Vesic (1973), ont montré que le mécanisme de rupture est influencé par : le type de chargement, la densité du sable, et la profondeur d'encastrement de la semelle de fondation.

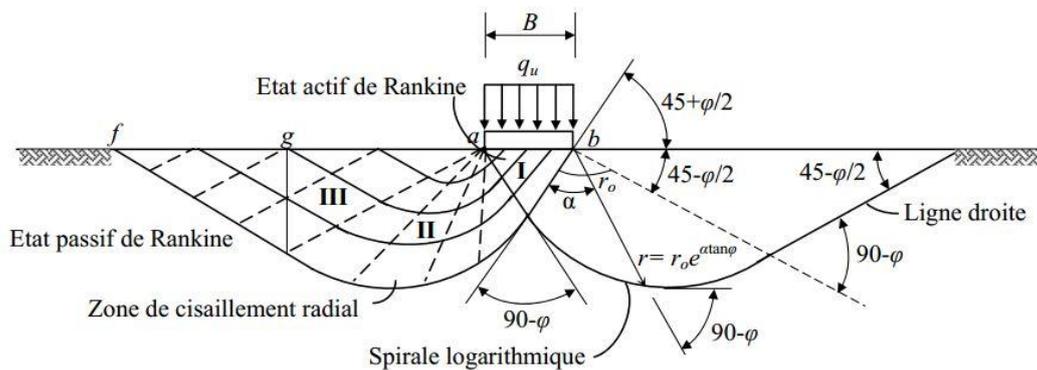


Figure 1.10 Zones de rupture sous la fondation, Prandtl (1920)

Il a été observé que la rupture par cisaillement généralisé, se développe pour le cas d'une semelle posée sur un sable très dense. En général, ce mode de rupture est adopté pour la résolution du problème de la capacité portante des fondations superficielle, il se caractérise par une surface de rupture continue du coin de la fondation à la surface du sol. D'après Terzaghi (1943) la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

$$q_u = 0,5\gamma B N_\gamma + c N_c + q N_q \quad (1.1)$$

avec :  $q_u$  : capacité portante;  $\gamma$  : poids volumique du sol ;  $q$  : surcharge verticale latérale à la fondation ;  $c$  : cohésion du sol sous la base de la fondation ;  $N_\gamma$ ,  $N_c$  et  $N_q$  facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne  $\phi$  du sol sous la base de la fondation :

$$\begin{cases} N_\gamma = 0,5 \tan \varphi \left( \frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \\ N_c = \cot \varphi \left( \frac{a^2}{2 \cos^2 (45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right) \\ N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2 (45^\circ + \varphi/2)} \end{cases} \quad (1.2)$$

Où  $k_{p\gamma}$  est le coefficient de butée, d'après Cernica (1995) une approximation peut être obtenue par l'expression suivante:

$$k_{p\gamma} = 3 \tan^2 \left[ 45 + \left( \frac{\varphi + 33}{2} \right) \right] \quad (1.3)$$

$$a = e^{(3\pi/4 - \varphi/2) \tan \varphi} \quad (1.4)$$

La solution de Terzaghi est basée sur la superposition des trois termes de cohésion  $c$ , de surcharge  $q$ , et de poids volumique du sol  $\gamma$  (Fig. 1.11). Cette méthode reste encore abondamment utilisée dans la pratique, plusieurs auteurs ont essayé de calculer l'erreur introduite par l'hypothèse de superposition. Parmi eux, on peut citer Mabrouki *et al.* (2010) et Salençon *et al.* (1976). La superposition entraîne une petite erreur dans le sens de la sécurité.

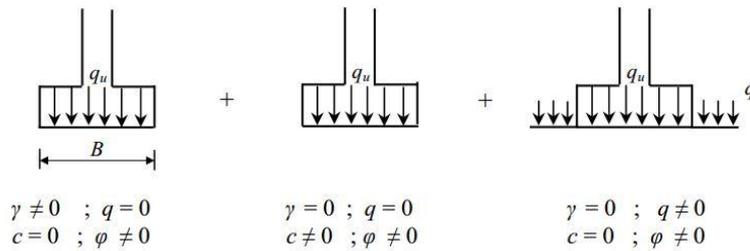


Figure 1.11 Principe de superposition, Terzaghi (1943)

La capacité portante d'une fondation superficielle dans le cas général, peut être déterminée par la relation (1.5) de Meyerhof (1963).

$$q_u = \frac{\gamma B'}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma + c s_c d_c i_c N_c + q s_q d_q i_q N_q \quad (1.5)$$

Où  $B'$  désigne la largeur de la fondation réduite pour tenir compte de l'excentricité  $e$  de la charge appliquée  $B' = B - 2e$ ,  $s$  désigne le facteur de forme de la fondation,  $d$  désigne le facteur d'encastrement de la fondation, et  $i$  désigne le facteur d'inclinaison de la charge.

Egalement, pour le calcul de la capacité portante Hansen (1970) a donné la formule générale suivante :

$$q_u = \frac{\gamma B'}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma N_\gamma + c s_c d_c i_c b_c g_c N_c + q s_q d_q i_q b_q g_q N_q \quad (1.6)$$

Dans la formule de Hansen tous les écarts par rapport au cas de la semelle filante sous charge verticale centrée, sont décrits par des facteurs correcteurs, avec  $s$  facteur de forme,  $d$  facteur d'encastrement de la fondation,  $i$  facteur d'inclinaison de la charge,  $b$  correspond à l'inclinaison de la base de la fondation, et  $g$  à l'inclinaison de la surface du sol.

Sieffert et Bay-Gress (2000) ont effectué une étude comparative sur les méthodes de calcul de la capacité portante, utilisées dans les pays européens, ils ont montré la grande diversité des méthodes appliquées pour le calcul des facteurs de portance et les facteurs de correction. Cette comparaison a permis de montrer la dispersion importante des valeurs de  $N_\gamma$ . Le Tableau 1.1 présente une synthèse des différentes expressions du facteur de portance  $N_\gamma$ , ainsi que les valeurs numériques obtenues pour  $\varphi = 40^\circ$ . Dans les expressions proposées par de Terzaghi (1943), Michalowski (1997) et Hjjaj *et al.* (2005) le facteur  $N_\gamma$  n'est pas donné en fonction de  $N_q$ . Pour Meyerhof (1963), Hansen (1970), Vesic (1973), l'Eurocode 7 (2005) et Loukidis et Salgado (2009) le facteur  $N_\gamma$  est donné en fonction de  $N_q$ .

Les expressions de Prandtl (1920) et Reissner (1924) sont en général utilisé pour déterminer les facteurs de portance  $N_c$  et  $N_q$  donnés par les relations suivantes :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (1.7)$$

$$N_q = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \quad (1.8)$$

Tableau 1.1 Expressions du facteur  $N_\gamma$ ; interface lisse ( $l$ ) ou rugueuse ( $r$ ) d'après Mabrouki (2011)

Référence	Expressions de $N_\gamma$		$\varphi = 40^\circ$
Terzaghi (1943)	$r$	$0.5 \tan \varphi \left( \frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$	100,4
Meyerhof (1963)	$r$	$(N_q - 1) \tan(1,4\varphi)$	93,69
Hansen (1970)	$r$	$1,5(N_q - 1) \tan \varphi$	79,54
Vesic (1973)	$r$	$2(N_q + 1) \tan \varphi$	109,41
Michalowski (1997)	$r$	$e^{0,66+5,11 \tan \varphi} \tan \varphi \quad (\psi = \varphi)$	118,20
	$r$	$e^{0,66+5,11 \tan \varphi^*} \tan \varphi^* \quad (\psi < \varphi)$	33,21 ( $\psi = 0$ )
	$l$	$e^{5,1 \tan \varphi} \tan \varphi \quad (\psi = \varphi)$	60,58
	$l$	$e^{5,1 \tan \varphi^*} \tan \varphi^* \quad (\psi < \varphi)$	17,05 ( $\psi = 0$ )
Eurocode 7 (2005)	$r$	$2(N_q - 1) \tan \varphi$	106,05
Hjjaj <i>et al.</i> (2005)	$r$	$e^{\frac{1}{6}(\pi+3\pi^2 \tan \varphi)} \tan^{\frac{2\pi}{5}} \varphi$	85,11
Loukidis et Salgado (2009)	$r$	$(N_q - 1) \tan(1,34\varphi)$	85,72 ( $\psi = \varphi$ )
		$= \left( \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{F(\varphi, \psi) \tan \varphi} - 1 \right) \tan(1,34\varphi)$ $F(\varphi, \psi) = 1 - \tan \varphi [\tan(0,8(\varphi - \psi))]^{2,5}$	42,63 ( $\psi = 0$ )

### 1.4.2. Portance des fondations superficielles offshore par l'approche classique

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles offshore est similaire à celui des structures en terre, avec la prise en compte du chargement appliqué sur les structures offshore en mer. On trouve des recommandations professionnelles publiées par l'API (2000) (American Petroleum Institute). Ces recommandations sont fondées sur le concept de charges admissibles (Working Stress Design - WSD), avec un facteur de sécurité global unique pour définir ces charges admissibles (Tableau 1.2). Par ailleurs, il existe des documents à valeur réglementaire, applicables à certains types de structures, comme par exemple le DNV(1992) (Det Norske Veritas - Classification notes, Foundations, No. 30.4).

Tableau 1.2 Recommandations de l'API pour la construction offshore d'après (Puech, 2004)

Code – Année	Concept	Titre
API RP 2A – 2000	WSD	Jackets : piles, mudmats, shallow foundations
API RP 2A – 1993	LRFD	
API RP 2T – 1997	WSD	Tension-leg platforms
API RP 2SK – 1996	WSD	Floating structures
API RP 2FPX – 1999	LRFD	Floating production structures

WSD: concept de charges admissibles (Working Stress Design),

LRFD: approche avec facteurs partiels sur les charges et les résistances (Load and Resistance Factor Design)

Les règles de calcul des fondations superficielles offshore adoptent la formule de calcul de la capacité portante de Terzaghi (1943) ; toutefois, ces fondations reposent en général sur des argiles non homogènes où la cohésion augmente avec la profondeur. Ainsi, on considère le cas d'une fondation superficielle reposant sur la surface d'un sol purement cohérent. Le règlement DNV (1992) et les recommandations de l'API (2000) appliquent des coefficients correcteurs aux facteurs de portance, pour tenir compte de la forme de la semelle, l'encastrement de la fondation, la non-homogénéité de la cohésion du sol des fonds marins et le type de chargement.

La connaissance sur le comportement des semelles filantes et circulaires reposant notamment sur des sols cohérents et soumises à un chargement généralisé a été abondamment enrichie par l'étude des fondations des structures offshore. Le Tableau 1.3 récapitule les travaux basés sur l'approche classique, pour l'étude de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur une argile homogène et non homogène. Ce Tableau montre la diversité des méthodes utilisées pour traiter le sujet des semelles filantes et circulaires reposant sur un sol cohérent. On remarque que la littérature géotechnique est riche en ce qui concerne le comportement de fondations sous un chargement incliné et excentré.

Tableau 1.3 Récapitulation des travaux sur la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un sol cohérent en utilisant l'approche classique

Référence	fondation	sol	Méthode	But de l'étude	$d/B$ ou $d/D$
Skempton (1951)	circulaire	homogène	SE	$N_c$	$\leq 2,5$
Hansen (1970)	circulaire	homogène	SE	$N_c, d_c, i_c$	$\leq 2,5$
Davis et Booker (1973)	filante	non homogène	MC	$F$	0
Houlsby et Wroth (1983)	filante et circulaire	non homogène	MC	$N_c$	0
Reddy <i>et al.</i> (1991)	filante et circulaire	non homogène	MC	$N_c$	$\leq 2R_0$
Tani et Craig (1995)	filante et circulaire	non homogène	MC	$N_{c0}, S_c, d_c$	$\leq 0,3$
Bransby et Randolph (1999)	Filante	non homogène	MEF et LS	$N_c$	0,167
Hu <i>et al.</i> (1999)	circulaire	non homogène	MEF	$N_c$	$\leq 0,5$
Martin (2001)	circulaire	non homogène	MC et LS	$N_c$	$\leq 2$
Martin et Randolph (2001)	circulaire	non homogène	MC et LS	$N_c$	$\leq 2$
Houlsby et Martin (2003)	circulaire (conique)	non homogène	MC	$N_{c0}$	$\leq 2,5$
Salgado <i>et al.</i> (2004)	filante et circulaire	homogène	AL	$N_c$	$\leq 5$
Edwards <i>et al.</i> (2005)	filante et circulaire	homogène	MEF	$N_c, S_c, d_c$	$\leq 4$
Yun et Bransby (2007)	Filante	non homogène	MEF et LS	$N_c, d_c$	$\leq 1,2$
Gourvenec (2008)	Filante	homogène	EF	$N_{cV}, N_{cH}, N_{cM}$	$\leq 1$
Gourvenec et Mana (2011)	filante et circulaire	non homogène	MEF et AL	$N_{c0}$	$\leq 1$
Gourvenec et Barnett (2011)	Filante	non homogène	MEF	$N_c$	$\leq 1$
Vulpe <i>et al.</i> (2014)	circulaire	non homogène	MEF	$d_{cV}, d_{cH}, d_{cM}$ et $N_{cV}, N_{cH}, N_{cM}$	$\leq 0,5$
Vulpe (2015)	circulaire	non homogène	MEF	$d_{cV}, d_{cH}, d_{cM}$ et $N_{cV}, N_{cH}, N_{cM}$	$\leq 0,5$
Lee <i>et al.</i> (2016)	circulaire (annulaire)	non homogène	MEF	$N_c$	$\leq 1$

$d$  est la profondeur d'encastrement de la fondation.  $B$  et  $D$  sont la largeur de la fondation filante et le diamètre de la fondation circulaire respectivement

$S_c$  : facteur de forme,  $i_c$  : facteur d'inclinaison,  $F$  : facteur de correction.

$N_c, N_{c0}$  sont des facteurs de capacité portante pour le cas d'un chargement vertical.

$N_{cV}, N_{cH}, N_{cM}$  sont des facteurs de portance uni-axiales pour le cas d'une charge verticale, charge horizontale et moment respectivement.

$d_{cV}, d_{cH}, d_{cM}$  sont des facteurs de profondeur uni-axiales pour le cas d'une charge verticale, charge horizontale et moment respectivement.

SE : méthode semi-empirique, MC : méthode des caractéristiques, MEF : méthode des éléments finis, AL : analyse limite, LS : analyse par limite supérieure.

### 1.4.2.1. Capacité portante des fondations superficielles offshore sur un sol purement frottant

D'après le DNV (1992), la capacité portante d'une fondation superficielle dans un sol purement frottant est donnée par l'équation suivante :

$$q_u = 0.5\gamma' B' N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma + (p'_0 + a) N_q S_q d_q i_q \quad (1.9)$$

avec  $q_u$  : capacité portante ultime ;  $B'$  : largeur effective de la fondation (Meyerhof, 1953),  $B' = B - 2e$ ,  $B$  : largeur total de la fondation,  $e$  : excentricité de la charge appliquée sur la fondation.

Pour une semelle rectangulaire de largeur  $B$  et longueur  $L$ , la surface effective  $A' = B'L$ .

$\gamma'$  : poids volumique effectif du sol.

$N_\gamma$ ,  $N_q$  : facteurs de portance, s'obtiennent comme une fonction de l'angle de frottement  $\varphi$  du matériau

$S_\gamma$ ,  $S_q$  : facteurs de forme

$d_\gamma$ ,  $d_q$  : facteurs de profondeur

$i_\gamma$ ,  $i_q$  : facteur d'inclinaison de la charge

$p'_0$  : pression de surcharge effective à la base de la fondation (niveau des jupes « skirts » pour les fondations à jupes)

$a$  : facteur d'attraction des sols,  $a = c \cot\varphi$ ,  $c$  = la cohésion du sol,  $\varphi$  = l'angle du frottement interne du sol.

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.10)$$

Hansen (1970) recommande pour  $N_\gamma$  l'expression suivante:

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan\varphi \quad (1.11)$$

Caquot et Kérisel (1953) donnent pour le facteur  $N_\gamma$  de l'expression suivante :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan\varphi \quad (1.12)$$

Le Tableau 1.5 donne les valeurs de  $N_\gamma$  et  $N_q$  en fonction de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol.

Les facteurs d'inclinaison  $i_q$  et  $i_\gamma$  sont calculés par les relations suivantes :

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5 H}{V + A' c \cot\varphi} \right)^5 \quad (1.13)$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7 H}{V + A' c \cot\varphi} \right)^5 \quad (1.14)$$

avec  $H$ ,  $V$  sont les charges horizontales et les charge verticales, respectivement.

$A'$  est la surface effective,  $c$  est la cohésion du sol et  $\varphi$  l'angle du frottement interne du sol.

Tableau 1.4 Valeurs des facteurs de portance  $N_q$  et  $N_\gamma$  en fonction de  $\varphi$  (DNV, 1992).

$\varphi$ (°)	$N_q$	$N_\gamma$	
		Caquot et Kérisel (1953)	Hansen (1970)
0	1	0	0
5	1,57	0,45	0,07
10	2,47	1,22	0,39
15	3,94	2,65	1,18
20	6,40	5,39	2,95
25	10,66	10,88	6,76
30	18,40	22,40	15,07
35	33,30	48,03	33,92
40	64,20	109,41	79,54
45	134,87	271,76	200,81

Les facteurs de forme  $S_q$  et  $S_\gamma$  sont calculés par les relations suivantes :

$$S_q = 1 + \frac{i_q B'}{L} \sin \varphi \quad (1.15)$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{i_\gamma B'}{L} \quad (1.16)$$

Le règlement DNV (1992) donne une valeur de 1 pour  $d_\gamma$ .

L'expression (1.17) peut être utilisée pour calculer  $d_q$ , dans le cas d'une profondeur d'encastrement  $D < B'$ , et lorsque la procédure d'installation des fondations et d'autres aspects critiques permettent la mobilisation de contrainte de cisaillement résistantes, dans le sol au-dessus du niveau de la fondation (DNV, 1992).

$$d_q = 1 + 1.2 \frac{D}{B'} \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \quad (1.17)$$

#### 1.4.2.2. Capacité portante des fondations superficielles offshore sur une argile homogène

Le problème de la capacité portante des fondations superficielles offshore touche principalement les sols argileux en comportement non drainé, pour une fondation sur une couche d'argile homogène (cohésion constante), le DNV (1992) donne la relation suivante :

$$q_u = N_c c_u (1 - i_{ca} + S_{ca} + d_{ca}) + p_0 \quad (1.18)$$

avec  $N_c$  : facteur de capacité portante pour une fondation sous chargement vertical sur un sol homogène = 5,14 (Prandtl, 1920).

$c_u$  : cohésion non-drainée du sol.

$i_{ca}$ ,  $S_{ca}$ ,  $d_{ca}$  sont respectivement, facteur d'inclinaison de la charge, facteur de forme et facteur de profondeur.

Le facteur d'inclinaison  $i_{ca}$  est donné par la formule suivante :

$$i_{ca} = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{F_{hl}}{A'c_u}} \quad (1.19)$$

avec  $F_{hl}$  : charge horizontale appliquée sur la surface effective =  $F_h - R_{ho} - R_{hp}$

$F_h$  : charge horizontale totale appliquée sur la fondation

$R_{ho}$  : Résistance au glissement sur la zone hors la surface effective

$R_{hp}$  : Résistance due à la pression horizontale du sol sur les éléments encastrés.

Le facteur de forme  $S_{ca}$  peut être déterminé par :

$$S_{ca} = 0,2(1 - 2i_{ca}) \frac{B'}{L} \quad (1.20)$$

Le facteur de profondeur  $d_c$  est calculé par la relation suivante :

$$d_{ca} = 0,3 \arctan \frac{D}{B'} \quad (1.21)$$

$P_0$  : Pression de surcharge effective à la base de la fondation (niveau des jupes « skirts » pour les fondations à jupes).

### 1.4.2.3. Capacité portante des fondations superficielles offshore sur une argile non homogène

Les fondations superficielles offshore reposent sur des argiles non homogènes où la cohésion augmente avec la profondeur. Le règlement DNV (1992) présente la formule suivante :

$$q_u = F(5,14c_{u0} + kB'/4)(1 + s_{ca} + d_{ca} - i_{ca}) \quad (1.22)$$

Avec  $k$  : taux d'augmentation de la cohésion avec la profondeur (Fig. 1.12). Pour les sols homogènes  $k=0$ .  $B'$  est la largeur effective de la fondation.

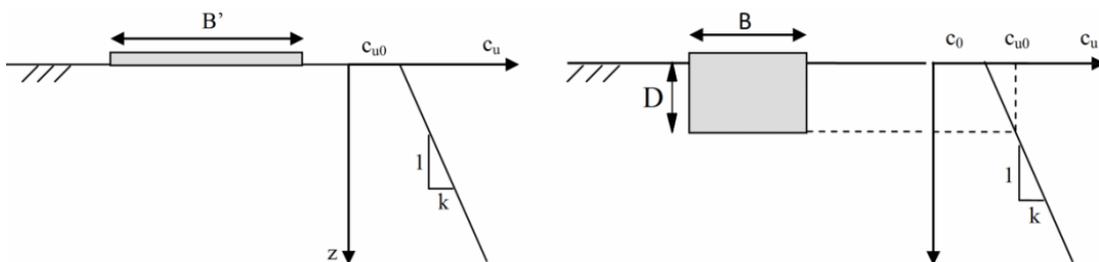


Figure 1.12 Définition de l'augmentation linéaire de la cohésion avec la profondeur

$F$  est un facteur correcteur en fonction de la non-homogénéité de la cohésion ( $\kappa = kB/c_{u0}$ ). Les valeurs de  $F$  sont montrées sur la Figure 1.13 (Davis et Booker 1973).

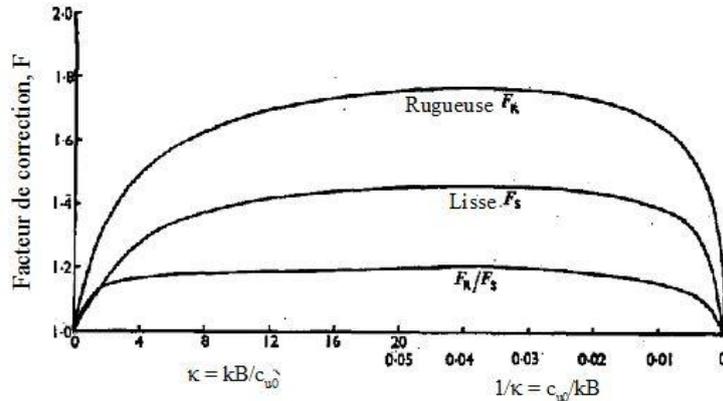


Figure 1.13 Facteur de correction  $F$ , Davis et Booker (1973)

$S_{ca}$ ,  $d_{ca}$ ,  $i_{ca}$  sont respectivement, facteur de forme, facteur de profondeur et facteur d'inclinaison de la charge respectivement.

Le facteur de forme est donné par :

$$S_{ca} = S_{cv} (1 - 2i_{ca}) \frac{B'}{L} \quad (1.23)$$

$S_{cv}$  est un coefficient de forme pour le cas d'une fondation circulaire sous chargement vertical (Salençon et Matar 1982).

Les valeurs de  $S_{cv}$  en fonction de  $\kappa = kB'/c_{u0}$  sont montrées dans le Tableau 1.6.

Le facteur de profondeur est donné par :

$$d_{ca} = 0,3(s_{u1}/s_{u2}) \arctan D/B' \quad (1.24)$$

$s_{u1}$  est la résistance au cisaillement non drainé moyenne au-dessus du niveau de base

$s_{u2}$  est la résistance au cisaillement non drainée équivalente au au-dessous de niveau de base

$$s_{u2} = F(5,14c_{u0} + kB'/4)/5.14 \quad (1.25)$$

Le facteur d'inclinaison  $i_{ca}$  est donné par l'équation (1.19) mais avec le remplacement de  $c_u$  par  $c_{u0}$ .

Tableau 1.5 Valeurs de coefficient de forme  $S_{cv}$  (Salençon et Matar 1982)

$\kappa = kB'/c_{u0}$	$S_{cv}$
0	0,2
2	0
4	-0,05
6	-0,07
8	-0,09
10	-0,10

La formule générale de la capacité portante d'une fondation sur un sol dans lequel la cohésion augmente avec la profondeur, modifiée par Randolph et Gourvenec (2011), est donnée comme suit :

$$V_u = A' \left( c_{u0} (N_c + kB' / 4) \frac{FK_c}{\gamma_m} + p_0 \right) \quad (1.26)$$

avec  $V_u$  : charge verticale limite

$A'$ ,  $B'$  sont la surface effective et est la largeur effective respectivement.

$c_{u0}$  : cohésion à la base de la fondation (Fig. 1.12)

$N_c$  : facteurs de capacité portante pour une fondation sous chargement vertical sur un sol homogène = 5,14 (Prandtl, 1920).

$k$  : taux d'augmentation de la cohésion avec la profondeur (Fig. 1.12). Pour les sols homogènes  $k=0$ .

$F$  : facteur correcteur en fonction de la non-homogénéité de la cohésion ( $\kappa=kB/c_{u0}$ ). Les valeurs de  $F$  sont montrées sur la Figure 1.13 (Davis et Booker 1973).

$\gamma_m$  : facteur matériel sur la résistance au cisaillement

$K_c$ : facteur de modification qui tient en compte l'inclinaison de la charge, la forme de la fondation, la profondeur d'encastrement de la fondation,  $K_c = 1 - i_c + S_c + d_c$

$$i_c = 0,5 \left( 1 - \sqrt{1 - H / A' c_{u0}} \right) \quad (1.27)$$

$$S_c = S_{cv} \left( 1 - 2i_c \right) \frac{B'}{L} \quad (1.28)$$

où  $S_{cv}$  : coefficient de forme pour le cas d'une fondation circulaire sous chargement vertical (Salençon et Matar 1982). Les valeurs de  $S_{cv}$  en fonction de  $\kappa=kB'/c_{u0}$  sont montrées dans le Tableau 1.4.

$$d_c = 0,3e^{-0,5kB'/c_{u0}} \arctan D / B' \quad (1.29)$$

$P_0$  : Pression de surcharge effective à la base de la fondation (niveau des jupes « skirts » pour les fondations à jupes)

### 1.4.3. Concept de diagrammes d'interaction

En pratique, l'étude du problème de la capacité portante est fréquemment effectuée dans le cadre de la formulation classique, ce choix offre l'avantage de travail familier aux praticiens. Cependant, l'hypothèse de superposition adoptée dans cette méthode entraîne une interrogation concernant l'exactitude des résultats. Egalement, il est difficile de comprendre quelques aspects du problème comme l'importance relative du moment ou de la force

horizontale sur la fondation ou l'interaction entre deux paramètres de chargement *etc.* Ainsi, la formule (1.1) de Terzaghi et sa modification (1.5) et (1.6) pourraient être remplacées par une représentation concrète des charges limites ultimes dans l'espace des paramètres de chargement, sous la forme de diagrammes d'interaction (courbes enveloppes) entre deux paramètres de chargement spécifiques.

#### 1.4.3.1. Courbe enveloppe de rupture

Les fondations offshore sont soumises à un chargement combiné comportant les paramètres de chargement : force verticale  $V$ , force horizontale  $H$ , moment  $M$ . L'interaction de ces différentes composantes du chargement peut être explicitement prise en compte lors de la détermination de la capacité portante, en utilisant une enveloppe de rupture. Cette courbe représente la limite de rupture du sol dans l'espace des paramètres de chargement. Ainsi, la capacité portante peut être décrite, non pas comme une charge verticale réduite au moyen de facteurs correctifs, mais par la définition des combinaisons ultimes dans l'espace de paramètres de chargement de la fondation. L'approche des enveloppes de rupture consiste à dire que les domaines de stabilité se trouvent à l'intérieur de la surface de rupture. La Figure 1.14 montre une représentation des surfaces ultime dans le plan des paramètres de chargement  $H-V$ , et  $V-M$  et dans l'espace des paramètres de chargement combiné ( $V-H-M$ ).

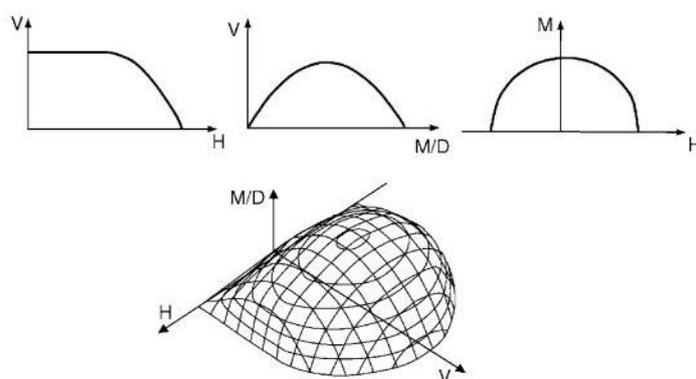


Figure 1.14 Représentation des enveloppes de rupture dans le plan et l'espace de chargement, d'après Randolph et Gourvenec (2011)

Le concept de diagrammes d'interaction des fondations sous chargement combiné a été examiné expérimentalement par Ticof (1977), Butterfield et Ticof (1979), Nova et Montrasio (1991), Gottardi et Butterfield (1993), Gottardi *et al.* (1999). Egalement, dans la littérature, il existe différentes méthodes théoriques et numériques utilisées afin de tracer la surface ultime dans l'espace des paramètres de chargement (Ukritchon *et al.* 1998, Bransby et Randolph 1998, Randolph et Puzrin 2003, Taiebat et Carter 2000, Gourvenec et Randolph 2003, Loukidis *et al.* 2008, Georgiadis 2010, Vulpe *et al.* 2014, Yahia-Cherif *et al.* 2017). Les

résultats ont montré qu'il est possible de définir une courbe enveloppe à travers deux types d'espaces de chargement. Le premier type représente l'espace des paramètres de chargement normalisés ( $V/Ac_0$ ,  $H/Bc_0$ ,  $M/B^2c_0$ ), et le second type représente l'espace des paramètres de chargement normalisés par rapport à leurs valeurs maximales ( $V/V_u$ ,  $H/H_u$ ,  $M/M_u$ ). Où  $V$ ,  $H$  et  $M$  sont respectivement la force verticale, la force horizontale et le moment exercés sur la fondation ;  $A$  est l'aire de la fondation,  $B$  est la largeur de la semelle et  $c$  la résistance au cisaillement du sol. Lee *et al.* (2015) ont indiqué que le premier type de représentation permet de déterminer la taille absolue des courbes enveloppes, alors que le second type permet de déterminer la forme et la taille relative des courbes enveloppes. La Figure 1.15 montre un exemple de surface ultime, dans l'espace des paramètres de chargement normalisés ( $V/V_u$ ,  $H/H_u$ ,  $M/M_u$ ).

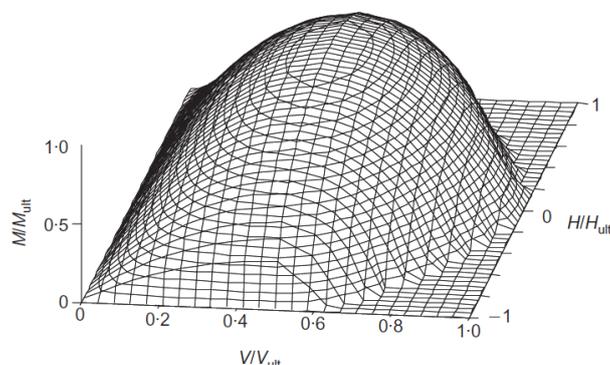


Figure 1.15 Surface ultime dans l'espace ( $V/V_u$ ,  $H/H_u$ ,  $M/M_u$ ) d'après Gourvenec (2007)

#### 1.4.3.2. Détermination de la surface ultime

Le comportement des fondations superficielles soumises à un chargement généralisé a été étudié au moyen des essais au laboratoire, en considérant des massifs de sable et des sols cohérents (Gottardi *et al.* 1999, Martin et Houlsby 2000). Dans ces essais la technique de «swipe tests» est utilisée afin de tracer la surface ultime dans l'espace des paramètres de chargement. Cette technique donne un accès direct à la forme de la surface de charge (Fig.1.16).

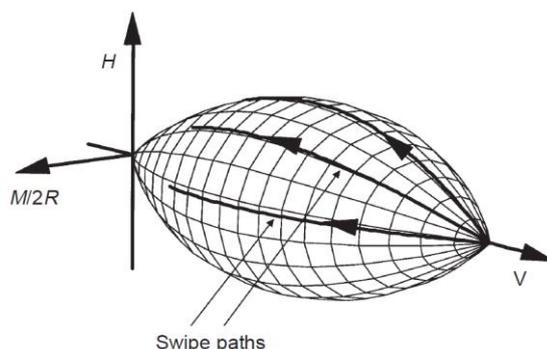


Figure 1.16 Chargement par la méthode « swipe »

Tout d'abord on applique progressivement un déplacement vertical sur la fondation jusqu'à un état de plastification du sol. Ensuite, on impose un déplacement horizontal, une rotation ou une combinaison des deux déplacements, dans cette étape il est essentiel de garder un déplacement vertical constant. Ce mode de chargement est accompagné par l'apparition d'une force horizontale  $H$  et d'un moment  $M$  et par une diminution de la force verticale  $V$ .

La méthode « swipe tests » est facile à implémenter numériquement dans des codes de calcul du type éléments finis et différences finies (Loukidis *et al.* 2008 et Yahia-Cherif *et al.* 2017). La surface de rupture dans le plan de chargement  $V-H$  est obtenue par la méthode « swipe » en considérant deux étapes. La première étape de la technique « swipe » est basée sur l'application d'un déplacement vertical sur tous les nœuds représentant la semelle jusqu'au développement d'un état d'écoulement plastique dans le sol situé au-dessous de la semelle (capacité portante verticale). Ensuite, on applique progressivement un déplacement horizontal jusqu'à la rupture, en bloquant le déplacement vertical de la semelle, le chemin de chargement est présenté sur la Figure 1.17. La seconde étape consiste à appliquer directement un déplacement horizontal sur les nœuds de la semelle jusqu'à atteindre la valeur ultime de la contrainte horizontale ( $H_u$ ) comme présenté sur la Figure 1.17.

Pour le cas d'un chargement combiné dans le plan  $V-M$ , la première étape consiste à charger la semelle par l'application d'un déplacement vertical jusqu'à la mobilisation de la capacité portante verticale  $V_u$  ( $M=0$  et  $H=0$ ). Ensuite, on applique une rotation ou un moment pur sur la semelle (déplacement vertical au centre de la semelle = 0). Dans la deuxième étape, on applique directement une rotation sur la semelle ( $V=0$ ). Dans les deux étapes, la semelle est libre dans la direction horizontale ( $H=0$ ) comme illustré sur la Figure 1.17.

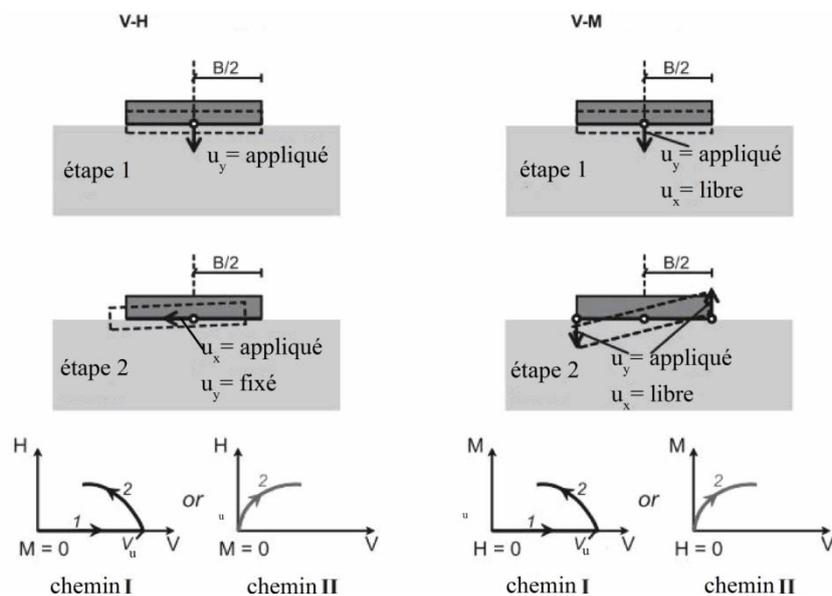


Figure 1.17 Conditions de chargement par méthode « Swipe », d'après de Loukidis et al. (2008)

La méthode « probe » peut être utilisée pour tracer par points, la surface de rupture dans le plan de chargement. Cette technique a été appliquée numériquement en utilisant la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies, ce type d'analyse peut être effectué par force ou par déplacement (Loukidis *et al.* 2008).

Par exemple, pour tracer la surface ultime dans le plan  $V-H$ , en utilisant un chargement par déplacement, la première étape de la technique « probe » consiste à appliquer une contrainte verticale inférieure à la charge verticale ultime, sur la semelle jusqu'à l'équilibre, ensuite, un déplacement horizontal contrôlé est appliqué sur les nœuds de la semelle pour la mobilisation totale de la contrainte de cisaillement limite au dessous de la semelle. Il est important de noter que dans ce type de chargement il est impossible de définir une valeur prédéterminée du rapport  $H/V$  ( $\tan \alpha$ ). Par contre, l'analyse « probe » par force permet de garder jusqu'à la rupture des valeurs constantes de l'inclinaison et l'excentricité de la force. On note que chaque analyse « probe » permet de déterminer un point dans la courbe enveloppe (Fig. 1.18).

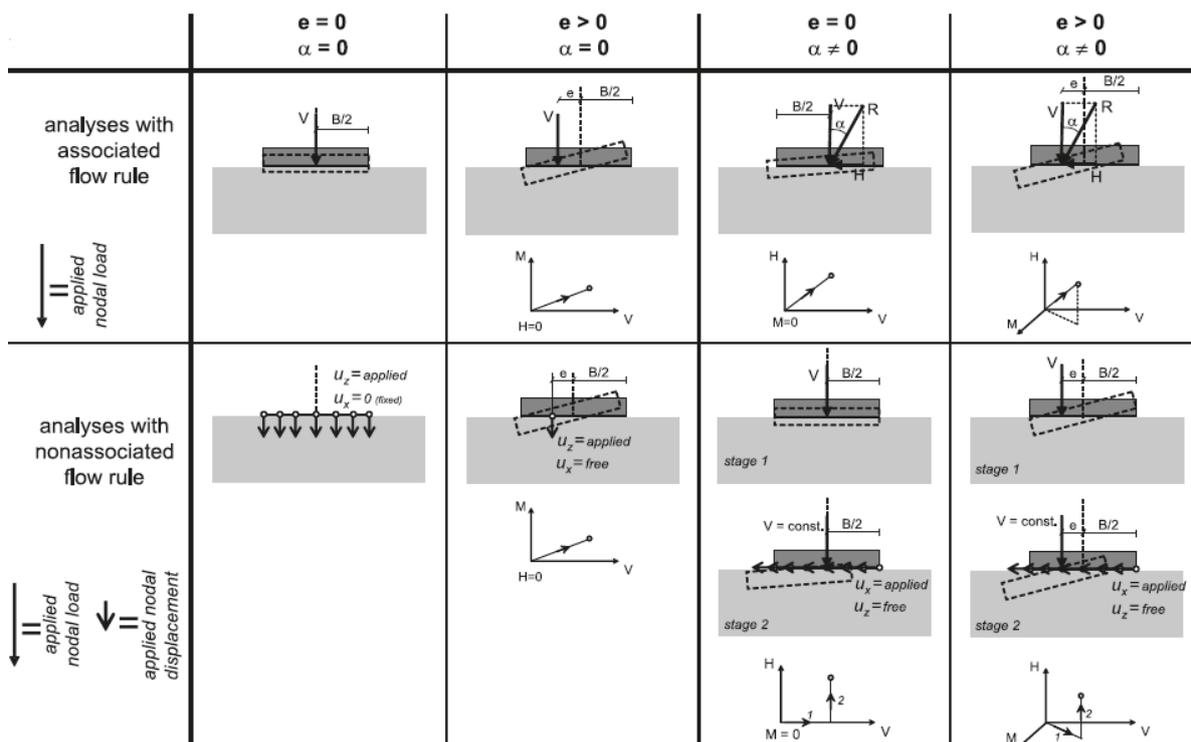


Figure 1.18 Conditions de chargement par la méthode « Probe », d'après Loukidis *et al.* (2008)

## 1.5. Conclusion

L'objectif de cette thèse a été d'exposer les différents types des fondations superficielles pour les structures offshore, ainsi que la présentation des approches classiques et le concept des surfaces ultimes, utilisées pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles offshore, sous un chargement combiné.

L'application de la formulation classique de Terzaghi (1943), pour l'évaluation de la capacité portante offre l'avantage de travail familier aux praticiens, et donne une solution conservatrice ; cependant, la difficulté d'envisager l'interaction entre deux paramètres de chargement rend ce choix inenvisageable pour des configurations compliquées et une compréhension profonde du problème est en général exigée.

Dans certains cas de fondations offshore, notamment les fondations équipées par des jupes, l'utilisation de l'approche classique de la capacité portante est également contestable, parce que cette approche néglige la capacité ultime de traction à l'interface sol-fondation. Pour les sols homogènes, l'approche classique prédit adéquatement la capacité portante des fondations sous des charges inclinées centrées ou des charges verticales excentrées, mais elle est moins précise (conservatrice) sous la superposition des solutions d'inclinaison et d'excentricité (charge  $V-H-M$ ).

La courbe enveloppe permet l'évaluation directe de la marge de sécurité, en considérant la variation du chargement généralisé appliqué sur la fondation. La représentation des chargements ultimes dans l'espace des paramètres de chargement s'est révélée pertinente pour expliquer les observations sur ouvrages réels.

## Chapitre II

### Paramètres influençant la capacité portante des fondations superficielles offshore

#### 2.1. Introduction

Les méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles, consistent généralement à considérer une fondation sous charge verticale centrée, reposant sur la surface d'un milieu semi-infini isotrope et homogène. Ces méthodes de calcul ont une allure identique puisqu'elles sont toutes présentées selon la superposition de trois termes introduite par Terzaghi (1943), cette hypothèse est trop restrictive dans le cas des fondations superficielles offshore.

En pratique, la capacité portante est influencée par l'interaction de la fondation avec son environnement. En général, les fondations superficielles offshore reposent sur des argiles non homogènes où la cohésion du sol augmente avec la profondeur, et soumises à un chargement généralisé dû à l'action des vagues, du vent etc. Egalement, les fondations sont pratiquement encastrées dans le sol à une profondeur  $D$  sous la surface du sol. Il est possible aussi de rencontrer le problème de l'interaction entre la semelle et une base rigide à faible profondeur, ce qui peut influencer de façon significative la capacité portante.

Le problème de la capacité portante des fondations superficielles offshore a été abordé par différentes approches: expérimentalement, sur modèles réduits centrifugés ou à gravité normale (par exemple, Ticof, 1977 ; Butterfield et Ticof, 1979 ; Nova et Montrasio, 1991 ; Gottardi et Butterfield, 1993 ; Gottardi *et al.*, 1999), ainsi que par les méthodes analytiques et numériques (par exemple, Bransby et Randolph 1998 ; Randolph et Puzrin 2003; Taiebat et Carter, 2000 ; Gourvenec et Randolph 2003 ; Loukidis *et al.* 2008 ; Georgiadis 2010 ; Vulpe *et al.*, 2014).

Ce chapitre est consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique concernant la portance des fondations superficielles soumises à un chargement combiné (incliné ou excentré), reposant sur la surface d'un sol non homogène, en considérant la présence d'une base rigide à faible profondeur. Sur la Figure 2.1, on représente les notations et les cas considérés dans la présente thèse, pour l'étude numérique de la capacité portante des fondations superficielles offshore.

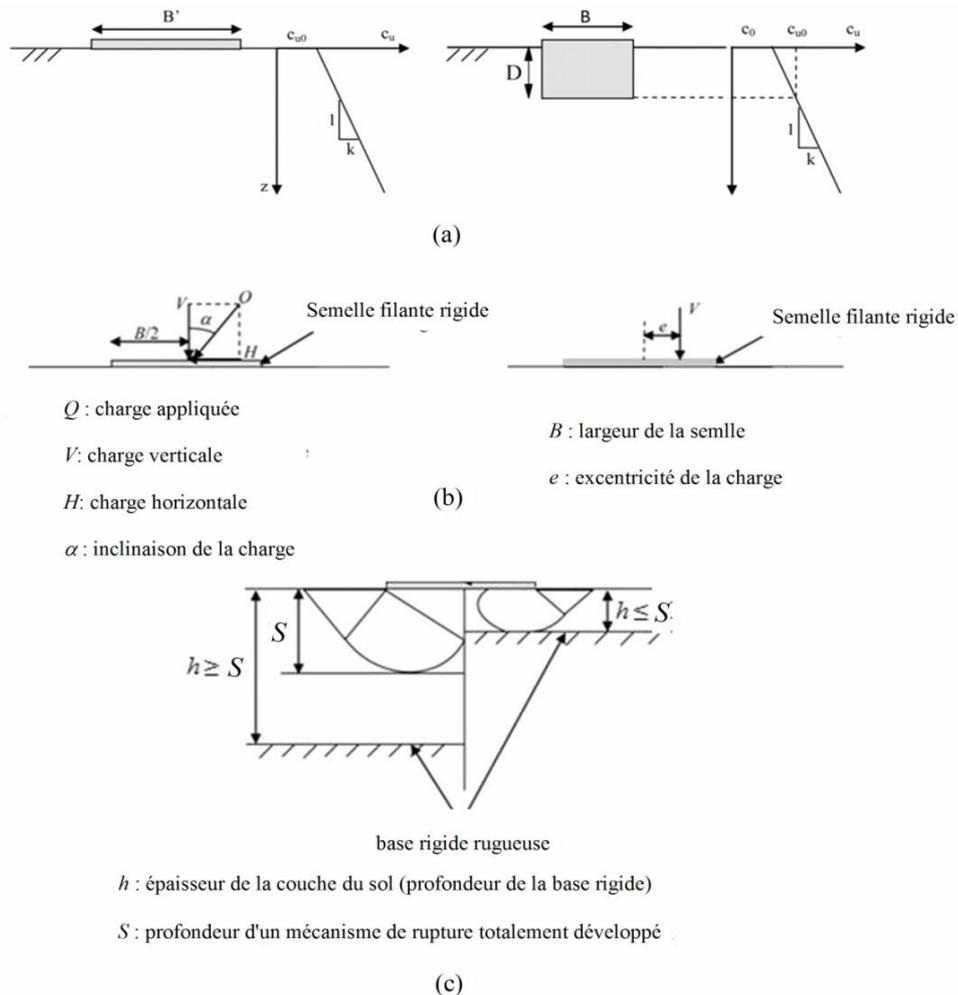


Figure 2.1 Notations et cas considérés pour l'étude de la capacité portante des fondations superficielles offshore : (a) fondation sur sol non homogène ; (b) fondation sous une charge excentrée et inclinée ; (c) fondation au dessus d'une base rigide à faible profondeur

## 2.2. Capacité portante des semelles reposant sur la surface d'un sol cohérent homogène

### 2.2.1. Semelle sous charge verticale centrée

Prandtl (1920) a déterminé la valeur exacte de la capacité portante d'une fondation soumise à une charge verticale centrée et reposant sur la surface d'un sol horizontal non pesant et homogène. La valeur exacte du facteur de capacité portante  $N_c^{filante}$  est égale à  $(\pi+2)$  pour une semelle filante. Reissner (1924) et Novotortsev (1938) ont travaillé dans le même esprit sur d'autres configurations de semelles reposant toujours sur un sol sans poids volumique.

Dans le cas d'une semelle rigide circulaire sous une force verticale centrée, reposant sur la surface d'un sol homogène purement cohérent, Levin (1955) a trouvé des bornes supérieures de la capacité portante. Shield (1955) a établi un champ de contrainte complet sous la semelle dans le cas d'une interface sol - semelle lisse, la valeur exacte trouvée du facteur de portance  $N_c^{circ}$  est égale à 5,69. Par ailleurs, Eason et Shield (1960) ont repris la solution dans le cas d'une interface sol-semelle rugueuse, le facteur de portance déterminé est égal à 6,05.

Par l'utilisation de la théorie de l'équilibre limite, Mandel et Salençon (1972) ont analysé la capacité portante d'une semelle filante sous charge verticale sur une argile homogène sous-jacente de base rigide lisse et rugueuse, la Figure 2.2 montre la géométrie du problème. Les résultats obtenus sont présentés sous formes de facteurs de portance  $F_c = N'_c/N_c$ , où  $N'_c$  est le facteur de portance en présence de la base rigide et  $N_c$  est le facteur de portance en l'absence de la base rigide.

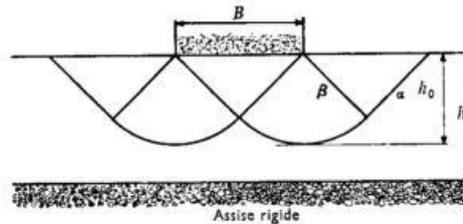


Figure 2.2 Géométrie du problème, schéma de Prandtl ( $\varphi=0$ ), d'après Mandel et Salençon (1972)

Les valeurs de  $F_c$  sont présentés dans les tableaux 2.1 et 2.2 pour le cas d'une interface rugueuse et lisse, respectivement. Mandel et Salençon (1972) ont constaté que la capacité portante dépend du rapport largeur de la fondation/épaisseur de la couche  $B/h$  et du contact d'interface entre la couche de sol et la base rigide. Il est clair que le  $F_c$  augmente avec la diminution de l'épaisseur de la couche du sol.

Tableau 2.1 Valeurs de  $F_c$  en fonction de  $B/h$ , base rigide interface rugueuse, Mandel et Salençon (1972)

$B/h$	$N_c$				
	5,14( $\varphi=0^\circ$ )	8,34( $\varphi=10^\circ$ )	14,8( $\varphi=20^\circ$ )	30,1( $\varphi=30^\circ$ )	75,3( $\varphi=40^\circ$ )
2	1,02	1,11	1,39	2,5	11,10
3	1,11	1,35	2,12	6,36	82,20
4	1,21	1,62	3,29	17,4	721
5	1,3	1,95	5,17	50,2	6396
6	1,4	2,33	8,29	150	$6,23 \cdot 10^4$
8	1,59	3,34	22	1444	$6,05 \cdot 10^6$
10	1,78	4,77	61,5	$1,48 \cdot 10^4$	$6,26 \cdot 10^8$

Tableau 2.2 Valeurs de  $F_c$  en fonction de  $B/h$ , base rigide interface lisse, Mandel et Salençon (1972)

$B/h$	$N_c$				
	5,14 ( $\varphi=0^\circ$ )	8,34 ( $\varphi=10^\circ$ )	14,83 ( $\varphi=20^\circ$ )	30,14( $\varphi=30^\circ$ )	75,31( $\varphi=40^\circ$ )
2	0,778	0,699	0,622	0,562	0,560
3	0,808	0,774	0,776	0,891	1,470
4	0,861	0,879	0,997	1,460	3,90
5	0,918	0,994	1,260	2,330	10,6
6	0,972	1,110	1,580	3,780	30,4
8	1,07	1,36	2,49	10,50	253
10	1,17	1,66	3,96	30,20	2367

### 2.2.2. Semelle sous un chargement généralisé

Par l'approche cinématique et statique de l'analyse limite, Salençon et Pecker (1995a, 1995b) ont étudié le problème de la portance des semelles filantes sous une charge inclinée et excentrée en tenant compte des champs de vitesse définis analytiquement à travers un nombre de paramètres géométriques. Dans ce travail le sol de type Tresca classique et Tresca sans résistance à la traction sont associés à une interface sol-semelle de type Tresca sans résistance à la traction. Taiebat et Carter (2000) ont appliqué des calculs élasto-plastiques au système tridimensionnel en utilisant la méthode des éléments finis, pour déterminer la portance d'une semelle circulaire sous un chargement combiné, reposant sur la surface d'un sol cohérent homogène. L'étude porte éventuellement sur la définition de la surface ultime dans l'espace des paramètres de chargement ( $V$ ,  $H$ ,  $M$ ) et sur l'identification de la loi d'écoulement global de la fondation. Le sol a été traité comme un matériau de Tresca et l'interface sol-semelle a été supposé parfaitement collée. La surface ultime établie par Taiebat et Carter (2000) est présentée sur la Figure 2.3. Dans le cas d'une interface à contrainte de tension illimitée, le moment ultime  $M_{ult}$  est mobilisé lorsque la charge verticale est nulle ( $V=0$ :  $M=M_{ult}$ ). Cela se produit en raison de l'adhérence totale le long de l'interface sol-fondation.

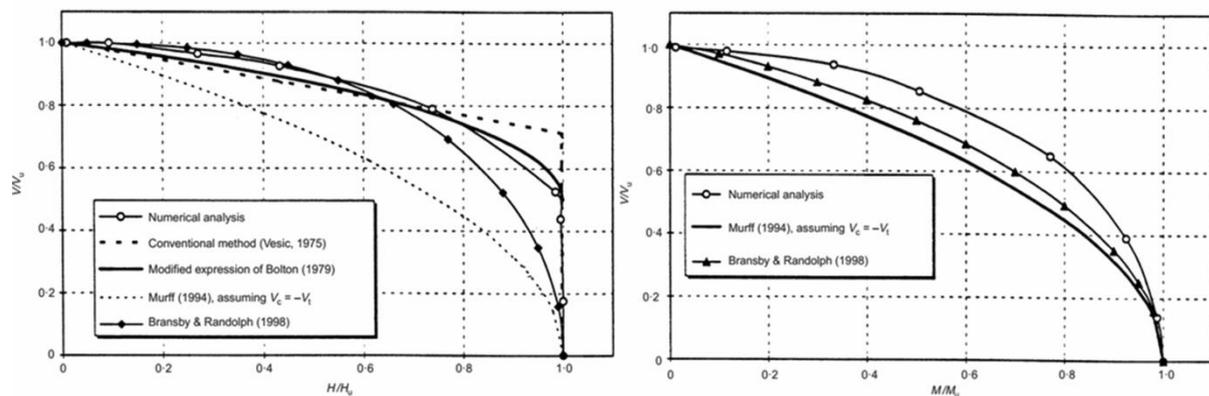


Figure 2.3 Courbes enveloppe ( $V-H$ ) et ( $V-M$ ) pour une fondation filante avec interface sol-fondation à pleine tension (entièrement liée), Taiebat et Carter (2000)

La méthode du suivi de l'évolution élasto-plastique par éléments finis a été utilisée aussi par Taiebat et Carter (2002). Des modèles bidimensionnels et tridimensionnels ont été développés pour étudier la capacité portante des semelles filantes et circulaires sur un sol cohérent homogène. Cette étude examine les surfaces de rupture dans le plan des paramètres de chargement  $V-M$ . La Figure 2.4 montre la géométrie déformée du sol et de la fondation, ainsi que les courbes enveloppes dans le plan de chargement  $V-M$ , dans le cas des semelles filantes et circulaires avec une interface sans résistance de traction (avec détachement), la valeur maximale du moment  $M_{max}$  est mobilisée à  $0,5 V_{max}$  (à  $V=0$ :  $M=0$ ).

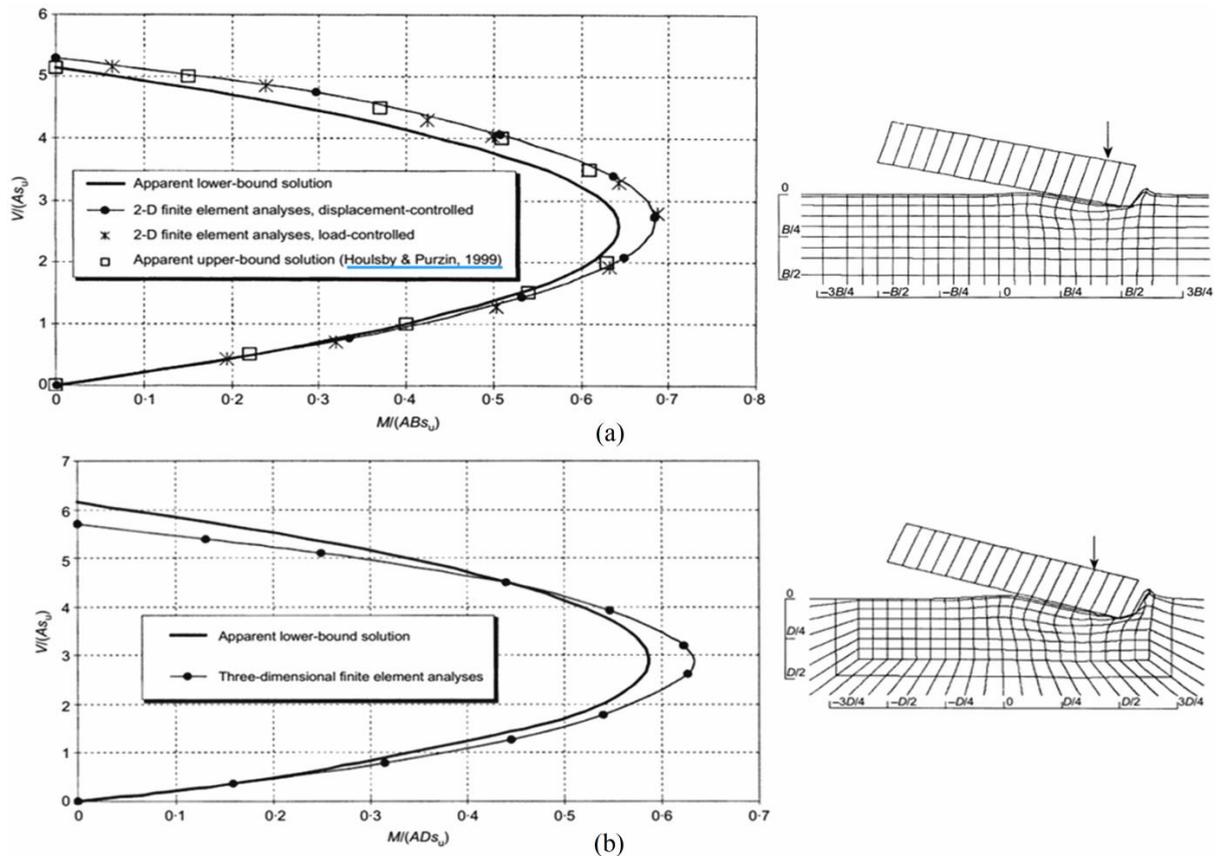


Figure 2.4 Courbes enveloppes ( $V-M$ ) et géométrie déformée (interface avec détachement), (a) fondation filante ; (b) fondation circulaire, Taiebat et Carter (2002)

## 2.3. Capacité portante des semelles reposant sur un sol cohérent non homogène

### 2.3.1. Semelle sous charge verticale centrée

Dans le cas des argiles normalement consolidées, il est couramment reconnu que la cohésion non drainée  $c_u$  augmente avec la profondeur, en raison de la diminution de l'indice des vides avec la profondeur, sous l'effet de la consolidation par le poids propre du sol, en particulier pour les argiles normalement consolidées (Skempton, 1948 ; Bishop, 1966). La prise en compte de cette augmentation dans les calculs varie d'une situation à l'autre. Bien que dans le cas d'une semelle de petite largeur, il est possible de prendre une valeur constante de  $c_u$ . Cependant, dans le cas des grandes semelles, comme les fondations offshore, la variation de la cohésion avec la profondeur peut influencer d'une manière importante la capacité portante. Dans la littérature géotechnique, le problème de l'augmentation de la cohésion non drainée avec la profondeur a été examiné par de nombreux auteurs.

La capacité portante d'une fondation filante reposant sur une argile non homogène a été étudiée par Nakase (1966) et Raymond (1967), en utilisant la méthode du cercle de glissement. Egalement, en utilisant la méthode des caractéristiques, une solution exacte de la

capacité portante a été obtenue par Davis et Booker (1973), dans le cas d'une semelle filante lisse et rugueuses, reposant sur une argile non homogène. Il est intéressant de noter que dans le cas d'une argile homogène, la première solution analytique exacte a été trouvée par Prandtl (1920), en traitant le problème d'une fondation chargée par une force verticale centrée et reposant sur une argile sans poids volumique. Davis et Booker (1973) ont trouvé que le taux d'accroissement de la cohésion avec la profondeur augmente la capacité portante, ainsi ils ont proposé l'équation suivante :

$$q_u = Q/B = F[(2 + \pi)c_0 + \rho B/4] \quad (2.1)$$

Où  $Q$  : charge de rupture ;  $F$  : facteur de correction,  $\rho$  : taux d'augmentation de la cohésion  $c_u$  avec la profondeur,  $c_0$  : cohésion à la base de la fondation. La Figure 2.5 montre les champs de contrainte pour le cas d'une fondation rugueuse.

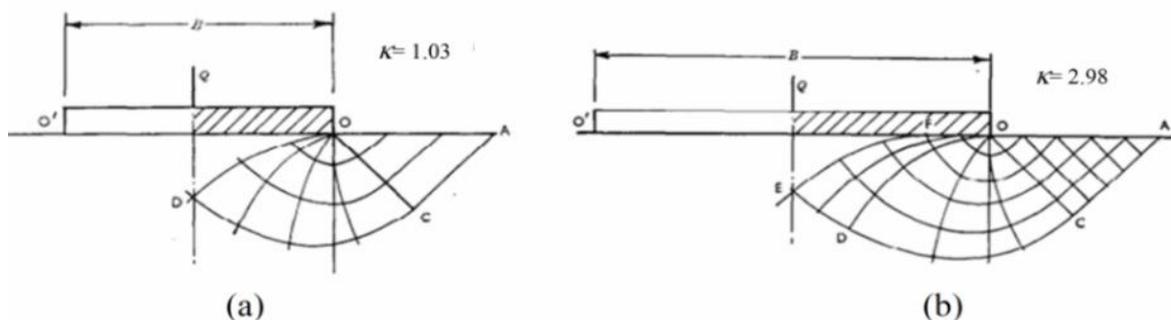


Figure 2.5 Champs de contrainte pour une semelle rugueuse (a) semelle étroite, (b) semelle large, d'après Davis et Booker (1973)

L'effet de la non-homogénéité du sol sur la distribution des pressions sous une semelle filante lisse est illustré sur la Figure 2.6. Pour le cas du sol homogène ( $\rho B/c_0=0$ ), la distribution de pression sous la semelle lisse est uniforme et constante sur la largeur de la semelle, alors que dans le cas d'un sol non homogène ( $\rho B/c_0 > 0$ ), les pressions augmentent vers l'axe de la semelle. La Figure 2.6 montre qu'il n'y a pas d'augmentation de pression au bord de la semelle et les magnitudes maximales de pression se produisent au niveau de l'axe de la semelle. Il est clair que les pressions augmentent avec l'accroissement de la non-homogénéité du sol. Davis et Booker (1973) ont trouvé que le taux d'augmentation de la cohésion  $\rho$  joue un rôle similaire à celui de la densité  $\gamma$  pour un matériau cohérent-frottant homogène.

Salençon et Matar (1979) ont obtenu une solution exacte pour la capacité portante des semelles filantes et circulaires, sous charge verticale et reposant sur une couche de sol d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur  $g(B \text{ ou } D)/C_0$ . La construction de champs de contraintes par un calcul global utilisant la méthode des caractéristiques a

permis de surmonter l'erreur introduite par l'hypothèse de superposition et de la quantifier. Les résultats ont été présentés sous forme d'abaques (Fig. 2.7).

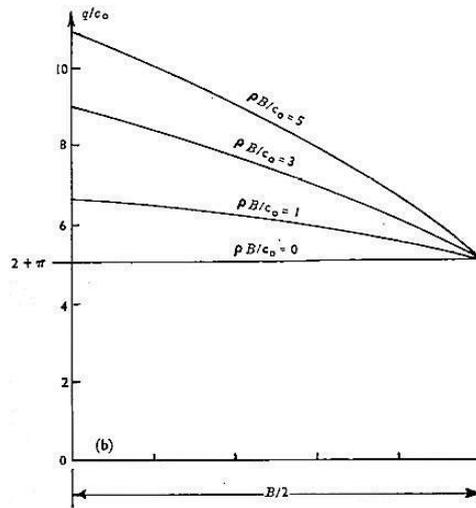


Figure 2.6 Distribution de la pression à la rupture dans le cas d'une semelle filante lisse, d'après Davis et Booker (1973)

Pour un chargement vertical centré, les solutions obtenues par Matar et Salençon (1979) et Salençon et Matar (1982) pour une fondation filante et circulaire respectivement, sont données par les expressions suivantes :

$$q_{u(\text{filante})} = q + \mu_c c_0 \left( N'_c + \frac{1}{4} \frac{gB}{C_0} \right) \tag{2.2}$$

$$q_{u(\text{circulaire})} = q + \nu (q_{u(\text{filante})} - p) \tag{2.3}$$

où :  $q$  est la surcharge appliquée ;  $\mu_c$  et  $N'_c$  sont des coefficients présentés sous forme d'abaques (Fig. 2.7) en fonction de  $gB/C_0$  et  $B/h$  de tels sorte qu'ils sont lus directement ou interpolés.

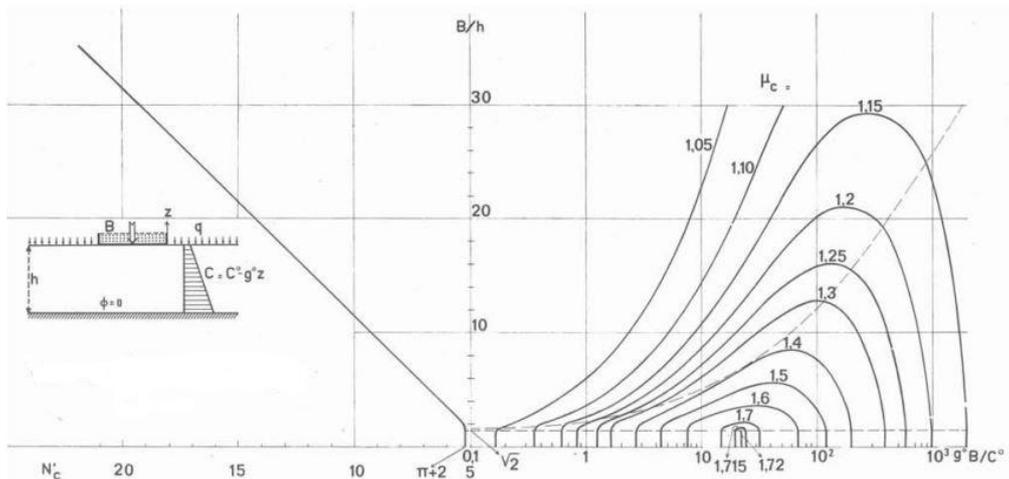


Figure 2.7 Courbes « iso-  $\mu_c$  », d'après Matar et Salençon (1979)

où  $\nu$  est un coefficient de forme pour une semelle circulaire en fonction de  $D/h$  et  $gD/C_0$  donné au moyen du diagramme sur la Figure 2.8.

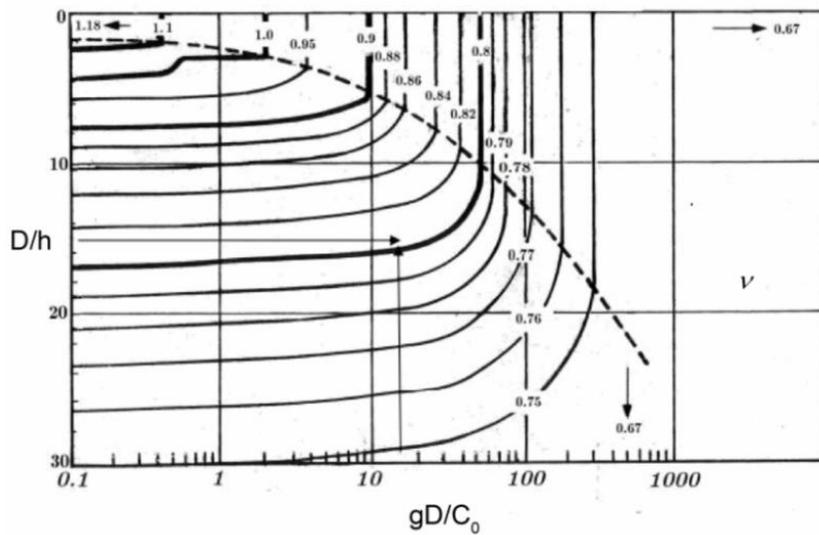


Figure 2.8 Valeurs du paramètre  $\nu$  en fonction de  $D/h$  et  $gD/C_0$  d'après Salençon et Matar (1982)

Le gradient vertical de cohésion a été également étudié par Houlsby et Wroth (1983) dans le contexte de la méthode de lignes de glissement. Kusakabe *et al.* (1986) ont fourni des bornes supérieures de la capacité portante par l'approche cinématique. Ils ont trouvé que l'augmentation du taux de la non-homogénéité conduit à une diminution du facteur de forme et de l'étendue de la zone plastique sous la fondation (Fig. 2.9).

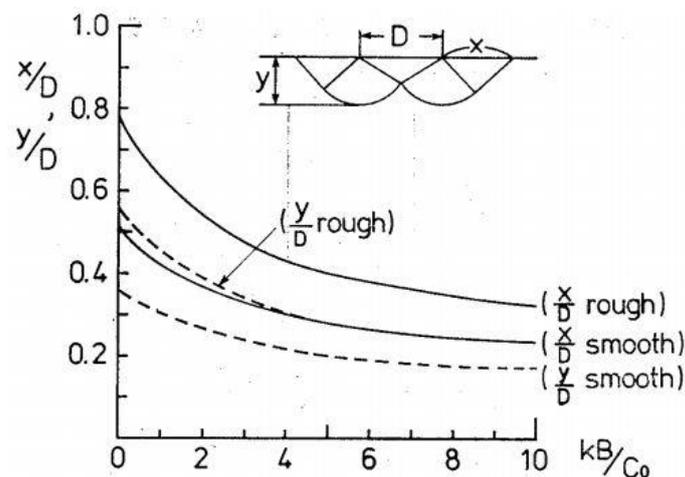


Figure 2.9 Variation de la zone plastique en fonction de  $kB/C_0$ , d'après Kusakabe *et al.* (1986)

Reddy *et al.* (1991) ont présenté des solutions pour la capacité portante des semelles filantes et circulaires encastées et soumises à une force verticale centrée, (Fig. 2.10). Ils ont utilisé la méthode des caractéristiques pour étudier l'effet d'un gradient vertical de cohésion sur les

facteurs de portance, en supposant une interface sol-semelle lisse. Ils ont trouvé que la cohésion a une petite influence sur le facteur de portance  $N_c$ , qui augmente linéairement avec l'accroissement de la non-homogénéité avec la profondeur.

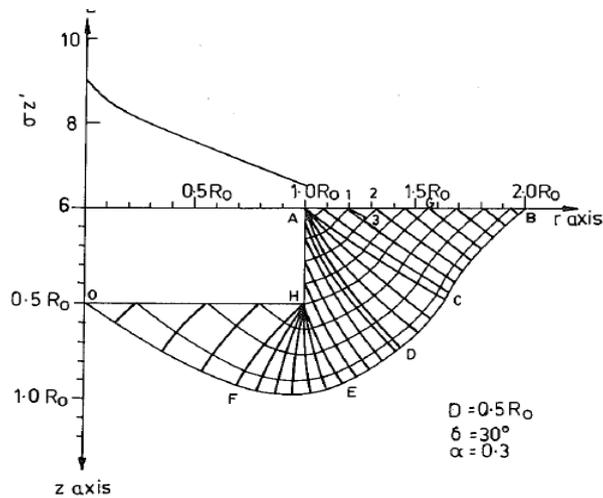


Figure 2.10 Schéma de mécanisme de rupture, d'après Reddy *et al.* (1991)

Pour étudier la capacité portante d'une fondation circulaire encastrée dans une argile non homogène, Tani et Craig (1995) ont élaboré des analyses par la méthode des lignes de glissement et ils ont réalisé des tests en centrifugeuse afin de vérifier les résultats des analyses théoriques. La Figure 2.11 présente une semelle circulaire typique testée en centrifugeuse. La comparaison des résultats théoriques et expérimentaux a permis de trouver une différence d'environ 6% à 17%.

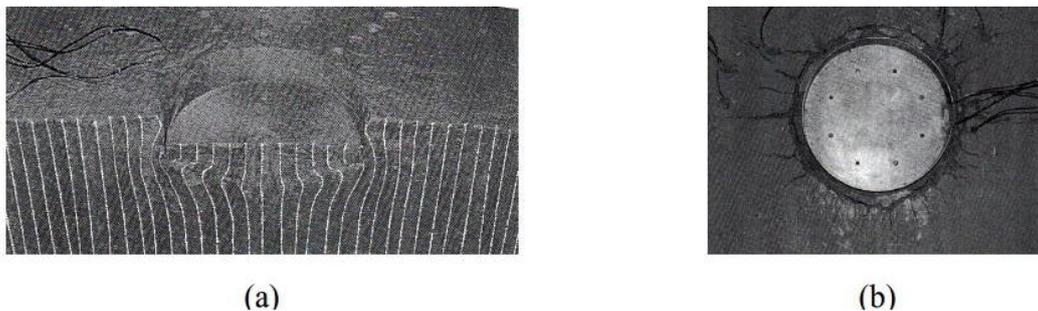


Figure 2.11 Résultats typiques d'un test en centrifugeuse sur une semelle circulaire, (a) déformation du sol argileux ; (b) semelle sur la surface du sol, Tani et Craig (1995)

La méthode des éléments finis a été utilisée par Griffiths (1982), pour déterminer la capacité portante d'une fondation filante lisse et rugueuse reposant sur la surface d'un sol cohérent dont la cohésion varie linéairement avec la profondeur. La Figure 2.12 montre les résultats de facteur de portance  $N_c$  et la distribution des contraintes au dessous de la semelle. Il a été démontré que l'accroissement du degré de non-homogénéité augmente le facteur de portance et produit une distribution triangulaire du diagramme de contrainte sous la semelle.

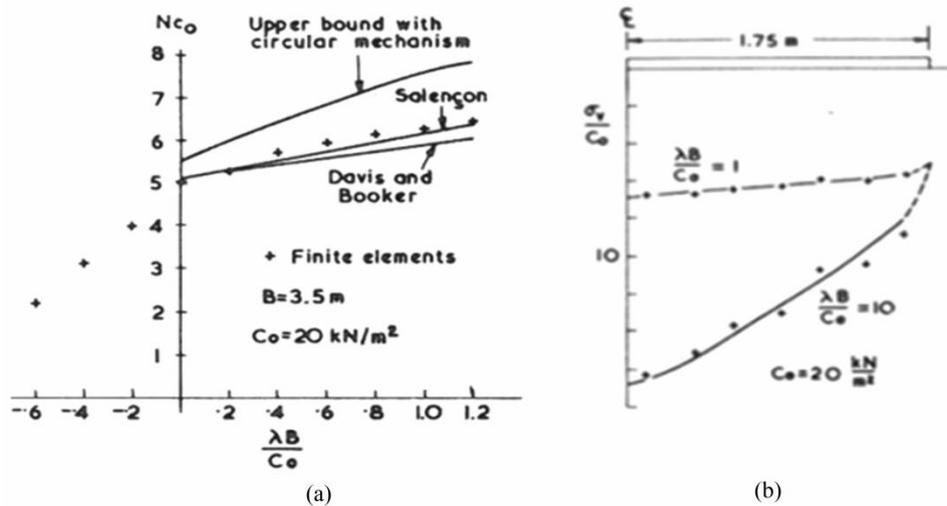


Figure 2.12 Résultats obtenus par Griffiths (1982) (a) facteur de portance  $N_c$  (b) distribution des contraintes au dessous de la semelle

Martin (2004) a étudié la capacité portante des semelles filantes et circulaires reposant à la surface d'un sol purement cohérent non homogène, en utilisant un programme basé sur la méthode des caractéristiques. Les résultats ont été présentés sous forme de facteur de capacité portante  $N_c$  et comparés à ceux de Houlsby et Wroth (1983) et Tani et Craig (1995) (tableau 2.3). Il est clair que la réduction du facteur de portance est contrôlée par la valeur du degré d'hétérogénéité  $\kappa$  ; plus  $\kappa$  est grand, plus les facteurs  $N_c$  sont augmentés. Les résultats de Martin (2004) montrent que pour les grandes valeurs de  $\kappa$ , le facteur de portance d'une semelle filante, est supérieur d'environ 30% par rapport au cas d'une semelle circulaire.

Tableau 2.3 Valeurs de  $N_c$  pour les semelles filantes et circulaires, interface lisse ( $l$ ) et rugueuse ( $r$ )

	semelle filante			semelle circulaire			
	ABC Martin (2004)	Houlsby et Wroth (1983)	Tani et Craig (1995)	ABC Martin (2004)	Houlsby et Wroth (1983)	Tani et Craig (1995)	
$\kappa=kB/c_0$							
0	( $r$ )	5,142	5,14	5,14	6,048	6,05	6,34
	( $l$ )	5,142	5,14	5,14	5,689	5,69	5,69
1	( $r$ )	6,609	-	6,84	6,946	-	-
	( $l$ )	5,982	-	-	6,246	-	-
2	( $r$ )	7,597	7,57	7,75	7,626	7,61	7,70
	( $l$ )	6,661	6,66	6,66	6,723	6,74	6,72
4	( $r$ )	9,130	9,08	9,23	8,740	8,71	8,77
	( $l$ )	7,819	7,82	7,82	7,556	7,58	7,55
6	( $r$ )	10,42	10,37	10,49	9,695	9,67	9,72
	( $l$ )	8,839	8,84	8,84	8,300	8,33	8,30
8	( $r$ )	11,58	11,52	-	10,56	10,54	-
	( $l$ )	9,781	9,78	-	8,990	9,03	-
10	( $r$ )	12,66	12,67	12,73	11,37	11,33	11,38
	( $l$ )	10,67	10,67	10,67	9,642	9,67	9,64

Houlsby et Martin (2003) ont également utilisé la méthode des lignes de glissement pour l'étude du facteur de portance  $N_c$  d'une semelle conique encastrées, en supposant des cotés lisses et une rugosité variable de l'interface sol-semelle. Le tableau 2.4 présente quelques résultats du facteur  $N_c$  en fonction de la profondeur d'encastrement et le degré de non-homogénéité  $\kappa$ . L'analyse de ces résultats montre que le rapport d'encastrement a un effet significatif sur le facteur de capacité portante. La différence en  $N_c$  est attribuée à la variation de la valeur de cohésion au niveau de la base de fondation.

Tableau 2.4 Valeurs de  $N_c$  (fondation circulaire) en fonction de  $d/D$  et  $\kappa$  (Houlsby et Martin, 2003)

$\kappa'$ ( $kD/s_{um}$ )	$d/D$	Base roughness factor $\alpha$					
		0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0.0	0.0	5.690	5.855	5.974	6.034	6.052	6.052
	0.1	5.967	6.127	6.238	6.290	6.298	6.298
	0.25	6.314	6.467	6.570	6.611	6.613	6.611
	0.5	6.785	6.927	7.020	7.048	7.047	7.048
	1.0	7.492	7.627	7.703	7.709	7.714	7.714
	2.5	8.824	8.944	8.991	8.993	8.987	8.990
1.0	0.0	6.249	6.469	6.651	6.794	6.895	6.946
	0.1	6.482	6.692	6.867	7.003	7.095	7.138
	0.25	6.741	6.940	7.106	7.234	7.317	7.350
	0.5	7.048	7.237	7.393	7.509	7.577	7.599
	1.0	7.469	7.644	7.787	7.884	7.933	7.942
	2.5	8.264	8.319	8.525	8.595	8.608	8.615
2.0	0.0	6.725	6.983	7.203	7.385	7.529	7.632
	0.1	6.852	7.084	7.295	7.463	7.593	7.676
	0.25	6.979	7.203	7.394	7.547	7.660	7.725
	0.5	7.148	7.357	7.532	7.667	7.760	7.804
	1.0	7.447	7.628	7.782	7.897	7.963	7.984
	2.5	8.157	8.266	8.427	8.503	8.527	8.527

La Figure 2.13 montre la variation des modes de ruptures avec l'augmentation du rapport d'encastrement de la fondation, d'après Randolph et Gourvenec (2010)

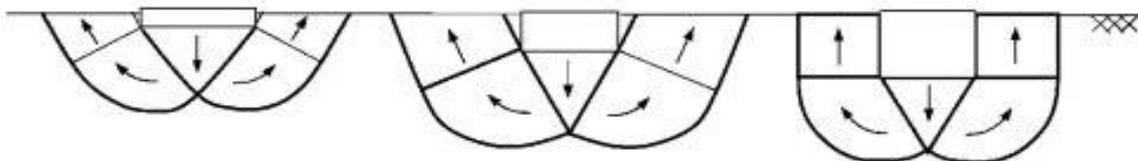


Figure 2.13 Modes de rupture des fondations encastrées sous charge verticale, d'après Randolph et Gourvenec (2010)

La capacité portante des fondations encastrées, dans une argile non homogène, a été étudiée par Yun et Bransby (2007). La Figure 2.14 montre les différents cas de fondations superficielles offshore étudiés. Des analyses par éléments finis et des tests sur modèles en centrifugeuse ont été effectués. Ils ont trouvés que la capacité d'une fondation à jupes sous charge verticale peut être considérée normalement comme le cas d'une fondation rigide avec une profondeur d'encastrement égale à la profondeur de la jupe. La comparaison a montré un bon accord entre les résultats numériques et les résultats expérimentaux.

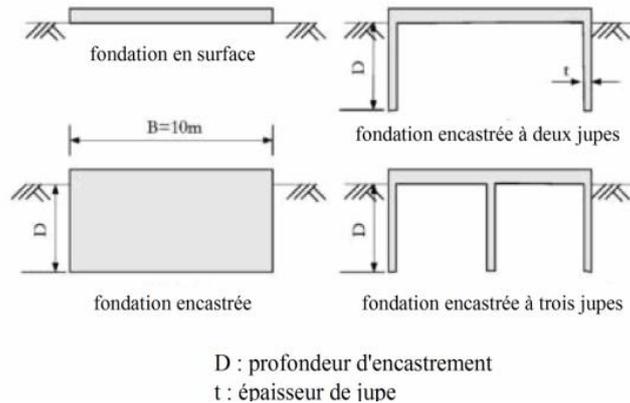


Figure 2.14 Différents cas étudiés pour une fondation superficielle offshore, Yun et Bransby (2007)

La Figure 2.15 illustre la variation de la capacité portante en fonction de la non-homogénéité du sol, pour différents types de fondations offshore. Il est clair que la capacité portante augmente avec l'accroissement de la non-homogénéité du sol. La comparaison entre les résultats des différents types de fondations, montre qu'il y a une petite différence entre la portance des fondations solide encastrées et celle obtenue dans le cas des fondations encastrées à jupes.

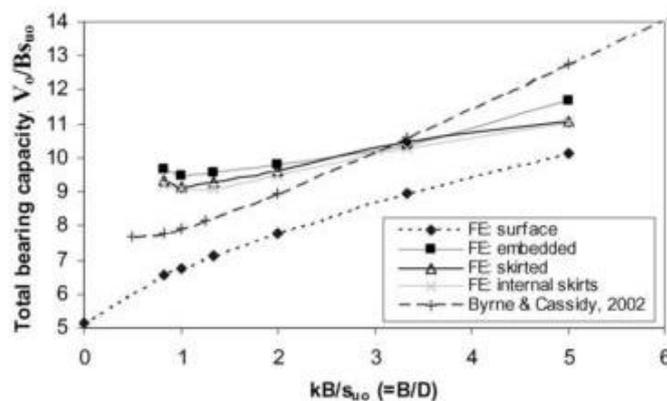


Figure 2.15 Variation de la capacité portante en fonction de  $kB/s_{u0}$ , Yun et Bransby (2007)

Gourvenec et Mana (2011) ont utilisé la méthode des éléments finis en combinaison avec l'analyse limite pour déterminer les facteurs de portance des semelles filantes et circulaires avec une interface lisse et rugueuse, en considérant différents rapports d'encastrement. Les

résultats sont illustrés sur les Figures 2.16 et 2.17 respectivement pour les cas d'une fondation filante et circulaire. Dans le cas d'un sol homogène ( $kB/s_{um}=0$ ),  $N_{c0}$  augmente avec l'accroissement de la profondeur d'encastrement. Pour le cas d'un sol non homogène ( $kB/s_{um}>0$ ), aucune tendance claire est observée pour l'augmentation ou la diminution du  $N_{c0}$  avec l'augmentation du rapport d'encastrement. La variation de  $N_{c0}$  est liée à l'effet de normalisation de  $q_u$  par la valeur de cohésion  $s_{u0}$  au niveau de la base de fondation.

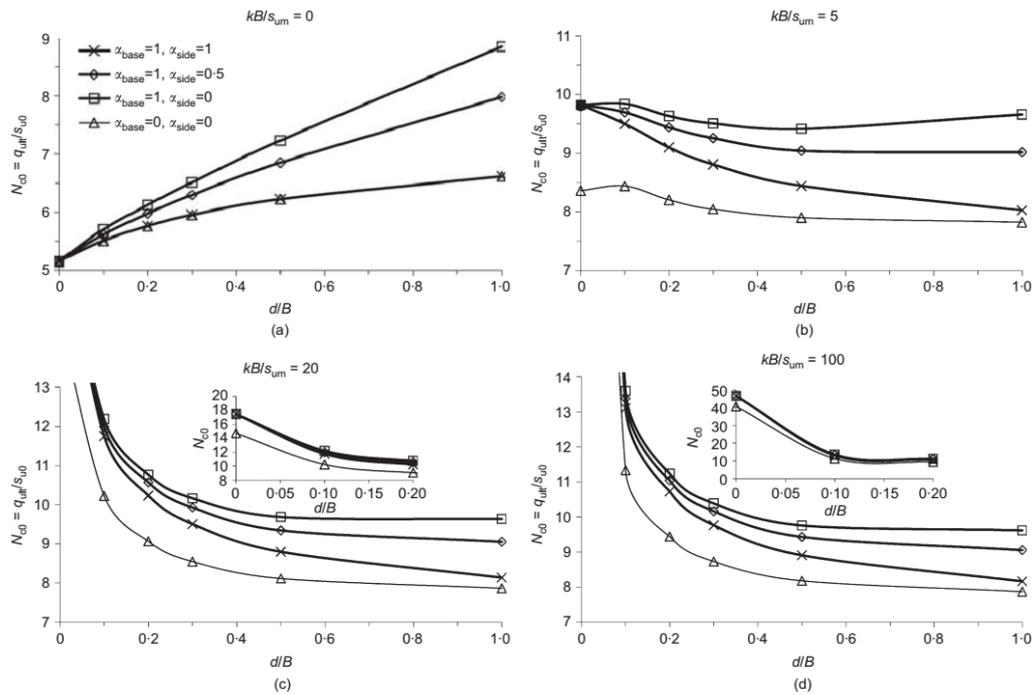


Figure 2.16  $N_{c0}$  en fonction de  $d/B$  et  $kB/s_{um}$  pour une fondation filante, Gourvenec et Mana (2011)

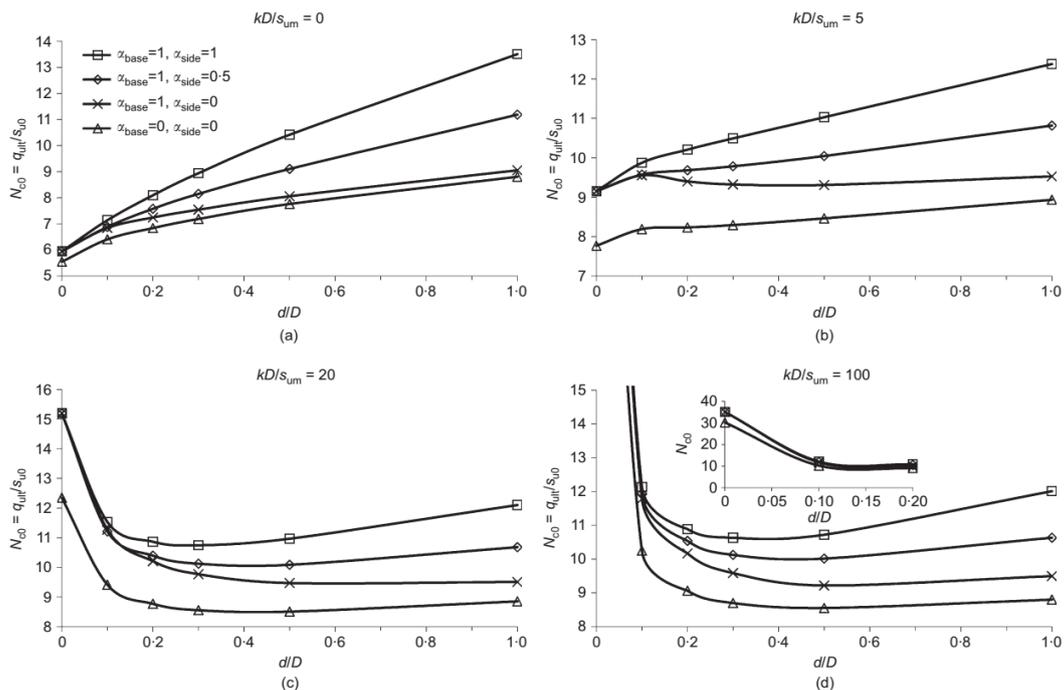


Figure 2.17  $N_{c0}$  en fonction de  $d/D$  et  $kB/s_{um}$  pour une fondation circulaire, Gourvenec et Mana (2011)

L'effet des jupes dans la base de la semelle sur la capacité portante d'une fondation offshore a été étudié par Mana *et al.* (2013). L'étude numérique par la méthode des éléments finis a été menée en déformation plane en considérant l'influence de l'espacement entre les jupes, sur la base du critère selon lequel le sol confiné par les jupes devrait idéalement se déplacer en bloc rigide. La Figure 2.18 montre les différents cas étudiés. Mana *et al.* (2013) ont trouvé que la profondeur d'encastrement des jupes et le degré de non-homogénéité du sol ont tous une influence significative sur le nombre de jupes internes requises. Egalement, Mana *et al.* (2013) ont indiqué que l'absence d'un nombre suffisant des jupes permet la production d'une déformation plastique dans le sol à l'intérieur de la fondation.

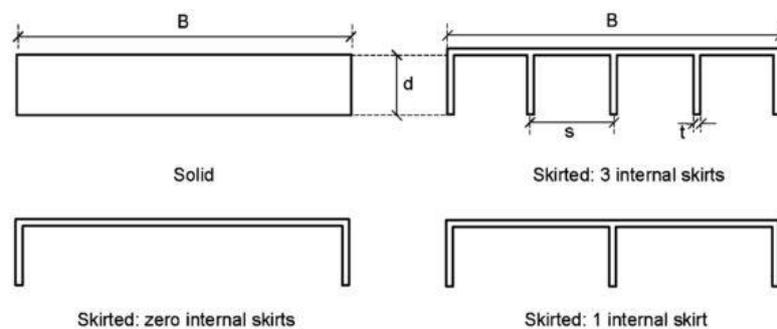


Figure 2.18 Différents cas étudiés, Mana *et al.* (2013)

Par ailleurs, Benmoussa (2013) a analysé numériquement l'évolution élasto-plastique en utilisant le code FLAC 2D en différences finies, pour déterminer les facteurs de portance d'une semelle filante, reposant sur la surface d'une argile bicouche de cohésion non drainée variable linéairement avec la profondeur. Les cas considérés de la variation linéaire de la cohésion avec la profondeur sont présentés sur la Figure 2.19.

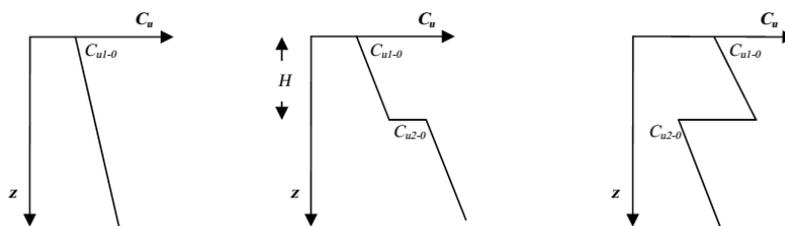


Figure 2.19 Variation de la cohésion avec la profondeur, d'après Benmoussa (2013)

Les facteurs de portance déterminés pour le cas d'une seule couche d'argile, avec une cohésion non drainée croissante linéairement avec la profondeur, sont présentés sur la Figure 2.20. Les facteurs obtenus ont été comparé aux résultats Reddy *et al.* (1991) et Davis and Booker (1973). Il est clair que dans le cas d'une semelle lisse, les résultats de Benmoussa

(2013) sont en excellent accord avec les solutions théoriques obtenues par Davis et Booker (1973) et Reddy *et al.* (1991).

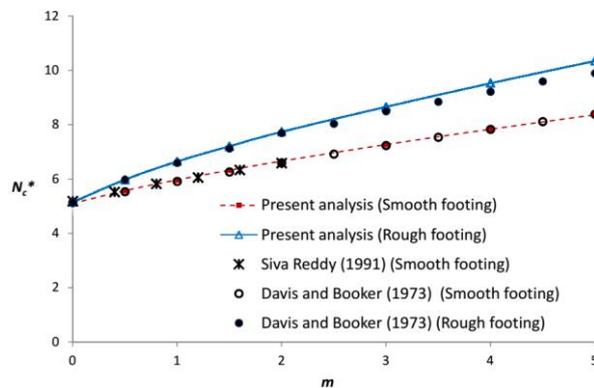


Figure 2.20 Facteurs de portance obtenus par Benmoussa (2013)

### 2.3.2. Semelle sous un chargement généralisé

Dans le cadre de l'analyse par éléments finis et l'approche cinématique du calcul à la rupture des fondations offshore, Bransby et Randolph (1998) ont analysé la réponse des semelles circulaires sur un sol cohérent avec un gradient vertical de cohésion, soumises à un chargement comportant la force verticale, horizontale et du moment ( $V, H, M$ ). Ils supposent que la forme de la surface ultime d'une semelle circulaire et une semelle filante est la même, avec une seule différence qui concerne les valeurs maximales de la force verticale, horizontale et du moment. La Figure 2.21 montre une comparaison des champs de vitesse et surface de rupture dans le plan de chargement  $V-H$  des deux approches utilisées. Ensuite, Bransby et Randolph (1999) ont étendu les configurations considérées au cas d'une profondeur d'encastrement significative.

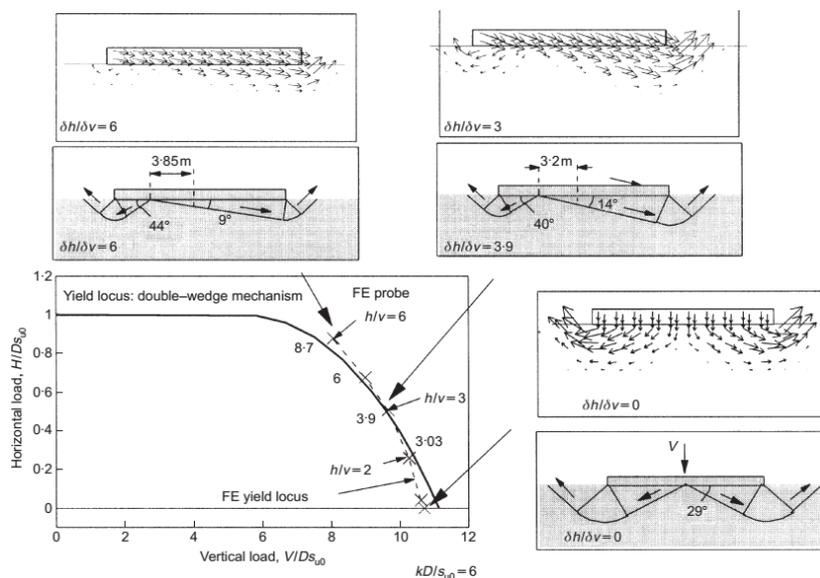


Figure 2.21 Comparaison des champs de vitesse et surface de rupture de l'approche cinématique et les éléments finis, d'après Bransby et Randolph (1998)

La formulation numérique de l'analyse limite par la discrétisation en éléments finis a été effectuée par Ukritchon *et al.* (1998), pour l'estimation de la capacité portante d'une fondation filante, reposant sur une argile non homogène et soumise à un chargement combiné. La Figure 2.22 montre le maillage utilisé pour l'analyse limite des bornes supérieure et inférieure.

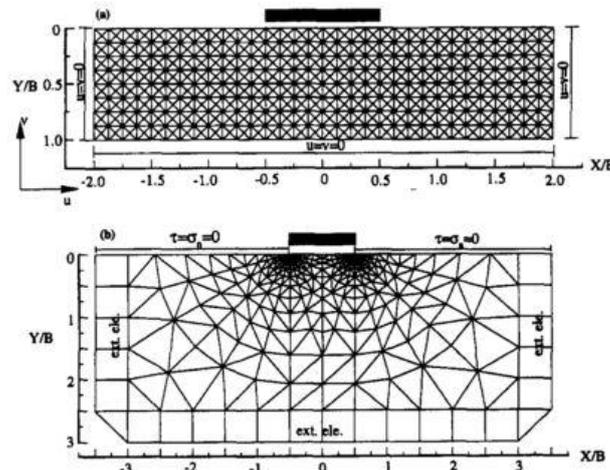


Figure 2.22 Maillage en éléments finis utilisé pour l'analyse limite (a) approche supérieure, (b) approche inférieure, d'après Ukritchon *et al.* (1998)

Les résultats obtenus par Ukritchon *et al.* (1998) sont présentés sous forme de facteurs de capacité portante (Fig. 2.23) et courbes enveloppes (Fig. 2.24).

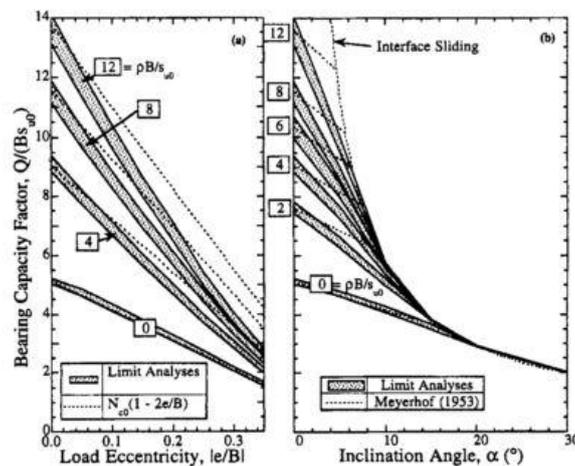


Figure 2.23 Facteurs de capacité portante, (a) chargement vertical excentré, (b) chargement incliné centré, d'après Ukritchon *et al.* (1998)

Ukritchon *et al.* (1998) ont trouvé que les facteurs de portance empiriques existants pour le cas d'un chargement incliné et excentré sont conservateurs, c'est-à-dire, ils sous-estiment la portance de l'ordre de 20%, pour le cas des fondations reposant sur une argile homogène. Ainsi, les mêmes facteurs de correction peuvent devenir totalement peu fiables quand il existe un gradient important de cohésion non drainé.

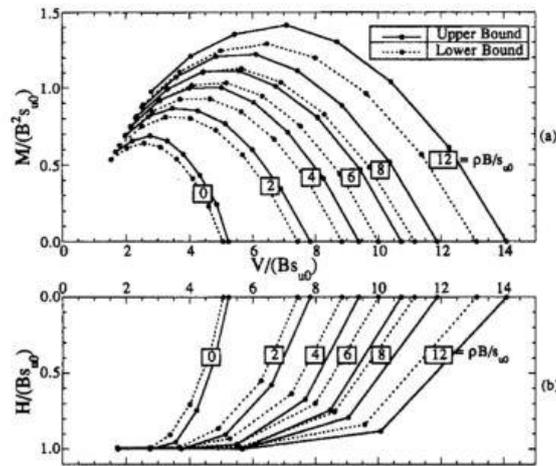


Figure 2.24 Courbes enveloppes, (a) chargement V-M, (b) chargement V-H, d’après Ukritchon *et al.* (1998)

Dans le cas d’un sol homogène, l’effet de l’orientation de la charge appliquée sur les mécanismes de rupture est montré sur la Figure 2.25. On peut observer un changement de mécanisme de rupture constitué par un coin actif pénétrant verticalement pour  $\alpha = 0$ , vers à un coin coulissant pour le cas de  $\alpha = 45^\circ$ . Aussi, il est clair que le volume de la zone de rupture diminue, lorsque l’excentricité de la charge verticale augmente.

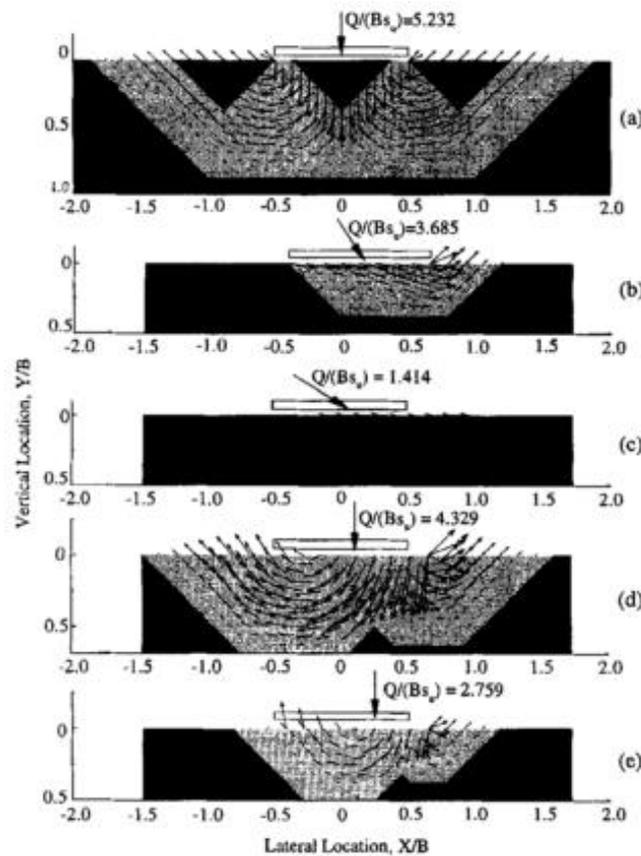


Figure 2.25 Mécanismes de rupture, (a)  $\alpha=0^\circ$ ,  $e/B=0$ , (b)  $\alpha=15^\circ$ ,  $e/B=0$ , (c)  $\alpha=45^\circ$ ,  $e/B=0$ , (d)  $\alpha=0^\circ$ ,  $e/B=0,10$ , (e)  $\alpha=0^\circ$ ,  $e/B=0,25$ , d’après Ukritchon *et al.* (1998)

Gourvenec et Randolph (2003) ont évalué la capacité portante des semelles filantes et circulaires, sous chargement combiné. Les résultats sont présentés sous forme des courbes enveloppes où ils ont étudié l'effet de la non-homogénéité sur la forme et la taille de ces courbes. La Figure 2.26 montre les courbes enveloppes normalisées, en fonction de la non-homogénéité du sol, dans les plans de chargement  $V-H$ ,  $V-M$  et  $H-M$ . Ils ont trouvé qu'une forme unique se maintient effectivement dans le plan de chargement  $V-H$ , pour les fondations filantes et circulaires, mais dans le cas des plans de chargement  $V-M$  et  $H-M$ , la taille globale de l'enveloppe de rupture normalisée diminue lorsque le degré de la non-homogénéité augmente.

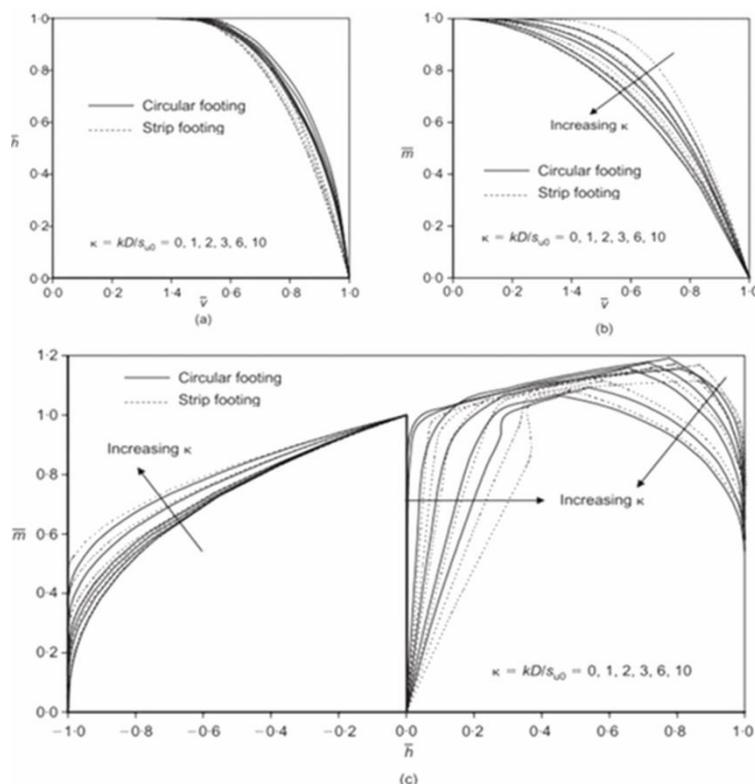


Figure 2.26 Surfaces de rupture des semelles filantes et circulaires pour différents plans de chargement, (a)  $V-H$ , (b)  $V-M$ , (c)  $H-M$ , d'après Gourvenec et Randolph (2003)

Martin et Houlsby (2000) ont étudié expérimentalement le problème de la capacité portante d'une fondation offshore de type spudcan, soumise à un chargement combiné ( $V$ ,  $H$ ,  $M$ ), et reposant sur une argile non drainée dont la cohésion varie avec la profondeur. Les essais à gravité unitaire ont été effectués, en laboratoire, par un appareil d'essai spécialement conçu pour effectuer des tests « swipe » et des essais de charge verticale. Ils ont utilisé une assise circulaire de 125 mm de diamètre et des spécimens de kaolin reconstitué. L'objectif général de ce travail est d'étalonner un modèle de comportement charge-déplacement, basé sur la plasticité, dans un espace de chargement combiné ( $V$ ,  $H$ ,  $M$ ). Leurs résultats indiquent que les

concepts de plasticité d'érouissage sont applicables également pour former un modèle de comportement pour des fondations superficielles dans une argile non drainée.

Le même problème précédent a été étudié numériquement par Martin et Houlsby (2001). Ils ont utilisé un modèle numérique tridimensionnel en éléments finis, d'une fondation spudcan soumise à un chargement combiné ( $V, H, M$ ), et reposant sur une argile non drainée dont la cohésion varie avec la profondeur. Ce modèle numérique, appelé « Modèle B », est basé sur les résultats des essais en laboratoire (Martin et Houlsby, 2000). Ils ont trouvé que la surface de rupture obtenue ne permet pas une prédiction réaliste de rupture graduelle observée expérimentalement.

L'effet de la géométrie des fondations à jupe et des fondations en bloc rigide, encastrées dans une argile non homogène, sur leur capacité portante sous charge combinée a été étudié par Bransby et Yun (2009). En conséquence, une série d'analyses par éléments finis a été réalisée en déformation plane. Bransby et Yun (2009) ont trouvé que la capacité portante non drainée des fondations à jupes pourrait être considérablement inférieure à celle des fondations en bloc rigide pour le cas des sols normalement consolidés. La réduction de la capacité portante est due à un mécanisme de rupture dans lequel le sol entre les jupes est déformé.

L'effet de l'encastrement des jupes et la non-homogénéité du sol a été étudié par Gourvenec et Barnett (2011), en utilisant la méthode des éléments finis, pour une fondation filante sous chargement combiné ( $V-H-M$ ). Les résultats sont présentés sur la Figure 2.27 sous forme des courbes enveloppes normalisés ( $V-H$  et  $V-M$ ) pour  $0 < D/B < 1$  et  $0 < \kappa < 6$ . Gourvenec et Barnett (2011) ont proposés une expression approximative pour prédire la capacité portante non drainée des fondations à jupes sous chargement combiné ( $V-H-M$ ). La relation proposée est valable pour plusieurs rapports d'encastrement  $D/B$  et de gradient vertical de cohésion  $\kappa$ . Un ajustement conservateur aux enveloppes de rupture peut être décrit par l'expression elliptique suivante :

$$\left(\frac{h}{h^*}\right)^\alpha + \left(\frac{m}{m^*}\right)^\alpha + 2\beta\left(\frac{hm}{h^*m^*}\right) = 1 \quad (2.4)$$

Avec :  $h = H/H_{ult}$  ;  $m = M/M_{ult}$  ;  $h^*$ ,  $m^*$  sont en fonction de  $v = V/V_{ult}$  qui décrivent la forme des enveloppes de ruptures dans les plans  $V-H$  et  $V-M$  respectivement (Fig. 2.27).

Une courbe conservatrice adaptée à la limite inférieure de capacité en  $v-h$  ( $m = 0$ ) et  $v-m$  ( $h = 0$ ) peut être définie par des polynômes cubiques :

$$h^* = 1 - 0,217v + 1,009v^2 - 1,792v^3 \quad (2.5)$$

$$m^* = 1 - 0,112v + 0,535v^2 - 1,423v^3 \quad (2.6)$$

L'exposant  $\alpha$  et le constant  $\beta$  sont des paramètres d'ajustement qui varient avec le rapport d'encastrement et peuvent être décrits par des polynômes quadratiques :

$$\alpha = 1,30 + 1,05\left(\frac{D}{B}\right) - 0,55\left(\frac{D}{B}\right)^2 \quad (2.7)$$

$$\beta = 0,15 - 1,45\left(\frac{D}{B}\right) + 0,67\left(\frac{D}{B}\right)^2 \quad (2.8)$$

La Figure 2.27 montre que les courbes enveloppes tombent dans une bande étroite. Une tendance générale de contraction a été observée lors de l'augmentation du rapport d'encastrement  $D/B$  et le degré de non-homogénéité  $\kappa$ . Les résultats montrent que la taille et la forme des enveloppes de ruptures pour les fondations superficielles sous chargement combiné dépendent de la combinaison de charges, du rapport d'encastrement  $D/B$  et du degré de non-homogénéité de la cohésion  $\kappa$ . La courbe conservatrice d'ajustement définit une courbe enveloppe normalisée dépendant uniquement du rapport d'encastrement. Bien que l'expression approximative est conservatrice, toutefois elle est largement moins conservatrice que la théorie classique de la capacité portante, en particulier pour les faibles charges verticales et à mesure que le rapport d'encastrement augmente.

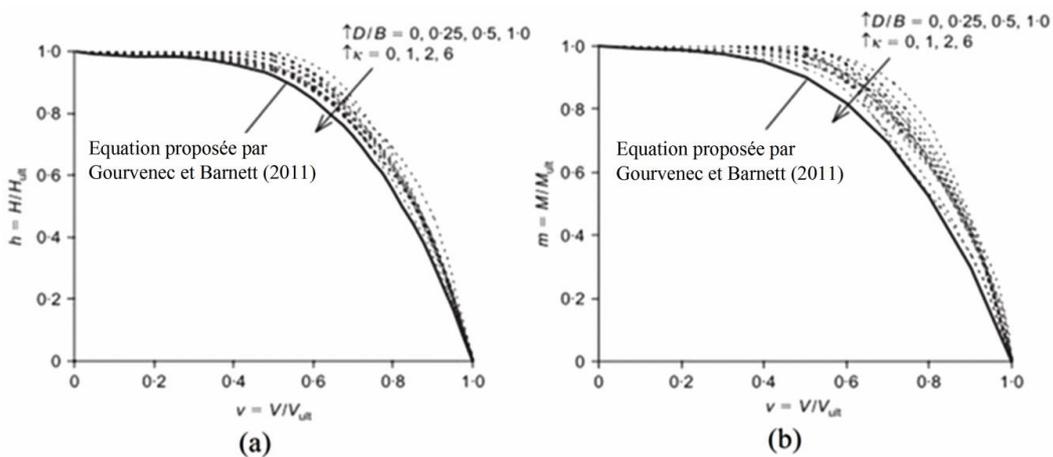


Figure 2.27 Courbes enveloppes en fonction de  $D/B$  et  $\kappa$ , (a)  $v-h$ , (b)  $v-m$ , d'après Gourvenec et Barnett (2011)

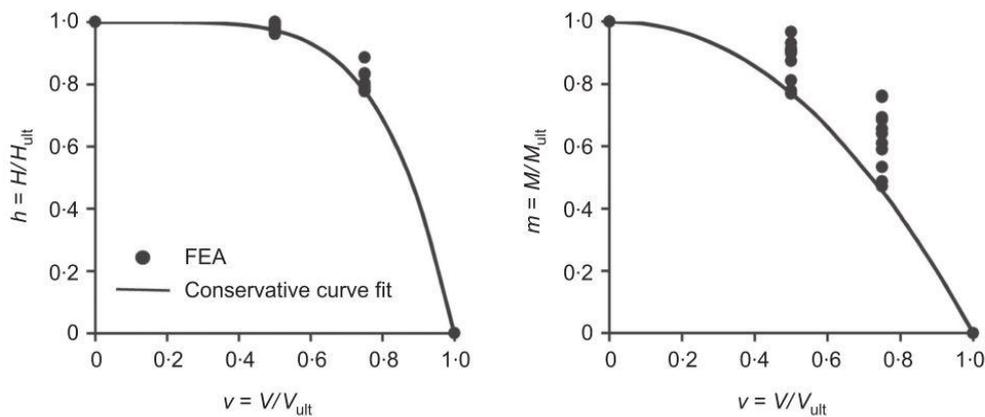
L'étude de l'évolution élastoplastique par éléments finis a été utilisée aussi par Vulpe *et al.* (2014) pour l'analyse de la capacité portante des fondations circulaires encastrees sous chargement généralisé ( $V-H-M$ ). Les capacités uni-axiales et les enveloppes de rupture sont

présentées pour une gamme de rapport d'encastrement  $d/D=0$  à 0,5 et des valeurs du degré de non-homogénéité du sol  $\kappa=0$  à 100. Le tableau 2.7 présente les valeurs de facteurs de portance verticale  $N_{cV}$ , horizontale  $N_{cH}$ , et de moment  $N_{cM}$ .

Tableau 2.5 Valeurs des facteurs de portance  $N_{cV}$ ,  $N_{cH}$  et  $N_{cM}$ 

$d/D$	$\kappa=kD/s_{um}$	$N_{cV}$	$N_{cH}$	$N_{cM}$
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

La Figure 2.28 montre les courbes enveloppes pour le chargement  $v-h$  et  $v-m$ , où  $h = H/H_{ult}$ ,  $v = V/V_{ult}$  et  $m = M/M_{ult}$ . Vulpe *et al.* (2014) ont proposés la même expression d'approximation de Gourvenec et Barnett (2011) donné par l'équation 2.4, mais avec des paramètres d'ajustement en fonction de  $d/D$  et  $\kappa$ .

Figure 2.28 Courbes enveloppes  $v-h$  et  $v-m$  pour une fondation circulaire encastree dans un sol non homogène, d'après Vulpe *et al.* (2014)

Les polynômes cubiques proposés par Vulpe *et al.* (2014) sont:

$$h^* = 1 - v^q \quad (2.9)$$

$$m^* = 1 - v^p \quad (2.10)$$

Avec  $q = 4,69$  et  $p = 2,12$ . Les valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  sont données dans les tableaux 2.5 et 2.6 pour  $0 \leq V/V_{ult} \leq 1$  et  $V/V_{ult} \leq 0,5$  respectivement.

Tableau 2.6 Valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  pour  $0 \leq V/V_{ult} \leq 1$ , d'après Vulpe *et al.* (2014)

$\kappa$	$\alpha$				$\beta$			
	$d/D$				$d/D$			
	0	0-10	0-25	0-50	0	0-10	0-25	0-50
0	1-63	1-93	2-16	1-61	-0-05	-0-16	-0-44	-0-60
6	2-00	1-85	1-94	1-76	0-06	-0-10	-0-27	-0-55
20	2-46	2-09	1-90	1-99	-0-01	-0-02	-0-21	-0-48
60	2-89	2-12	1-99	2-02	0-13	0-02	-0-24	-0-46
100	3-12	2-05	2-00	1-65	0-13	0-00	-0-22	-0-48

Tableau 2.7 Valeurs de  $\alpha$  et  $\beta$  pour  $V/V_{ult} \leq 0,5$ , d'après Vulpe *et al.* (2014)

$\kappa$	$\alpha$				$\beta$			
	$d/D$				$d/D$			
	0	0-10	0-25	0-50	0	0-10	0-25	0-50
0	2-13	2-33	2-33	1-46	-0-26	-0-28	-0-49	-0-57
6	2-58	2-09	2-10	1-76	-0-11	-0-23	-0-35	-0-55
20	2-83	2-47	2-01	1-83	-0-03	-0-15	-0-29	-0-55
60	3-32	2-51	2-10	2-19	0-04	-0-13	-0-29	-0-51
100	3-74	2-56	2-12	1-90	0-08	-0-12	-0-27	-0-48

La Figure 2.28 montre que, pour toutes les valeurs du rapport d'encastrement  $d/D$  ou de la non-homogénéité du sol  $\kappa$ , les courbes enveloppes normalisées dans le plan  $v-h$  tombent dans une bande étroite. Alors que, les courbes enveloppes normalisées dans le plan  $v-m$  sont plus diversifiées. Vulpe *et al.* (2014) ont trouvé que la forme des courbes enveloppes est influencée fortement par le rapport d'encastrement de la fondation et le degré de non-homogénéité du sol, et faiblement par le niveau de mobilisation de la charge verticale.

Shen *et al.* (2016) ont étudié la capacité portante non drainée des fondations filantes et circulaires sous chargement combiné, reposants sur la surface d'un sol non homogène. Ils ont supposé une interface sol-fondation sans contrainte de traction. Les résultats des analyses par la méthode des éléments finis sont présentés sous forme des courbes enveloppes et comparés à ceux calculés à partir de théorie classique de la capacité portante. La Figure 2.29 montre les courbes enveloppes dans le plan de chargement  $V-H$  pour les fondations filantes et circulaires. Pour le cas d'une fondation filante reposant sur un sol homogène ( $\kappa=0$ ), les résultats de l'analyse par éléments finis sont en bon accord avec celles de la solution classique. Tandis que, pour le cas des fondations filantes et circulaires qui reposent sur un sol non homogène ( $\kappa>0$ ), les courbes enveloppes divergent de plus en plus avec l'augmentation du degré de non-homogénéité du sol.

Shen *et al.* (2016) ont trouvé que la représentation des courbes enveloppes avec des charges normalisées par  $As_{u0}$  ne reflète pas, avec précision, l'effet de la non-homogénéité du sol sur la

capacité portante dans le plan  $V-H$ . La Figure 2.30 montre les courbes enveloppes dans le plan  $V-M$ . Dans le cas d'une fondation filante, les résultats de la méthode classique basée sur la règle de surface effective, sont généralement en accord avec l'approche de la limite inférieure de Bransby (2001), en utilisant le concept de «fondation à l'échelle» (Houlsby et Puzrin 1999). Pour toutes les valeurs de  $\kappa$ , les courbes enveloppes obtenues par l'analyse en éléments finis tombent à l'extérieur des courbes enveloppes obtenues par la méthode classique. Pour le cas d'une fondation circulaire, les résultats de l'analyse par éléments finis sont en accord avec celles de la solution classique, mais avec une légère disparité due à la prédiction de la capacité verticale uni-axiale prévue par les calculs numériques en éléments finis.

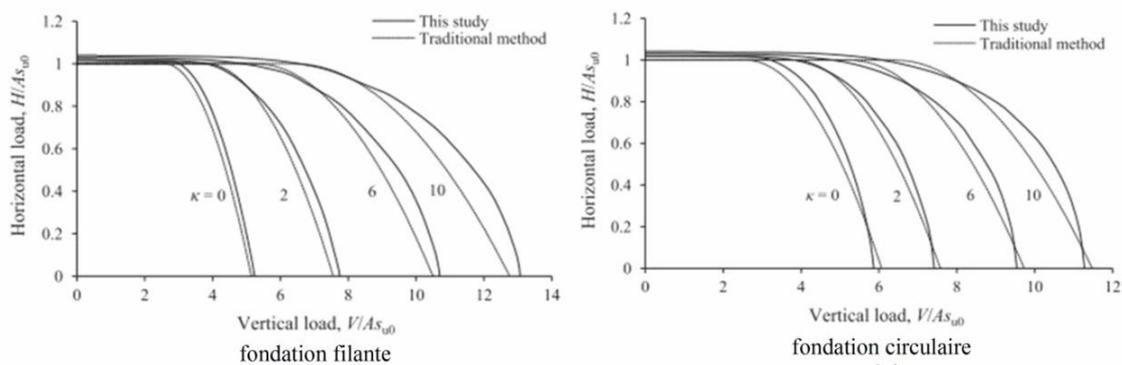


Figure 2.29 Courbes enveloppes dans le plan de chargement  $V-H$ , d'après Shen *et al.* (2016)

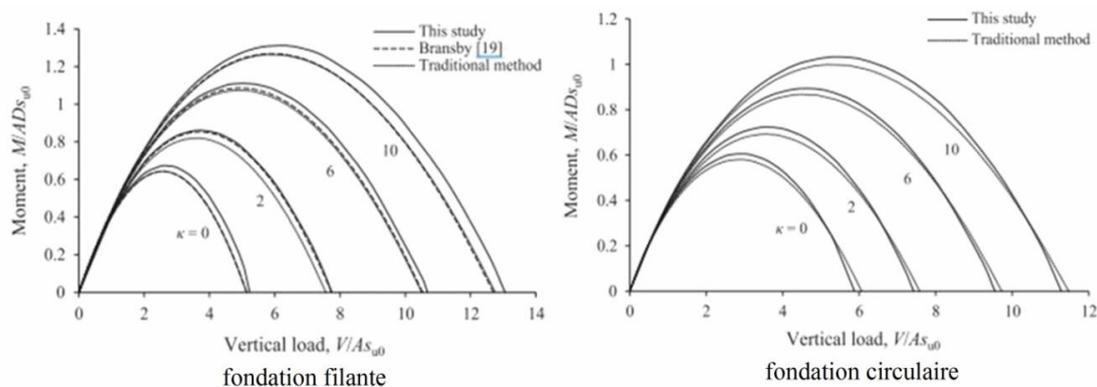


Figure 2.30 Courbes enveloppes dans le plan de chargement  $V-M$ , d'après Shen *et al.* (2016)

## 2.4. Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté une synthèse bibliographique concernant les études effectuées pour l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles offshore. De nombreuses études expérimentales, théoriques et numériques ont été consacrées à l'évaluation de l'influence de la non-homogénéité du sol et le chargement combiné (incliné ou excentré) appliqué sur la fondation. Plusieurs solutions exactes et approchées ont été proposées par

nombreux auteurs, pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles offshore.

Dans le cas des sols homogènes ( $\kappa=0$ ), l'augmentation de la non-homogénéité de la cohésion et l'encastrement de la fondation a une tendance régulière qui sert à augmenter la portance de la fondation. Pour des sols non homogènes ( $\kappa>0$ ), aucune tendance claire concernant l'effet de la variation de l'encastrement ou la non-homogénéité de la cohésion du sol. Il a été trouvé que l'augmentation du taux de non-homogénéité conduit à une diminution du facteur de forme et de l'étendue de la zone plastique sous la fondation.

Pour le cas du chargement combiné, la taille et la forme des courbes enveloppes dépendent du rapport d'encastrement de la fondation et de la non-homogénéité du sol. L'interface entre la fondation et le sol a un effet significatif sur l'évaluation de la capacité portante des fondations sous chargement excentré ( $V-M$ ). Les théories classiques donnent toujours une estimation conservatrice de la capacité portante.

La présence d'une base rigide à faible profondeur au-dessous d'une fondation superficielle est un problème particulier en géotechnique qui n'est étudié que pour le cas d'une semelle sous charge verticale. Ce problème n'est pas encore étudié pour le cas d'une fondation sous charge inclinée. Il a été démontré dans le cadre du calcul à la rupture que la présence d'une base rigide dans la zone de rupture sous la fondation augmente la capacité portante.

## Chapitre III

### Modélisation numérique des fondations superficielles et comportement élasto-plastique

#### 3.1. Introduction

Les lois de comportement utilisées pour l'analyse des géomatériaux ont été et sont encore très largement étudiées. Dans ces analyses, les matériaux (sols, roches, béton, *etc.*) sont assimilés à des milieux continus et soumis à un certain nombre de principes généraux de la physique et de la mécanique. La connaissance de la loi de comportement est nécessaire pour rendre complet le système d'équations de n'importe quel problème de mécanique des milieux continus. La formulation d'une telle loi de comportement est basée sur l'étude de la déformation de la matière sous l'effet des sollicitations qui lui sont appliquées. La loi de comportement doit comporter un nombre restreint de paramètres qui sont facilement identifiables sur des résultats d'essais classiques en laboratoire.

Le comportement mécanique des sols n'est pas linéaire et il dépend du chemin de contraintes. En général, la loi de comportement utilisée par les ingénieurs pour décrire les massifs de sol est la loi élasto-plastique parfaite. Ainsi, lorsque le comportement du sol est non linéaire et irréversible, il est nécessaire d'utiliser les techniques de résolution numérique. Pour l'évaluation de la portance des ouvrages géotechniques, il existe plusieurs méthodes numériques pour déterminer la réponse de ces ouvrages.

Les calculs en déformations, requièrent en général l'utilisation des méthodes du type éléments finis ou différences finies qui ont été utilisées par de nombreux codes de modélisation numériques. La méthode des éléments finis représente le massif du sol par un maillage d'éléments, ainsi la loi de comportement associée à des relations de continuité et de compatibilité inter-éléments permet de décrire le comportement mécanique de matériau, qui contribue à la réponse globale du massif.

La modélisation numérique par éléments finis devient un outil puissant pour étudier les paramètres influençant la capacité portante des fondations superficielles. On présentera donc dans ce chapitre l'outil numérique Plaxis (2012) utilisé dans cette thèse pour étudier la capacité portante des fondations superficielles. Ce chapitre est consacré aussi à la présentation des principes de base des calculs élasto-plastiques, ainsi que le modèle élastique linéaire isotrope – parfaitement plastique avec le critère de Mohr-Coulomb.

### 3.2. Calculs en déformations

La capacité portante des fondations superficielles peut être étudiée par des méthodes numériques, notamment celles des éléments finis et des différences finies. La technique est très commode si l'objectif de l'étude est l'évolution élasto-plastique du système et la méthode a connu une vraie explosion après les années 70, avec un nombre énorme de références sur le sujet. Pour examiner la capacité portante des fondations superficielles, plusieurs études numériques basées sur la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies ont été effectuées dans la littérature, le Tableau 3.1 récapitule les travaux les plus marquants.

Tableau 3.1 Récapitulation des travaux sur la capacité portante des fondations superficielles effectués par des analyses élasto-plastiques

Auteur	Type d'analyse	Type du sol	Modélisation du sol	Interface Sol-fondation	But de l'étude
Griffiths (1982)	2D / MEF	cohérent non homogène et frottant	Mohr-Coulomb	lisse et rugueuse	$N_c, N_q$ et $N_\gamma$
Bransby et Randolph (1997)	2D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	rugueuse	courbes enveloppes
Zhu et Michalowski (2005)	3D / MEF	cohérent homogène	Tresca	rugueuse	$N_c, S_c$
Edwards <i>et al.</i> (2005)	2D / MEF	cohérent homogène	Tresca	lisse et rugueuse	$N_c, S_c, d_c$
Yun et Bransby (2007)	2D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	rugueuse	$N_c$
Gourvenec (2008)	2D / MEF	cohérent homogène	Tresca	rugueuse	$N_{cV}, N_{cH}, N_{cM}$ , courbes enveloppes
Mabrouki <i>et al.</i> (2010)	2D / MDF	cohérent homogène et frottant	Mohr-Coulomb	lisse et rugueuse	$\zeta_\gamma, \zeta_q, \zeta_c$
Gourvenec et Mana (2011)	2D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	lisse et rugueuse	$N_{c0}$
Gourvenec et Barnett (2011)	2D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	rugueuse	$N_c$ , courbes enveloppes
Vulpe (2015)	3D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	lisse et rugueuse	$d_{cV}, d_{cH}, d_{cM}, N_{cV}, N_{cH}, N_{cM}$ , courbes enveloppes
Lee <i>et al.</i> (2016)	2D / MEF	cohérent non homogène	Tresca	rugueuse	$N_c$
Yahia-Cherif <i>et al.</i> (2017)	2D / MDF	frottant	Mohr-Coulomb	rugueuse	$N_\gamma$ , courbes enveloppes

2D : analyse bidimensionnelle ; 3D : analyse tridimensionnelle

MEF : Méthodes des éléments finis ; MDF : Méthode des différences finies

$N_c, N_{c0}, N_{cV}, N_{cH}, N_{cM}, N_\gamma$  : facteurs de portance ;  $\zeta_\gamma, \zeta_q, \zeta_c$  : facteurs d'interférence

$d_c, d_{cV}, d_{cH}, d_{cM}$  : facteurs de profondeur

$S_c$  : facteur de forme

### 3.3. Modélisation numérique et présentation du logiciel de Plaxis (2012)

#### 3.3.1. Modélisation numérique

La modélisation numérique, par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies, permet de déterminer la capacité portante des fondations superficielles offshore, quel que soit le chemin de chargement, à condition de représenter correctement le comportement des différents matériaux.

Les ouvrages réels présentent rarement une géométrie simple. Cependant, l'existence de symétries ou d'une direction prépondérante par rapport aux deux autres permet souvent de réduire le problème géométrique tridimensionnel à un problème bidimensionnel ou à symétrie de révolution (Fig. 3.1). Cette simplification n'est possible que si le problème complet respecte cette symétrie, c'est-à-dire la géométrie, les conditions aux limites et les chargements.

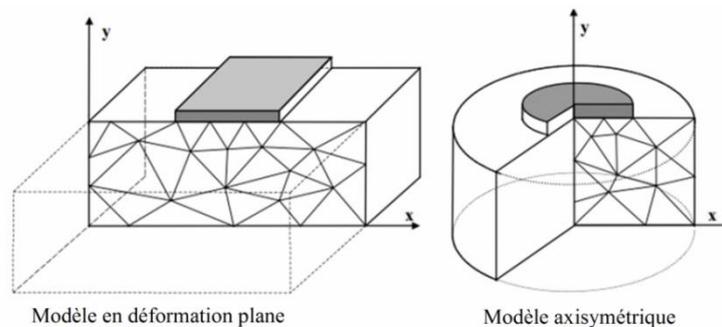


Figure 3.1 Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique, Plaxis (2012)

Les modélisations bidimensionnelles des ouvrages géotechniques peuvent être divisées en deux catégories : les modélisations en déformation plane et les modélisations en symétrie de révolution. Par définition, un solide est en état de déformations planes par rapport au plan  $\{O; x, y\}$  s'il existe un repère  $\{O; x, y, z\}$  tel qu'en tout point M du solide, le champ de déplacement soit de la forme :

$$\begin{cases} u = u(x, y) \\ v = v(x, y) \\ w = 0 \end{cases} \quad (3.1)$$

Le tenseur des déformations est donné comme ci-dessous :

$$[\varepsilon(M)] = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & 0 \\ \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \varepsilon_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

avec :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x}, \varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y}, \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (3.3)$$

En tout point du solide, la direction  $z$  est donc direction principale. Les déformations et les contraintes sont indépendantes de  $z$ . L'état de déformations planes se présente par exemple dans quelques problèmes, tels que les fondations filantes et le cas d'un cylindre d'axe  $Oz$  très long avec des bases fixées et soumis à des forces normales à l'axe  $Oz$  et indépendantes de  $z$ .

Par ailleurs, dans le cas du problème axisymétrique, un point du solide est repéré par ses coordonnées cylindriques  $(r, \theta, z)$ . Chaque point du solide se déplace dans son plan méridien  $(r, z)$ . De plus le champ de déplacement est indépendant de la coordonnée  $\theta$  (Fig. 3.2).

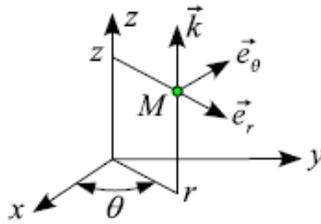


Figure 3.2 Problème axisymétrique

Le champ de déplacements se réduit à :

$$\begin{cases} u = u(r, z) & (\text{déplacement radial}) \\ v = 0 & (\text{déplacement orthoradial}) \\ w = w(r, z) & (\text{déplacement axial}) \end{cases} \quad (3.4)$$

Les déformations sont données comme ci-dessous :

$$\begin{cases} \varepsilon_{rr} = \frac{u}{r}, \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{u}{r}, \varepsilon_{zz} = \frac{w}{z} \\ \gamma_{rz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r}, \gamma_{r\theta} = 0, \gamma_{z\theta} = 0 \end{cases} \quad (3.5)$$

Les modèles axisymétriques sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales. A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée  $x$  représente le rayon et la coordonnée  $y$  correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées  $x$  négatives.

Une modélisation plus rigoureuse consiste à utiliser des modèles tridimensionnels. Toutefois, ce type d'analyse conduit souvent à des temps de calcul très importants. Ainsi, les modèles bidimensionnels permettent bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul. D'après

Mestat (1998), les calculs bidimensionnels sont généralement du côté de la sécurité en exagérant les déformations et en surestimant les contraintes. Le tableau 3.2 présente d'une manière générale les problèmes posés par les approches bidimensionnelle et tridimensionnelle

Tableau 3.2 Avantages et inconvénients des modèles d'ouvrages géotechniques (Mestat, 1998)

Type de modèle	Avantages	Inconvénients - Limitations
Modèle axisymétrique	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Prise en compte d'une géométrie tridimensionnelle particulière</li> <li>- lois de comportement et état initial quelconques</li> <li>- études paramétriques faciles</li> <li>- approche biphasique possible</li> <li>- éléments de contact</li> <li>- phasage de travaux</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ouvrage à symétrie de révolution</li> <li>- respect des conditions de symétrie de révolution pour les terrains</li> <li>- chargement de révolution ou décomposable en une série de Fourier</li> </ul>
Modèle plan (longitudinal ou transversal)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- lois de comportement et état initial quelconques</li> <li>- études paramétriques faciles</li> <li>- approche biphasique possible, calcul de surface libre</li> <li>- éléments de contact</li> <li>- phasage de travaux</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- hypothèse d'un ouvrage de grande longueur (modèle transversal) et ou d'une largeur suffisante (modèle longitudinal)</li> <li>- chargement par mètre linéaire</li> <li>- simulation approximative des renforcements</li> </ul>
Modèle tridimensionnel	<ul style="list-style-type: none"> <li>- géométrie réelle de l'ouvrage et de son environnement</li> <li>- groupe de structures</li> <li>- contraintes initiales quelconques</li> <li>- effet tridimensionnel des renforcements</li> <li>- éléments de contact</li> <li>- phasage de travaux simplifié</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- maillages pas assez raffinés</li> <li>- durée des calculs</li> <li>- lois de comportement simples</li> <li>- approche biphasique et évolution dans le temps délicates à mener</li> <li>- complexité des interactions sols-structure (maillage fin requis)</li> <li>- études paramétriques coûteuses</li> </ul>

La méthode des éléments finis de type déplacements connaît depuis trentaine d'années un développement considérable dans le domaine de la géotechnique, parce qu'elle permet l'analyse du comportement des ouvrages par l'évaluation des champs de déformations et de contraintes sous diverses sollicitations, en considérant l'interaction sol-structure. L'analyse du problème de l'interaction de la fondation avec son environnement est devenue plus précise avec les développements théoriques des lois de comportement non linéaires et les outils de modélisation numérique.

La méthode des éléments finis de type « déplacement » est une méthode de calcul numérique approchée qui consiste à transformer, par l'application d'un principe variationnel, les équations différentielles du problème physique en un système linéaire fini d'équations algébriques. Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des

matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure. La géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis.

### 3.3.2. Présentation du logiciel Plaxis (2012)

Dans cette thèse, le logiciel Plaxis (2012) a été choisi pour la modélisation numérique des fondations superficielles offshore et l'analyse numérique de l'évolution élasto-plastique de la capacité portante, par la méthode des éléments finis. Le logiciel Plaxis (2012) est un code de calcul basé sur la méthode des éléments finis. Il permet de résoudre deux types de problèmes: ceux axisymétriques (d'où provient le nom PLAXIS pour PLasticity AXISymmetry) et ceux répondant aux hypothèses de déformations planes. Plaxis (2012) a été conçu pour opérer dans un espace bidimensionnel. Le logiciel utilise une interface graphique conviviale permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis. Plaxis (2012) intègre de nombreux modèles constitutifs, adaptables à plusieurs types de sol. Chacun d'entre eux nécessite l'apport de paramètres mécaniques spécifiques, descriptifs de la rhéologie du sol. La Figure 3.3 montre un maillage utilisé pour l'étude des problèmes d'interaction sol-structures.

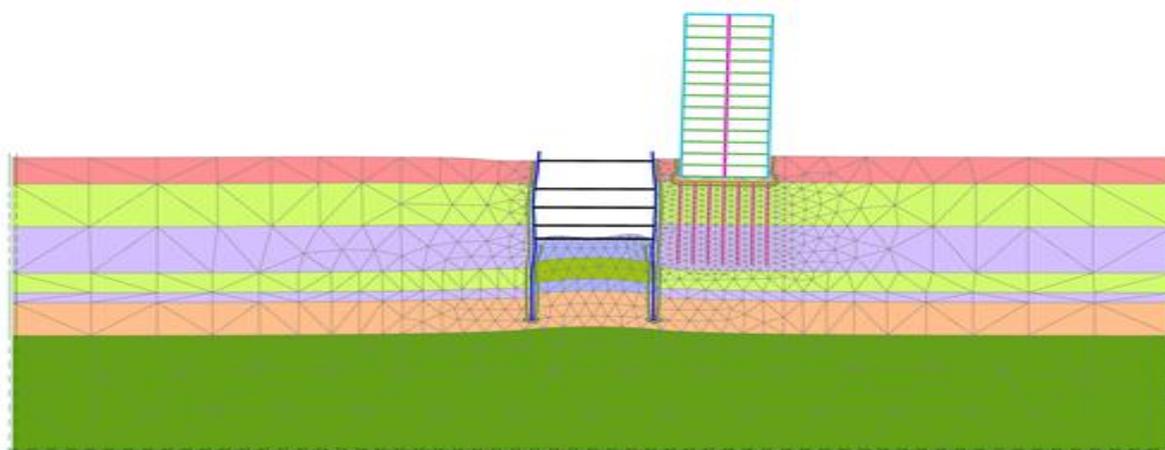


Figure 3.3 Exemples d'un maillage utilisé pour l'étude des problèmes d'interaction sol-structures

Les éléments finis de Plaxis (2012) sont des éléments triangulaires à 15 nœuds ou des éléments triangulaires à 6 nœuds. L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). La Figure 3.4 montre la configuration des deux types d'éléments triangulaires.

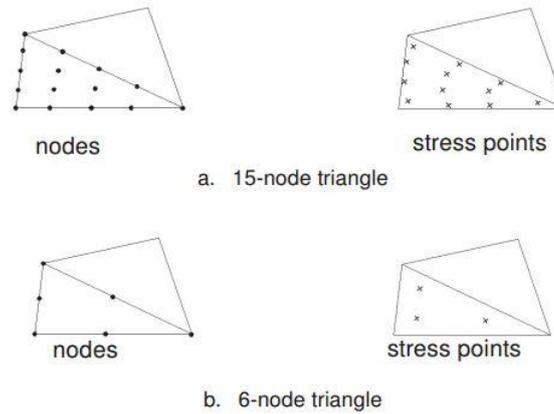


Figure 3.4 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments finis de Plaxis (2012)

Dans le cas de l'élément triangulaire à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss. Le type d'éléments triangulaires pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments triangulaires de sol choisi. Par ailleurs, dans plusieurs cas, l'élément triangulaire à 15 nœuds produit des résultats de haute précision, par exemple, le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et augmentation considérable des temps de calcul.

Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis qui donne des bons résultats dans le cas des analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Parfois, les charges limites et les coefficients de sécurité sont surestimés avec des éléments à 6 nœuds. Ainsi, pour l'évaluation de la charge limite, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

Pour la modélisation de la fondation l'élément plaque (Plate) a été choisi. Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives. Les paramètres les plus importants sont : la rigidité de flexion  $EI$  et la raideur axiale  $EA$ . A partir de ces deux paramètres, l'épaisseur équivalente de la plaque est calculée à partir de l'équation suivante:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (3.6)$$

Dans un modèle d'éléments finis en 2D, les plaques sont modélisées par des éléments de poutres à trois degrés de liberté par nœud: deux degrés de liberté en translation ( $u_x$  et  $u_y$ ) et un degré de liberté en rotation. Si les éléments de sol sont des triangles à 6 nœuds, alors chaque élément de poutre est défini par 3 nœuds, alors que les éléments de poutre à 5 nœuds sont combinés avec les éléments de sol à 15 nœuds (Fig. 3.5). Les éléments de poutre sont basés

sur la théorie des poutres de Mindlin. Cette théorie prend en compte les déformations de la poutre par effort tranchant en plus de celles dues à la flexion. De plus, l'élément peut s'allonger ou se raccourcir si une force normale lui est appliquée. Les éléments de poutre peuvent en outre plastifier si le moment de flexion maximal ou l'effort normal maximum sont atteints.

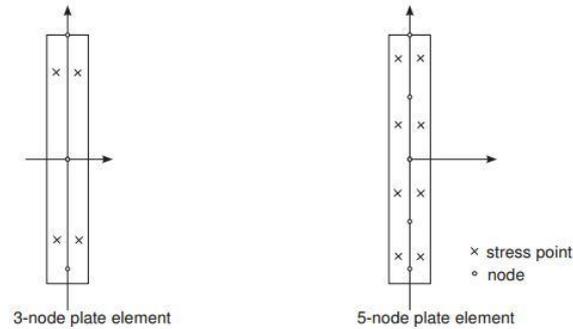


Figure 3.5 Position des nœuds et des points de contrainte dans des éléments de poutre à 3 nœuds et à 5 nœuds, Plaxis (2012)

### 3.4. Lois de comportement

Une loi de comportement exprime les relations existant entre les contraintes et les déformations d'un petit élément de volume macroscopique de matériau. D'après Nova (2005), le comportement mécanique des sols est très complexe ; il n'est pas linéaire, il est irréversible et il dépend du chemin de contraintes ; il est donc évident qu'une loi mathématique capable de reproduire tous les aspects du comportement d'un sol serait excessivement complexe. Dans ce qui suit, on présente un aperçu sur le comportement élastique linéaire et le modèle de comportement élasto-plastique.

#### 3.4.1. Comportement élastique linéaire

Le comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformations reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours de chargement. Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, l'expression la plus courante est donnée par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans les équations 3.7 et 3.8.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.7)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu \cdot E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.8)$$

Où  $\delta_{ij}$  est le symbole de Kronecker

Le modèle élastique de Plaxis peut être utilisé pour modéliser les éléments de structures en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches. Dans cette thèse, ce type de modèles est utilisé pour modéliser la fondation. Pour le cas d'une fondation encastrée (corps rigide), le modèle linéaire élastique est utilisé conjointement avec le type de comportement non poreux (non-porous) afin d'exclure les pressions interstitielles de ces éléments structurels.

Pour le modèle élastique utilisé dans Plaxis, les tableaux de rentrée des données demandent le module de Young, le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . L'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas pour le module de Young (Plaxis, 2012). Dans le cas des argiles, le module de Young non drainé  $E_u$  est supérieur au module de Young drainé  $E'$ , en général :  $E_u = 4$  à  $50$  MPa,  $E' = 2$  à  $30$  MPa. Selon la loi de Hooke, la relation entre le module de Young  $E$  et les autres modules d'élasticité, tels que le module de cisaillement  $G$  et le module de compressibilité  $K$ , est donnée par:

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (3.9)$$

$$E = 3K(1 - 2\nu) \quad (3.10)$$

Pour une analyse élastique linéaire isotrope, le comportement à court terme est représenté par un coefficient de Poisson proche de 0,5 (cette condition assure la non-variation de volume en petites déformations) et un module d'Young déterminé en conditions non drainées. En pratique, dans les codes de calcul par éléments finis de type déplacements, on considère un coefficient de Poisson égal à 0,499 (Magnan et Mestat, 1997).

### 3.4.2. Modèle de comportement élasto-plastique

La plasticité est associée au développement de déformations irréversibles. Pour représenter ce comportement, on considère la courbe contrainte-déformation ( $\sigma$ ,  $\varepsilon$ ) obtenue par un essai de traction avec décharge (Fig. 3.6). La contrainte caractéristique  $\sigma_0$ , représentant le « seuil » de plasticité initial ou « limite élastique ». La décharge à partir du point A s'effectue parallèlement à la charge élastique, on parle de décharge élastique. En B (charge nulle) il ne reste que la déformation plastique ou déformation permanente  $\varepsilon_p$  (Fig.3.6a). Si l'on procède ensuite à une série de charges-décharges consécutives, l'allure de la courbe de réponse est représentée sur la Figure 3.6b. Ainsi, on observe une évolution de la limite d'élasticité en traction due à l'écrouissage.

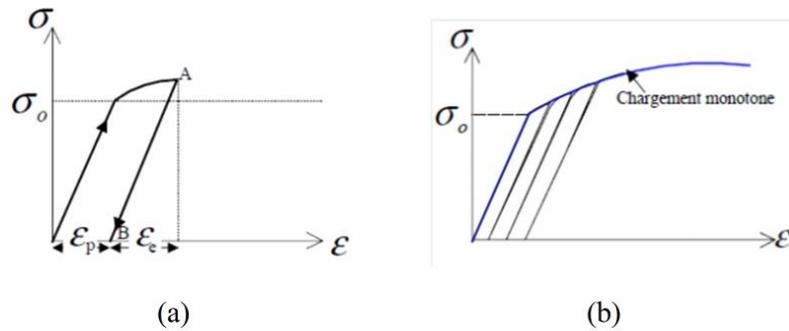


Figure 3.6 Comportement plastique et expérience de traction simple

Dans un modèle élastique parfaitement plastique les déformations sont décomposées en une partie élastique et une partie plastique (Fig. 3.7). Par conséquent, l'augmentation de déformation totale est définie comme la somme d'une déformation réversible (élastique) et une déformation irréversible (plastique), ce principe est traduit par la relation :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (3.11)$$

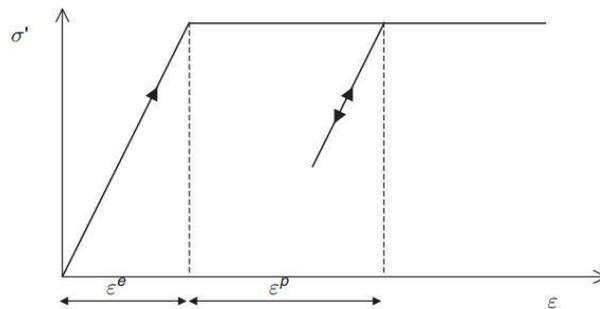


Figure 3.7 Modèle élastique parfaitement plastique, Plaxis (2012)

Les analyses élasto-plastiques sont caractérisées par la surface de charge (critère de plasticité), qui définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement d'un matériau est irréversible (plastique). Ainsi, dans l'espace des contraintes principales,  $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ , le seuil de plasticité est remplacé par une surface caractérisée par une fonction scalaire  $f$  de la contrainte  $(\sigma_{ij})$  appelée « fonction de charge ». Le Critère de plasticité est la fonction scalaire  $f(\sigma_{ij}, k)$  telle que :

- Si  $f(\sigma_{ij}, k) < 0$  l'état actuel  $(\sigma_{ij}, k)$  est intérieur au domaine d'élasticité
- Si  $f(\sigma_{ij}, k) = 0$  l'état actuel se situe sur la frontière du domaine

Par conséquent, un état extérieur au domaine d'élasticité est physiquement impossible à obtenir, le domaine d'élasticité représente donc l'ensemble des états de contraintes admissibles. Les paramètres d'écrouissage «  $k$  » caractérisent l'évolution de ce domaine en fonction de l'historique du chargement suivi pour obtenir l'état actuel. La Figure 3.8 montre

l'évolution avec et sans écrouissage du domaine d'élasticité représenté dans le plan des contraintes ( $\sigma_1, \sigma_2$ ).

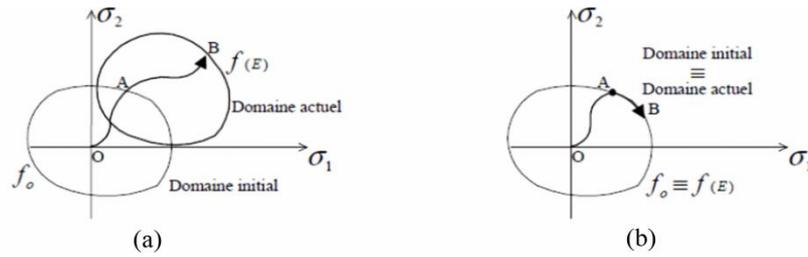


Figure 3.8 Représentation de la surface de charge dans le plan des contraintes ( $\sigma_1, \sigma_2$ ), (a) Matériau élasto-plastique avec écrouissage ; (b) Matériau élasto-plastique parfait

La règle d'écoulement plastique décrit l'élévation des déformations plastiques ( $d\varepsilon_{ij}^p$ ) en fonction des états de contraintes ( $\sigma_{ij}$ ) et ( $d\sigma_{ij}$ ), et de l'écrouissage ( $k$ ). D'après la théorie classique de la plasticité (Hill, 1950), les incréments de déformation plastique sont proportionnels à la dérivée de la fonction d'écoulement par rapport aux contraintes. Cela signifie que les incréments de déformation plastique peuvent être représentés par des vecteurs perpendiculaires à la surface d'écoulement. Cette forme classique de la théorie est appelée plasticité associée. La déformation plastique est de la forme :

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

Le scalaire  $d\lambda$  est positif et non nul si et seulement si le point matériel est en état de chargement; il est appelé multiplicateur plastique (ou multiplicateur de plasticité).

En revanche, pour les fonctions d'écoulement du type Mohr-Coulomb, la théorie de la plasticité associée conduit à une prédiction de la dilatance. Par conséquent, il faut introduire un potentiel plastique  $g$ , différent de la fonction de charge  $f$ , tel que la règle d'écoulement devienne :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.13)$$

### 3.4.2.1. Critère de Mohr-Coulomb

Ce critère est utilisé pour les sols pulvérulents (par exemple les sables) et pour les sols cohérents à long terme (par exemple les argiles et les limons). La Figure 3.9 présente ce critère dans le plan de Mohr, il s'agit d'une droite appelée droite de Coulomb d'équation :

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

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de

cisaillement sur une facette donnée ;  $c$  représente la cohésion du sol ;  $\varphi$  est l'angle de frottement interne du sol.

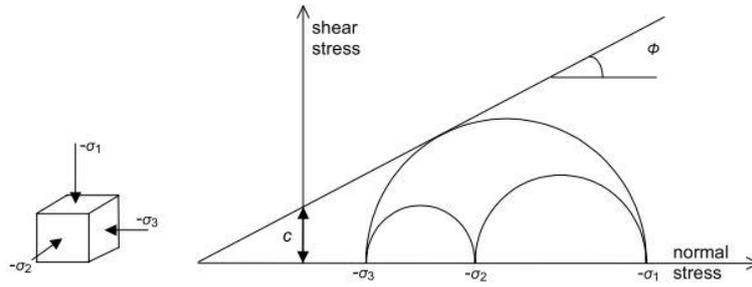


Figure 3.9 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr, Plaxis (2012)

Dans Plaxis (2012), La condition d'écoulement complète de Mohr-Coulomb consiste en six fonctions d'écoulement lorsqu'elles sont formulées en termes de contraintes principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \varphi - c \cos \varphi \leq 0 \end{array} \right. \quad (3.15)$$

En plus des fonctions d'écoulement, six fonctions de potentielle plastique sont définies pour le modèle de Mohr-Coulomb:

$$\left\{ \begin{array}{l} g_{1a} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3) \sin \psi \\ g_{1b} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin \psi \\ g_{2a} = \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1) \sin \psi \\ g_{2b} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \\ g_{3a} = \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin \psi \\ g_{3b} = \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1) \sin \psi \end{array} \right. \quad (3.16)$$

Les fonctions de potentielle plastique contiennent un troisième paramètre de plasticité, qui est l'angle de dilatance  $\psi$ . Ce paramètre est nécessaire pour modéliser les augmentations des incréments de déformation volumétrique plastique (dilatance) positives observées pour les sols denses.

Ces fonctions d'écoulement représentent un cône hexagonal dans l'espace de contraintes principales  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$  et  $\sigma_3$  ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ), comme il est indiqué sur la Figure 3.10.

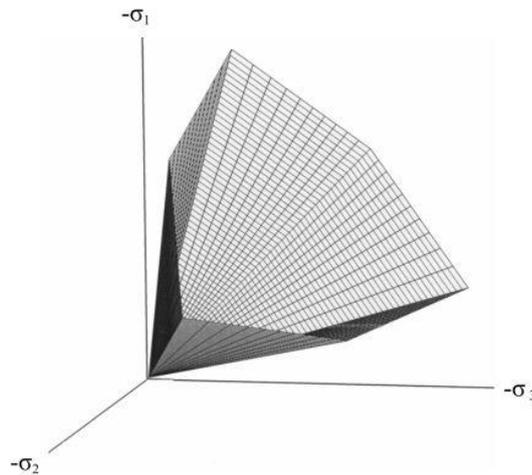


Figure 3.10 Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales, Plaxis (2012)

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (Fig.3.11). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tension cut-off). Dans ce cas, les cercles de Mohr avec des contraintes principales positives ne sont pas admis. La coupure des contraintes de traction introduit trois fonctions d'écoulement supplémentaires, définies comme suit:

$$\begin{cases} f_4 = \sigma'_1 - \sigma_t \leq 0 \\ f_5 = \sigma'_2 - \sigma_t \leq 0 \\ f_6 = \sigma'_3 - \sigma_t \leq 0 \end{cases} \quad (3.17)$$

Lorsque cette procédure de coupure des contraintes de traction est utilisée, la contrainte de traction admissible  $\sigma_t$  est, par défaut, prise égale à zéro. Pour ces trois fonctions d'écoulement, une règle d'écoulement associée est adoptée.

L'application du critère de Mohr-Coulomb exige la détermination de cinq paramètres. Les deux paramètres d'élasticité ( $E$  ou  $G$ ) et le coefficient de Poisson  $\nu$ , la cohésion  $c$ , l'angle de frottement interne  $\varphi$  et l'angle de dilatance  $\psi$ , qui sont des paramètres classiques déterminés par des essais de laboratoire.

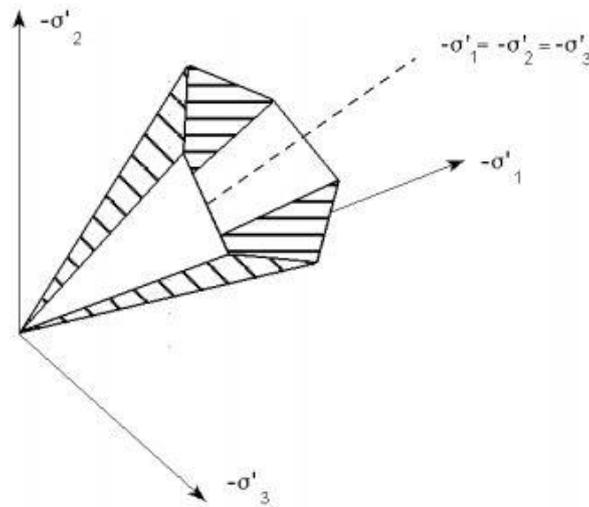


Figure 3.11 Critère de Mohr-Coulomb pour  $c = 0$ , Plaxis (2012)

Dans Plaxis (2012), la pente initiale est indiquée par  $E_0$  et par le module sécant  $E_{50}$  qui correspond à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Fig. 3.12). L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Dans les sols réels, la rigidité dépend fortement du niveau de contrainte, ce qui signifie que la rigidité augmente généralement avec la profondeur. Pour tenir compte de l'augmentation de la rigidité avec la profondeur, on peut utiliser la valeur  $E_{inc}$ , qui est l'augmentation du module de Young par unité de profondeur.

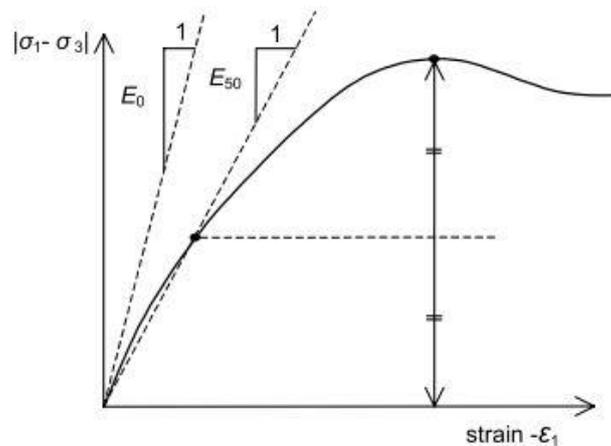


Figure 3.12 Définition du module de Young E, Plaxis (2012)

Il est important de noter qu'il est possible d'analyser par Plaxis des sables sans cohésion ( $c=0$ ), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est recommandé d'introduire une petite valeur de cohésion ( $c > 0,2$  kPa). Pour les analyses des sols non drainés ( $\varphi_u=0$ ), Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur.

La valeur  $\psi = 0$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas des argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

Dans Plaxis (2012), les contours des incréments de déplacement sont particulièrement utiles pour localiser les zones de déformations dans le sol où des ruptures de type plastique apparaissent.

### 3.4.2.2. Critère de Tresca

Le critère de Tresca est un cas particulier du critère Mohr-coulomb où  $\varphi=0$ . Il est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle. La surface de charge  $f$  est mathématiquement donnée par la relation:

$$f(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - 2c = 0 \quad (3.18)$$

Où  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  représentent les contraintes principales ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ) et  $c$  la cohésion non drainée ( $c_u$ ). La Figure 3.13 donne des représentations du critère de Tresca dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

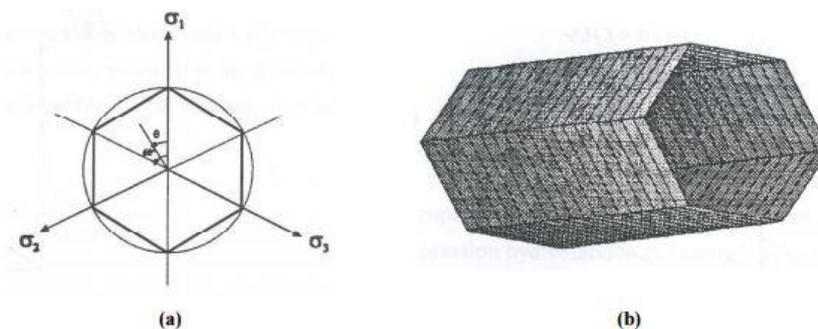


Figure 3.13 Représentations du critère de Tresca, (a) dans le plan déviatorique, (b) dans l'espace des contraintes principales, (Lee 1994)

### 3.5. Conclusion

Le logiciel Plaxis (2012) présenté dans ce chapitre permet de traiter de nombreux problèmes de géotechnique, notamment parce qu'il prend en compte l'interaction sol-structure. Egalement, il offre une interface très intuitive ce qui facilite la modélisation numérique. Dans ce chapitre on a présenté également les éléments finis disponibles dans Plaxis (2012), ainsi l'élément à 15 nœuds qui permet d'obtenir des résultats précis sans raffinement de maillage, en revanche l'utilisation de l'élément à 6 nœuds, nécessite un grand nombre d'éléments. Par

ailleurs, l'analyse par des éléments à 15 nœuds produit des calculs plus importants c'est-à-dire qu'ils utilisent une part plus importante de la mémoire.

L'analyse numérique, par le logiciel Plaxis, permet de déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle sous chargement généralisé, ainsi ce logiciel offre la possibilité de charger le sol jusqu'à la rupture en appliquant un chargement par forces ou par déplacements.

Le modèle de comportement élasto-plastique avec le critère de Tresca, permet une description satisfaisante de la portance des fondations superficielles offshore. Ce modèle présente aussi l'avantage d'une simplicité dans les concepts et dans leur traduction mathématique et ne nécessite qu'un faible nombre de paramètres à identifier.

## Chapitre IV

### Capacité portante des fondations superficielles sur une argile non homogène

#### 4.1. Introduction

La détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle, reposant sur une couche de sol de résistance donnée, constitue l'une des questions les plus anciennes et fondamentales du génie géotechnique. En général, les fondations superficielles des structures offshore, reposent sur des argiles normalement consolidées, avec un gradient vertical de cohésion. Dans ce cas, l'interface sol-semelle est considérée comme parfaitement collée afin de décrire la forte adhésion qui se développe à l'interface sol-semelle au fond marin. Si le problème de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur la surface d'un sol homogène a fait l'objet de très nombreuses études théoriques, il n'en est pas de même de la capacité portante des fondations reposant sur la surface d'un sol purement cohérent hétérogène.

Dans ce chapitre, une série de calculs numériques en éléments finis, ont été effectuées en utilisant le code Plaxis (2012), pour évaluer la capacité portante des fondations filantes et circulaires, reposant sur une argile avec un gradient de cohésion par rapport à la profondeur. Les résultats obtenus sont présentés sous forme des facteurs de capacité portante  $N_c$ , facteurs de correction ( $F_R$  et  $F_S$ ) et des facteurs de forme  $S_c$ , pour les deux cas de semelles lisses et rugueuses, soumises à des charges verticales centrées. On examine aussi dans ce chapitre l'effet de la non-homogénéité de la cohésion sur la distribution des contraintes normales au dessous de la semelle et sur les mécanismes de rupture. De plus, on présente quelques résultats intéressants concernant l'interférence de deux semelles filantes. Les résultats numériques sont comparés avec ceux disponibles dans la littérature.

#### 4.2. Présentation des cas étudiés

##### 4.2.1. Cas des semelles filantes et circulaires isolées

A partir de l'équation de Terzaghi (1943) la capacité portante non drainée des semelles filantes et circulaires sous charge verticale est donnée par les relations suivantes :

Semelle filante:

$$q_u = c_0 N_c \quad (4.1)$$

Semelle circulaire:

$$q_u = c_0 N_c^{filante} S_c \quad (4.2)$$

Où  $c_u$  est la cohésion du sol, qui varie linéairement avec la profondeur  $z$ .  $N_c$  est le facteur de capacité portante et  $S_c$  est le facteur de forme.  $c_u$  est exprimé par la relation suivante:

$$c_u = c_0 + k \cdot z \quad (4.3)$$

Où  $c_0$  est la cohésion à la surface du sol (base de la fondation) comme présenté sur la Figure 4.1 ;  $k$  est le taux d'augmentation de  $c_u$  avec la profondeur  $z$ . Le degré de non-homogénéité pour une fondation donnée est représenté par le rapport adimensionnel  $\kappa = k(B \text{ ou } D)/c_0$ , où  $B$  est la largeur de la semelle filante et  $D$  est le diamètre de la semelle circulaire.

Davis et Booker (1973) ont étudié la capacité portante d'une semelle filante sous charge verticale, où la cohésion augmente avec la profondeur, ils ont proposé la relation suivante:

$$q_u = Q/B = F[(2 + \pi) \cdot c_0 + kB/4] \quad (4.4)$$

où  $Q$  est la charge de rupture et  $F$  est un facteur correcteur dépend seulement du rapport  $\kappa$  ( $F = F_R$ : semelle rugueuse ou  $F = F_S$ : semelle lisse).

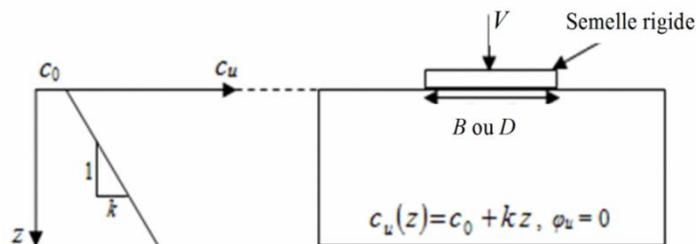


Figure 4.1 Géométrie du problème, fondation isolée

#### 4.2.2. Interférence de deux fondations superficielles filantes

La majorité des études de la capacité portante des fondations superficielles sont basées sur l'hypothèse d'une semelle isolée ; en pratique une fondation est souvent en interférence avec d'autres fondations. Dans la littérature, de nombreux travaux ont été consacrés à l'étude de l'influence de l'interférence des fondations superficielles posées sur un sol frottant et homogène (Stuart, 1962, Das et Larbi-Cherif 1983, Kumar et Ghosh 2007, Mabrouki *et al.* 2010). Cependant, dans le cas d'un sol non homogène, les travaux publiés sont très limités. Dans la littérature, on trouve le travail expérimental de Hazell (2004) qui a confirmé les résultats théoriques de Mandel (1963) pour le cas d'un sol avec un degré de non homogénéité  $\leq 0,2$ . Également, Martin et Hazell (2005) ont appliqué la méthode des caractéristiques pour

étudier la capacité portante d'une série des fondations en interférence, en considérant des distances identiques, pour un degré de non homogénéité varie de 0,5 à 5. Ils ont constaté qu'il y a un gain dû à l'interférence pour les fondations lisses et rugueuses.

Dans ce chapitre, on présente le cas de deux semelles filantes en interférence, chacune de largeur  $B$ , espacées par une distance  $S$  mesurée entre leurs bords intérieurs, comme présenté sur la Figure 4.2. Le degré de non-homogénéité du sol  $\kappa$  varie de 0 à 20 et le rapport d'espacement entre les semelles  $S/B$  varie de 0 à 1.

A partir de l'équation de Terzaghi (1943) la capacité portante non drainée des semelles filantes en interférence, soumises à une charge verticale est donnée par la relation suivante :

$$q_u = c_0 N_c \zeta \quad (4.5)$$

où  $\zeta$  est le facteur d'interférence ( $\zeta = \zeta_R$ : interface rugueuse où  $\zeta = \zeta_S$ : interface lisse) qui est donné par la relation suivante :

$$\zeta = q_{u(int)} / q_{u(iso)} \quad (4.6)$$

où  $q_{u(int)}$  est la capacité portante d'une semelle en présence de l'autre semelle ;  $q_{u(iso)}$  est la capacité portante d'une semelle isolée.

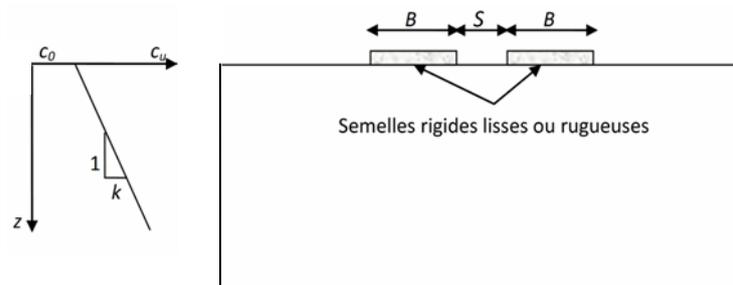


Figure 4.2 Géométrie du problème de deux semelles filantes en interférence

### 4.3. Procédure de modélisation numérique

Les analyses élasto-plastiques ont été effectuées en déformations planes et en axisymétrique, en utilisant des éléments finis triangulaires à 15 nœuds, à l'aide du logiciel Plaxis (2012). Du fait de la symétrie géométrique, seule la moitié du modèle est retenue. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure; pour les limites latérales, le déplacement est bloqué dans la direction horizontale. De nombreux tests ont été exécutés pour examiner l'influence du maillage; un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones de forts gradients de contraintes, c'est-à-dire au voisinage de la semelle et sous sa base; les dimensions des modèles ont été

définies de façon à éviter toute source de perturbation dans la formation des mécanismes de rupture dans le sol (Fig. 4.3).

Dans cette étude, les semelles filantes et circulaires, ont une largeur/diamètre identiques ( $B=D=1\text{m}$ ) et reposant sur la surface libre d'un sol non homogène. Les semelles sont supposées rigides, rugueuses ou lisses, et soumises à une charge verticale centrée. La condition d'une semelle rigide (indéformable), est assurée par l'application d'un déplacement vertical uniforme sur les nœuds qui représentent la semelle. L'interface rugueuse, est assurée en fixant la composante horizontale du déplacement, alors que pour le cas d'une interface lisse, la composante horizontale du déplacement est libre. Le chargement est effectué par des incréments de déplacement appliqués sur la semelle progressivement jusqu'à la rupture. La charge ultime est calculée en divisant la résultante des forces nodales verticales à la base de la semelle par sa largeur. Le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Tresca est adopté ( $\nu=0.495$ ,  $E_u=500c_u$ ). Il est à noter que les valeurs des paramètres élastiques du sol ont un effet négligeable sur la capacité portante (Mabrouki *et al.* 2010).

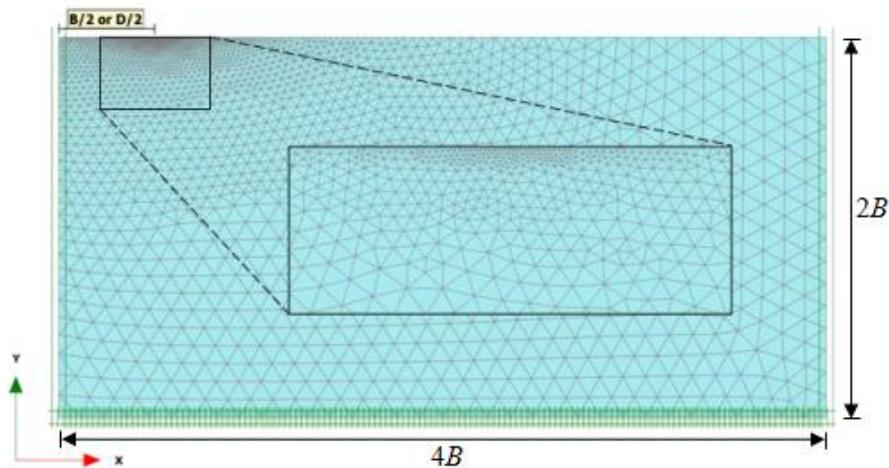


Figure 4.3 Maillage et conditions aux limites, semelle isolée.

#### 4.4. Résultats des semelles filantes et circulaires isolées

##### 4.4.1. Charge limite

Les courbes charge-déplacement obtenues dans le cas d'une semelle filante et circulaire sont présentées sur la Figure 4.4, pour différentes valeurs de  $\kappa$ . Les résultats sont donnés en termes des charges normalisées ( $V_u/Bc_0$ ) et des déplacements normalisés ( $\delta/B$ ), pour le cas d'une interface lisse et rugueuse. La Figure 4.4 montre que la contrainte sous les semelles augmente progressivement, jusqu'à une valeur stable qui indique la charge limite, représentée par palier sur la courbe charge-déplacement, cette charge correspond à la capacité portante  $q_u$ . Il est clair

que les charges de rupture augmentent avec l'accroissement de la non-homogénéité du sol représentée par le rapport  $\kappa$ .

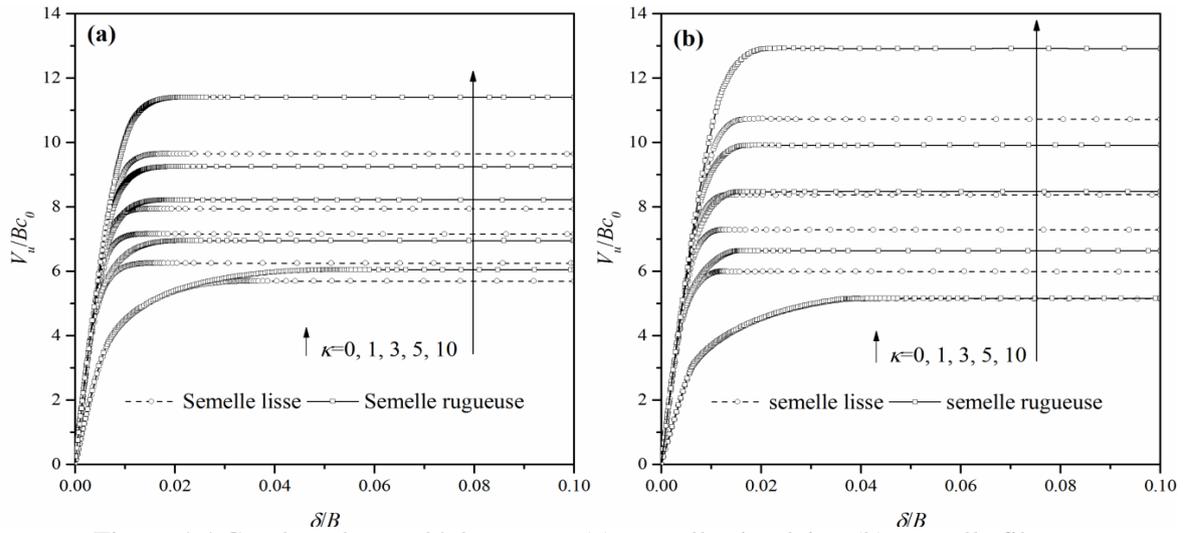


Figure 4.4 Courbes charge-déplacement; (a): semelle circulaire, (b): semelle filante

Dans le cas d'une semelle filante reposant sur un sol homogène ( $\kappa=0$ ), l'interface sol-semelle n'a pas d'effet sur la capacité portante, alors que dans le cas d'une semelle circulaire, les résultats mettent en évidence une petite influence de la nature de l'interface. Par ailleurs, les résultats obtenus pour un sol non homogène ( $\kappa>0$ ) révèlent l'influence de l'interface sol-semelle, où il est facile de différencier et identifier les pics de charge pour les semelles filantes et circulaires. Pour une valeur de  $\kappa = 10$ , l'interface rugueuse produit une augmentation de la capacité portante d'environ 19% et 18% par rapport au cas lisse pour une semelle filante et une semelle circulaire respectivement. Il est important de noter que le pourcentage de différence augmente avec l'accroissement de la non-homogénéité du sol, ce qui signifie que la rugosité et la non-homogénéité du sol augmentent la capacité portante des semelles filantes et circulaires. La Figure 4.4 montre une augmentation de la pente initiale des courbes charge-déplacement dans le cas d'un sol non homogène. Cette question est justifiée par le module de Young du sol qui augmente avec la profondeur dans le cas du sol non homogène ( $\kappa>0$ ), alors qu'il est constant sur toute la profondeur pour le cas du sol homogène ( $\kappa=0$ ).

L'effet de l'augmentation linéaire du module d'élasticité  $E_u$  avec la profondeur est illustré sur la Figure 4.5 pour différentes valeurs de  $\kappa = 0, 1$  et  $3$  et rapports de module d'élasticité  $E_u/c_u = 250, 500$  and  $1000$ . Les courbes sont présentées en termes des charges verticales  $V_u$  normalisés et déplacements  $\delta$  normalisés ( $V_u/B_{c0} - \delta/B$ ). La Figure 4.5 montre que lorsque le module d'élasticité non drainé  $E_u$  augmente avec la profondeur, la semelle atteint la même

charge limite, mais nettement à des déplacements plus petits, ce qui signifie que les paramètres élastiques n'ont aucun effet sur la capacité portante des semelles sur sol homogène et non homogène à la fois.

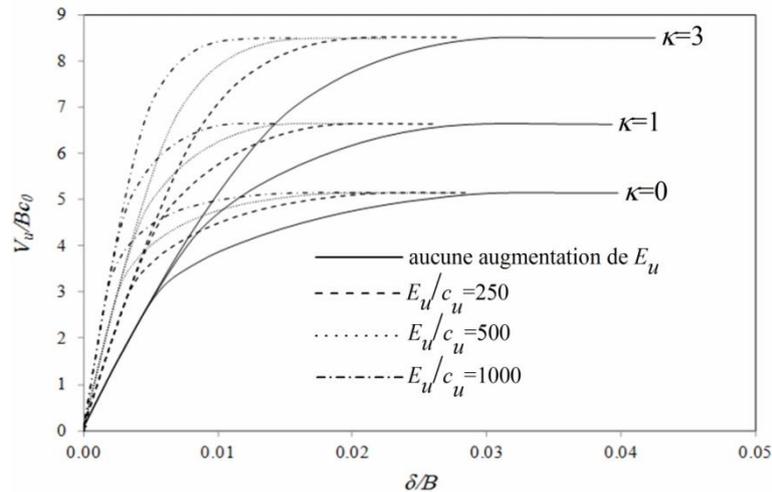


Figure 4.5 Courbes charge-déplacement, effet de  $\kappa$  et  $E_u/c_u$

#### 4.4.2. Facteur de capacité portante $N_c$

La Figure 4.6 montre la variation du facteur de portance  $N_c$  en fonction de la non-homogénéité, pour les semelles filantes et circulaires, en considérant une interface lisse et rugueuse. Les résultats obtenus par cette étude sont comparés aux formulations disponibles dans la littérature. Dans le cas d'une semelle filante sur un sol homogène ( $\kappa = 0$ ), le facteur de portance  $N_c$  obtenu par la présente étude est égal à 5,142 et 5,144 pour une semelle lisse et rugueuse respectivement, ce qui est en excellent accord avec la solution exacte de Prandtl ( $N_c = \pi + 2$ ). Egalement, le facteur de portance déterminé par l'analyse élasto-plastique dans le cas d'une semelle circulaire est égal 5,696 et 6,064 pour une semelle lisse et rugueuse respectivement, ces valeurs sont aussi en excellent accord avec la solution exacte de Shield (1955) pour la semelle lisse et Eason et Shield (1960) pour la semelle rugueuse.

Dans le cas d'un sol non homogène, le facteur  $N_c$  augmente avec l'accroissement du taux de la non-homogénéité  $\kappa$ , pour les semelles filantes et circulaires. Ainsi, la non-homogénéité augmente le facteur de portance par rapport au cas d'un sol homogène d'environ 256% à 323% pour les semelles filantes lisses et rugueuses respectivement, et d'environ 167% à 194% pour les semelles circulaires lisses et rugueuses respectivement.

Dans le cas d'une semelle filante, on constate que les résultats obtenus par l'étude numérique sont en bon accord avec ceux proposés par Davis et Booker (1973) et Houlsby et Wroth (1983) comme présenté sur la Figure 4.6a. Par ailleurs, dans le cas d'une semelle circulaire

(Fig. 4.6b), il est clair que les résultats de Kusakabe *et al.* (1986) surestiment la capacité portante, ce qui est raisonnable, parce que ces résultats sont des bornes supérieures.

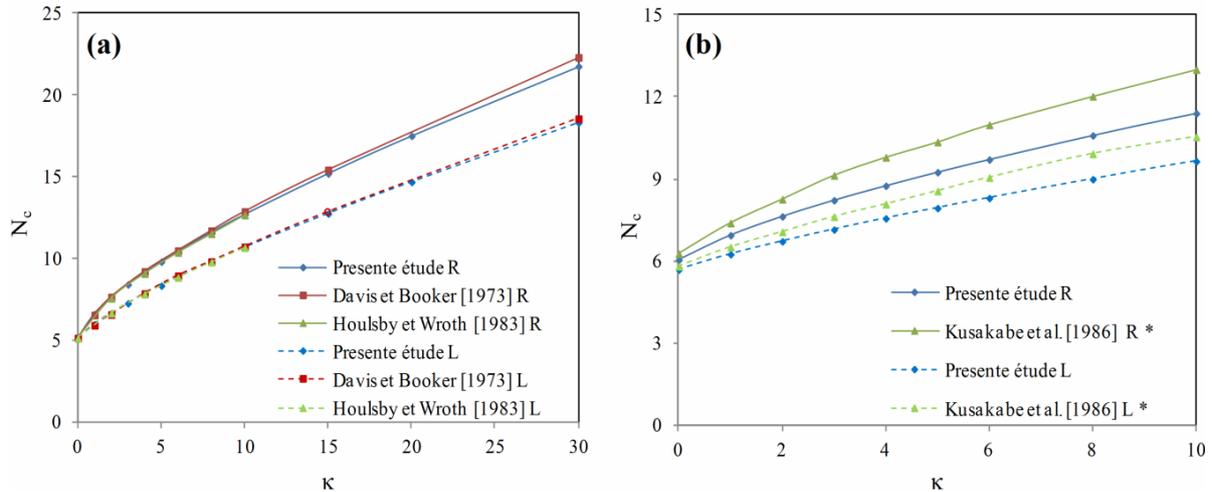


Figure 4.6 Facteur de portance  $N_c$ ; (a) semelle filante, (b) semelle circulaire, R: rugueuse, L: lisse, \*: valeurs numérisés

#### 4.4.3. Distributions des contraintes normales au dessous de la semelle

La distribution des contraintes normales  $\sigma_n$  agissant au dessous d'une semelle filante et circulaire, dans le cas d'une interface lisse est présentée sur la Figure 4.7 pour différentes valeurs de  $\kappa$ . Les courbes sont présentées en termes de contraintes normalisées et distances horizontales par rapport à l'axe de la semelle.

Dans le cas d'un sol homogène, la distribution de la contrainte normale sous la semelle est uniforme, alors que ce n'est pas le cas pour la semelle circulaire où on observe une variation linéaire. Dans le cas d'un sol non homogène, la distribution des contraintes normales n'est pas uniforme pour les semelles filantes et circulaires. La magnitude de la contrainte normale augmente linéairement vers l'axe de la semelle, ainsi la contrainte maximale se produit au centre de la semelle. De plus, la Figure 4.7 montre que la contrainte normale  $\sigma_n$  augmente avec l'accroissement de la non-homogénéité du sol pour les semelles filantes et circulaires.

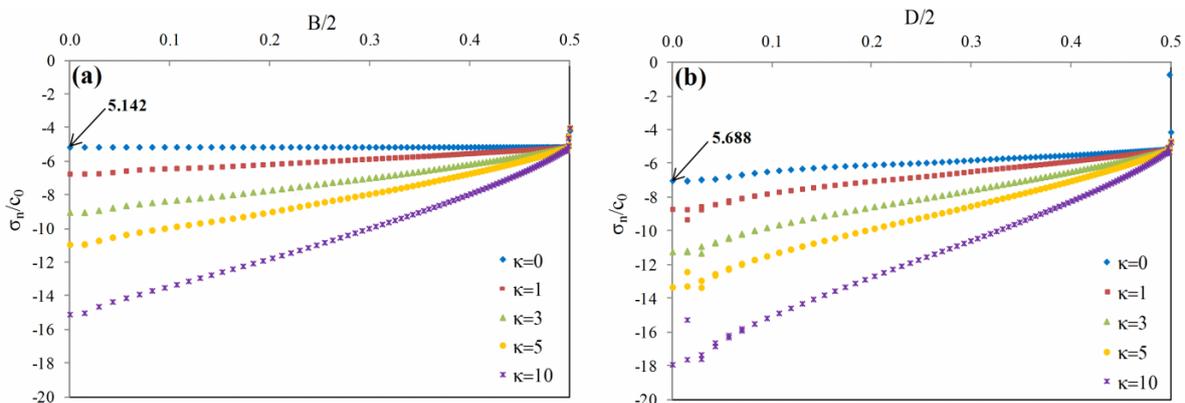


Figure 4.7 Distribution des contraintes normales; (a) semelle filante, (b) semelle circulaire

#### 4.4.4. Facteurs de correction $F_R$ et $F_S$

Le facteur de correction  $F$  est calculé à partir de l'équation 4.4. La valeur numérique de  $q_u$  est divisée par la valeur de  $[(2 + \pi) \cdot c_0 + kB/4]$  où  $c_0$ ,  $k$  et  $B$  sont connus préalablement. Le facteur  $F$  représente l'effet de la rugosité de la semelle. Il est considéré comme tous les autres facteurs de correction de la capacité portante calculée par l'approche classique (par exemple,  $s_c$ ,  $d_c$ ,  $i_c$ ). La Figure 4.8 montre la variation des facteurs de correction d'une semelle rugueuse  $F_R$  et d'une semelle lisse  $F_S$  et le rapport  $F_R/F_S$  en fonction du gradient de cohésion. Il est clair que la non-homogénéité du sol augmente le facteur de correction. Dans le cas d'un sol homogène, le facteur de correction  $F$  est égal à 1 où la valeur de la capacité portante est donnée par la solution exacte de Prandtl  $(\pi+2)c_0$ .

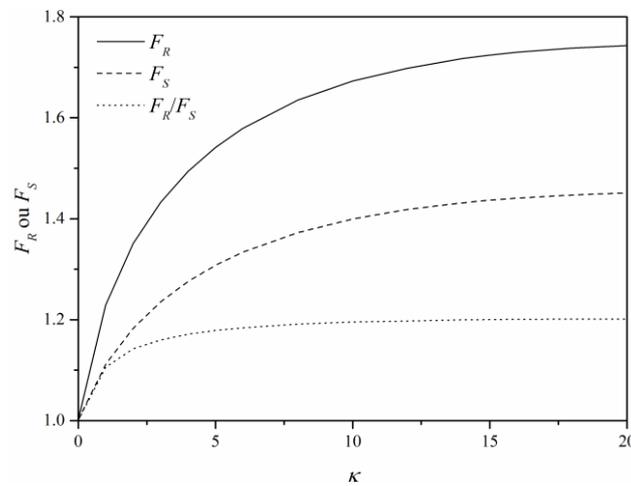


Figure 4.8 Facteur de correction  $F_R$  et  $F_S$

La présente étude donne des facteurs de correction de 1,46 et 1,74 pour  $F_S$  et  $F_R$  respectivement. Le rapport  $F_R/F_S$  augmente avec l'accoisement de la non-homogénéité du sol jusqu'à une valeur maximale de 1,2 pour  $\kappa = 20$ , ce qui signifie que la capacité portante augmente sous l'effet de la rugosité de la base de la semelle et la non-homogénéité du sol.

#### 4.4.5. Facteur de forme $S_c$

Le facteur de forme  $S_c$  est défini comme étant le rapport de facteur de portance  $N_c$  d'une semelle circulaire à celui d'une semelle filante. La Figure 4.9 montre la variation du facteur de forme en fonction de  $\kappa$  pour des semelles lisses et rugueuses. Dans le cas d'un sol homogène, la présente étude donne un facteur de correction  $S_c = 1,11$  et 1,17 pour les semelles lisses et rugueuses respectivement. Il est clair que le facteur de forme  $S_c$  diminue significativement avec l'augmentation de la non homogénéité du sol, c'est-à-dire que dans le cas d'un sol fortement hétérogène, la capacité portante d'une semelle filante est plus grande à celle d'une semelle circulaire.

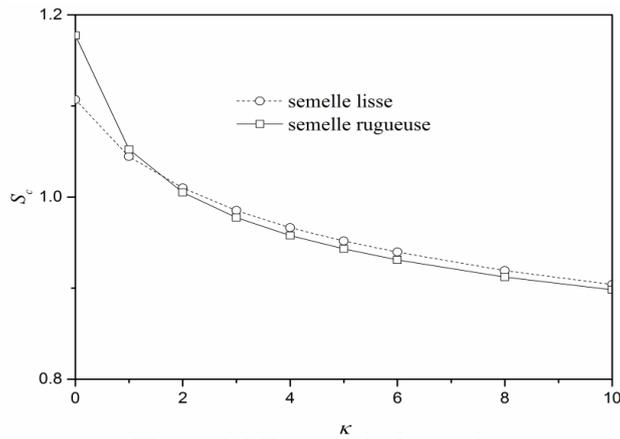


Figure 4.9 Facteur de forme  $S_c$

#### 4.4.6. Mécanismes de rupture

La Figure 4.10 montre la variation de l'étendue de la zone plastique pour les semelles filantes et circulaires en fonction du rapport  $\kappa$ . La largeur  $X$  et la profondeur  $Y$  de la zone plastique sont déterminées d'une manière approchée en considérant l'étendue de la zone plastifiée sous la semelle, ces dimensions sont normalisées par la largeur  $B$  de la semelle filante et le diamètre  $D$  de la semelle circulaire. Il est clair que la non-homogénéité du sol réduit la profondeur et la largeur de la zone plastique, cette diminution est due à la présence d'un fort gradient vertical de cohésion qui sert à restreindre les surfaces de glissement (Salgado, 2008).

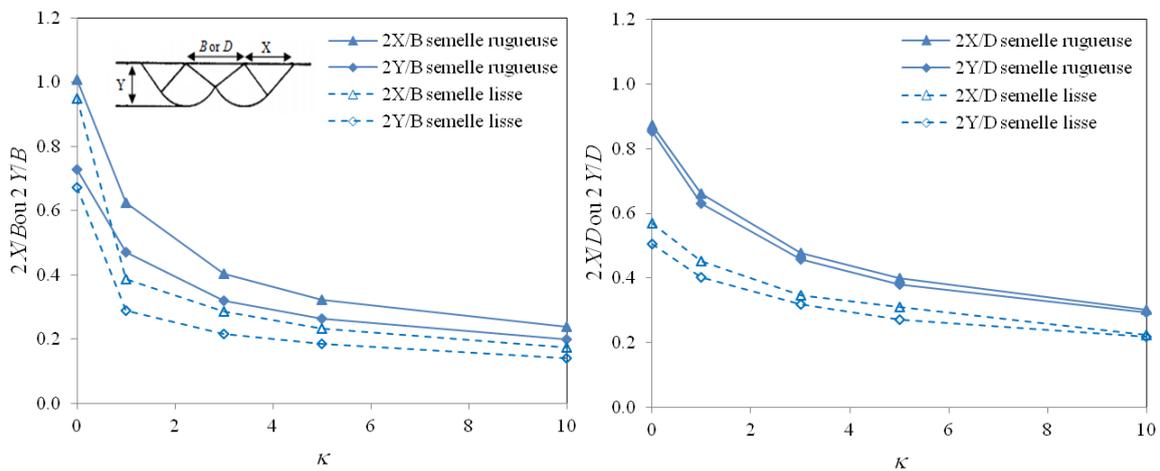


Figure 4.10 Variation de l'étendue de la zone plastique sous les semelles, (a) semelle filante, (b) semelle circulaire

Les Figures 4.11 et 4.12 montrent la variation des mécanismes de rupture des semelles filantes et circulaires respectivement, en fonction de l'augmentation du taux de la non-homogénéité du sol ( $\kappa$  varie entre 0 et 5). Dans le cas d'un sol homogène, le mécanisme de rupture est de type Prandtl pour les semelles filantes et circulaires rugueuses. En revanche,

pour le cas des semelles lisse, le mécanisme de rupture de la semelle filante est de type Prandtl et celui de la semelle circulaire est de type Hill (1950). On note que pour le cas des semelles filantes lisses, les types Hill et Prandtl sont valides, mais pour le cas de semelles filantes rugueuses, seul le type Prandtl est valide. Il est clair que l'étendue des mécanismes de rupture des semelles filantes et circulaires avec une base rugueuse est plus profonde par rapport au cas des semelles lisses. Cette différence peut être expliquée par l'effet de blocage des déplacements horizontaux sous la base des semelles rugueuses, ce qui permet aux mécanismes de rupture de pénétrer en profondeur.

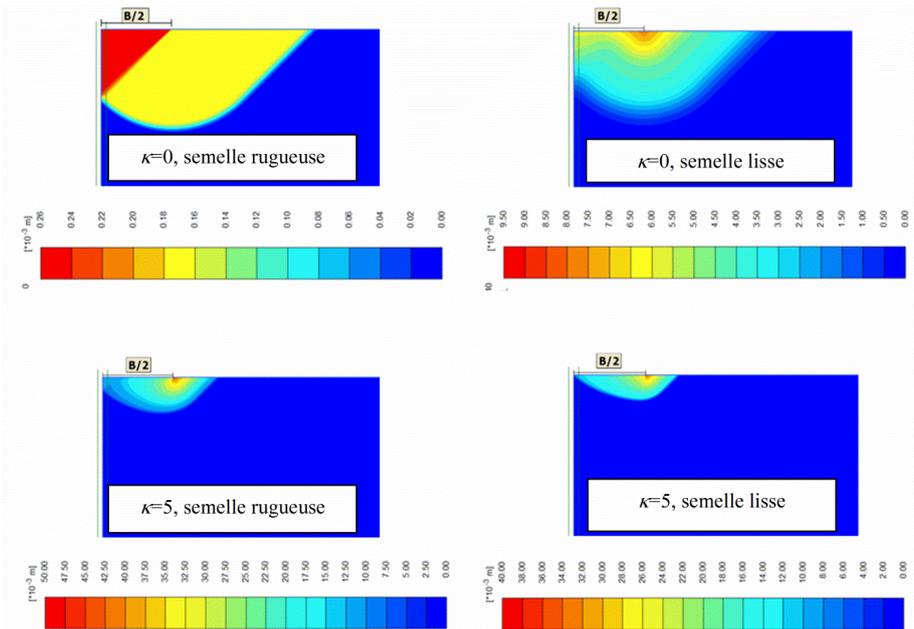


Figure 4.11 Mécanismes de rupture d'une semelle filante

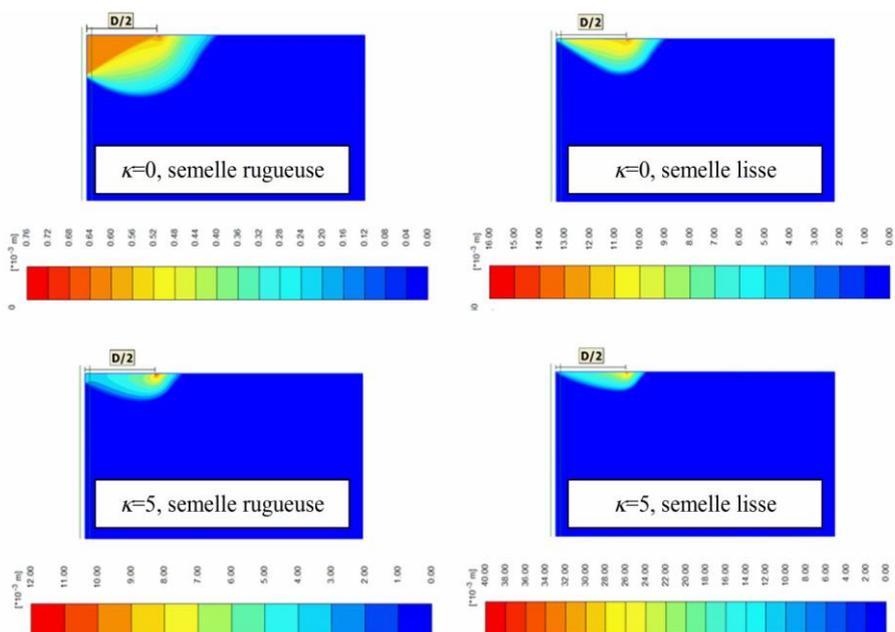


Figure 4.12 Mécanismes de rupture d'une semelle circulaire

## 4.5. Effet de l'interférence de deux semelles filantes

### 4.5.1. Facteur d'interférence $\zeta$

La Figure 4.13 compare les valeurs de facteur d'interférence  $\zeta$  obtenues par la présente étude pour les semelles lisses et rugueuses dans un sol homogène ( $\kappa = 0$ ), avec celles de Martin et Hazell (2005) en utilisant la méthode des caractéristiques. Pour  $S/B = 0$ , il n'y a pas de gain dû à l'interférence et les deux semelles interférentes sont considérées comme une semelle isolée de largeur  $2B$ . Par ailleurs, pour le cas d'une semelle rugueuse, le facteur d'interférence augmente avec l'accroissement de l'espacement entre les semelles interférentes, jusqu'à atteindre un pic de 1,06 à  $S/B = 0,2$ , puis il diminue jusqu'à une valeur minimale de 1,02 à  $S/B = 0,5$ . Alors que, pour une semelle lisse, il n'y a pas de gain dû à l'interférence ; les valeurs de facteur d'interférence sont égales à 1 pour toutes les valeurs de  $S/B$ . Le pic prédit par Martin et Hazell (2005) est de 1,07 à  $S/B = 0,15$ . Les résultats numériques obtenus par cette étude sont en accord avec ceux obtenus par Martin et Hazell (2005).

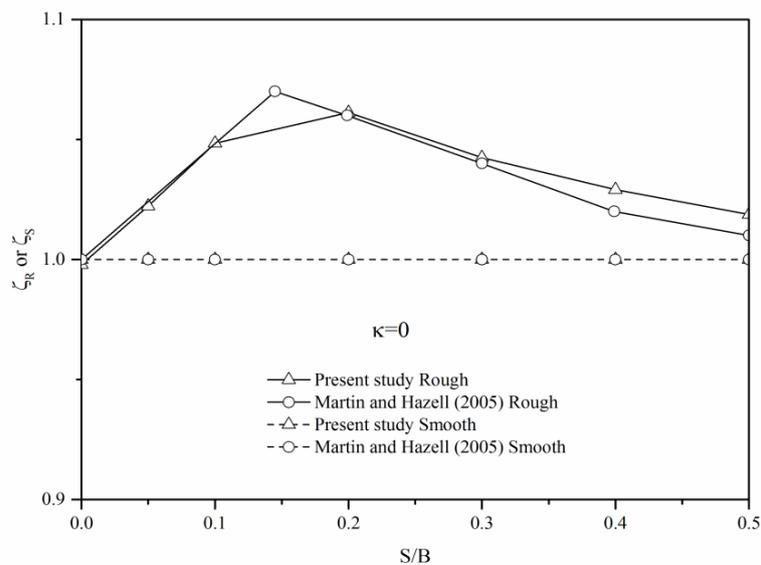


Figure 4.13 Comparaison des valeurs de  $\zeta$

Les courbes des facteurs d'interférence en fonction de l'espacement pour différentes valeurs de  $\kappa$ , sont montrées sur la Figure 4.14. Dans le cas d'un sol non homogène ( $\kappa > 0$ ), un gain dû à l'interférence est observé à  $S/B=0$  pour les semelles lisses et rugueuses. Les valeurs maximales de  $\zeta$  obtenues pour une semelle lisse sont 1,27, 1,37, 1,47 pour  $\kappa = 5, 10$  et 20 respectivement, alors que pour le cas d'une semelle rugueuse, les valeurs maximales de  $\zeta$  sont 1,29, 1,37, 1,46 pour  $\kappa = 5, 10$  et 20 respectivement. L'accroissement de la distance entre les semelles lisses ou rugueuses, produit une diminution du facteur d'interférence qui se stabilise à une valeur égale à 1 pour  $S/B = 0,2$ .

Les valeurs de  $\zeta$  augmentent avec l'accroissement de  $\kappa$  pour  $S/B \leq 0,04$  comme montré sur la figure 4.14. En revanche, pour un rapport  $S/B$  supérieur ou égal à 0,04, les valeurs de  $\zeta$  diminuent avec l'augmentation de  $\kappa$ . Une tendance de variation inversée a été observée dans laquelle le point de changement de cette variation est prévu à  $S/B = 0,04$ .

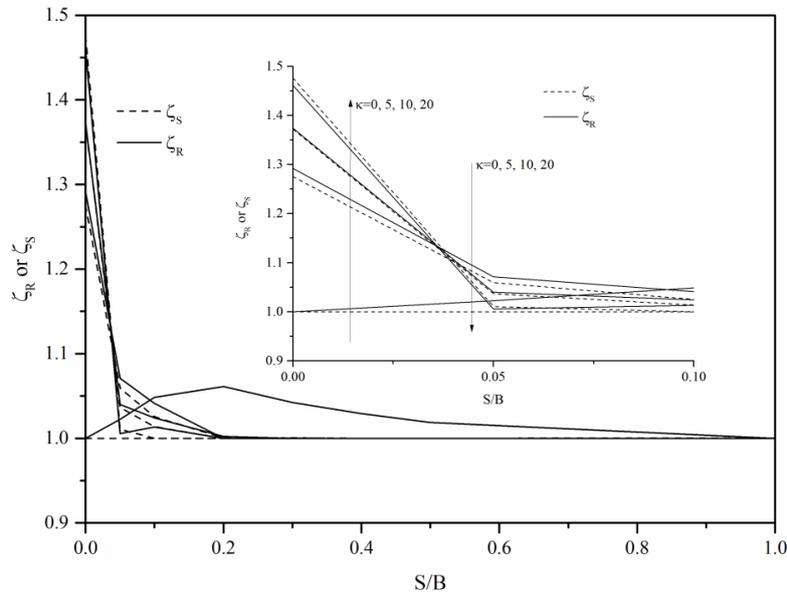


Figure 4.14 Effet de  $\kappa$  sur  $\zeta$

#### 4.6. Conclusions

Le code de calcul en éléments finis Plaxis a été utilisé pour déterminer l'influence d'un gradient vertical de cohésion sur les facteurs de portance  $N_c$  et les facteurs de correction  $F_R$ ,  $F_S$  ainsi que le facteur de forme  $S_c$  d'une semelle circulaire et le facteur d'interférence  $\zeta$  des semelles filantes en interférence. De plus, la distribution des contraintes normales et les mécanismes de rupture sont examinés en considérant la non-homogénéité du sol. Les résultats numériques de la présente étude ont confirmé la fiabilité de l'analyse élasto-plastique en éléments finis en comparant avec les résultats trouvés dans la littérature.

Il a été démontré que le facteur de portance  $N_c$  augmente avec l'accroissement de la non-homogénéité du sol, alors que le facteur de forme  $S_c$  décroît. Pour les semelles filantes et circulaires lisses, la magnitude des contraintes normales  $\sigma_n$  augmente avec l'accroissement de la non-homogénéité de la cohésion, où la contrainte maximale se produit au centre de la semelle.

Les déplacements incrémentaux à la rupture ont confirmé que la non-homogénéité du sol a un effet significatif sur la taille et la forme de la zone plastique sous les semelles filantes et

circulaires en considérant une interface lisse et rugueuse. Les valeurs obtenues des facteurs de correction  $F_R$ ,  $F_S$  montrent que la rugosité de la semelle et la non-homogénéité engendrent une augmentation de la capacité portante de la semelle filante.

Le gain dû à l'interférence des semelles filantes sur un sol non homogène est plutôt supérieur à celui pour un sol homogène. Pour  $\kappa = 0$ , la valeur maximale du gain dû à l'interférence des semelles rugueuses est prévue à  $S/B = 0,2$ , alors qu'il n'y a pas de gain dû à l'interférence des semelles lisses. Dans le cas d'un sol non homogène ( $\kappa > 0$ ), les valeurs maximale du gain dû à l'interférence sont prévues à  $S/B = 0$  pour les semelles lisses et rugueuses. En général, les résultats de l'analyse par éléments finis présentés dans ce chapitre se trouvent en excellent accord avec les résultats publiés dans la littérature.

## Chapitre V

### Portance des semelles filantes sous charge inclinée reposant sur une argile non homogène limitée par une base rigide

#### 5.1. Introduction

La capacité portante d'une semelle filante sous l'action d'une force verticale  $V$  et une force horizontale  $H$ , a été étudiée par Green (1954) en supposant un mécanisme de translation pure, pour la détermination des chargements extrêmes ( $V$ ,  $H$ ) d'une semelle filante reposant sur une surface horizontale d'un matériau purement cohérent. Puzrin et Randolph (2003) ont généralisé ce mécanisme pour étudier la capacité portante tridimensionnelle des semelles circulaires. Dans le cas d'une semelle filante posée sur une argile au bord d'une pente, une expression a été proposée par Georgiadis (2010) pour définir la surface de rupture dans le plan  $V$ - $H$ . Chatzigogos (2007) a traité le problème de la capacité portante sismique des fondations superficielles, reposant à la surface d'un sol purement cohérent hétérogène.

Le problème de la capacité portante des fondations superficielles, posées sur des argiles non homogènes et sous un chargement incliné est en général examiné pour la conception des fondations offshore. Plusieurs études expérimentales, analytiques et numériques sont consacrés à l'étude de ce problème (Bransby et Randolph 1998 ; Ukritchon *et al.*, 1998, Martin et Houlsby 2000 ; Gourvenec et Barnett 2011; Vulpe *et al.*, 2015).

L'objet de ce chapitre est d'étudier la capacité portante d'une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur une couche d'argile non homogène limitée par une base rigide. L'analyse de l'évolution élasto-plastique de la charge limite a été effectuée par le code Plaxis en éléments finis en considérant des semelles filantes rugueuses. Les résultats sont présentés en termes de facteur de portance  $N'_c$  et facteur d'inclinaison  $i_c$ . De plus, les surfaces de rupture sont présentées dans le plan des paramètres de chargement ( $V$ - $H$ ) pour une gamme de valeurs du rapport de la non-homogénéité du sol  $\kappa$  et du rapport épaisseur de la couche ( $h$ )/largeur de la semelle( $B$ ). Les résultats numériques obtenus sont comparés à ceux disponibles dans la littérature. De nouveaux résultats numériques des facteurs de portance, facteur d'inclinaison et diagrammes d'interaction sont obtenus entre deux paramètres de chargement (charge verticale  $V$  - charge horizontale  $H$ ).

## 5.2. Présentation du cas étudié

Dans cette étude on considère une semelle filante posée sur la surface libre d'une couche d'argile non homogène et limitée par une base rigide (Fig. 5.1). La capacité portante pour une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur un sol non homogène purement cohérent est donnée par la relation suivante :

$$q_u = c_0 N'_c \quad (5.1)$$

$$N'_c = N_c i_c \quad (5.2)$$

Où  $c_0$  est la cohésion à la base de la semelle ;  $N_c$  est le facteur de portance d'une semelle sous charge verticale ;  $i_c$  est le facteur d'inclinaison. La cohésion  $c_u$  est donnée par la relation suivante :

$$c_u = c_0 + k \cdot z \quad (5.3)$$

où  $k$  est le gradient d'augmentation de la cohésion avec la profondeur  $z$ . Le degré de non-homogénéité du sol est représentée par le rapport  $\kappa = kB/c_0$ , où  $B$  est la largeur de la fondation, tandis que l'épaisseur de la couche du sol est représentée par le rapport épaisseur de la couche/largeur de la semelle ( $h/B$ ).  $D$  est la profondeur de mécanisme de rupture de la semelle filante (Fig. 5.1).

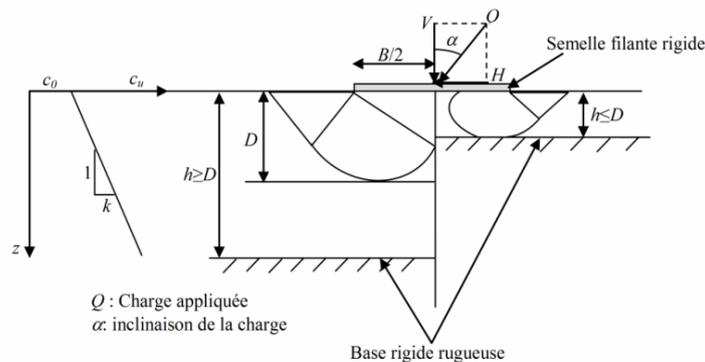


Figure 5.1 Géométrie du problème

## 5.3. Procédure de modélisation numérique

Pour évaluer la capacité portante d'une semelle filante sous charge inclinée posée sur une couche d'argile non homogène d'épaisseur limitée en considérant la présence d'une base rigide, le code Plaxis en éléments finis a été utilisé. Le rapport de la non-homogénéité  $\kappa = kB/c_0$ , varie entre 0 et 20, où  $k$  est le gradient de cohésion par rapport à la profondeur (la cohésion est linéaire en fonction de la profondeur). Le rapport d'épaisseur de la couche d'argile  $h/B$  varie entre 0,1 et 1.

Du fait de l'absence de la symétrie du problème, le modèle entier est retenu. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure; pour les limites latérales, le déplacement est bloqué dans la direction horizontale. Les conditions aux limites sont illustrées sur la Figure 5.2. Le modèle est discrétisé par un maillage avec des éléments à 15 nœuds; un raffinement autour des bords de la semelle a été effectué ; les dimensions du modèle ont été définies de façon à éviter toute source de perturbation dans la formation des mécanismes de rupture dans le sol. La Figure 5.2 montre le maillage adopté et les conditions aux limites pour une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur une couche d'argile avec un rapport  $h/B=0,3$ .

Dans la présente étude, la technique de chargement « probe » est utilisée pour déterminer les points de l'enveloppe de rupture  $H-V$ . La semelle est chargée progressivement jusqu'à la rupture par une force inclinée d'angle  $\alpha$  varie de  $0^\circ$  à  $90^\circ$  par rapport à la verticale. Toutes les analyses élasto-plastiques par éléments finis sont effectuées en supposant une semelle rugueuse, comme il a été démontré par Loukidis *et al.* (2008), le glissement à l'interface sol-semelle se produit dans le sol, ainsi le modèle ne comporte pas d'élément d'interface.

La semelle est modélisée par un élément de poutre élastique d'épaisseur et de largeur égale à 1 m, avec une rigidité à la flexion  $EI= 2,9 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>/m et une rigidité axiale  $EA=3,48 \times 10^8$  kN/m. Pour examiner l'évolution élasto-plastique de la charge ultime, une loi élastique-parfaitement plastique avec le critère de Tresca a été adoptée, les valeurs des paramètres retenues sont:  $\nu=0,49$ ,  $E_u= 500c_u$ ,  $\gamma=16$  kN/m<sup>3</sup>. Il est important de noter que les valeurs des paramètres élastiques (module d'élasticité  $E_u$  et coefficient de Poisson  $\nu$ ) n'influence pas la capacité portante ; cependant, si les valeurs de  $E_u$  choisies sont élevées, la capacité portante est atteinte pour un déplacement plus petit, c'est-à-dire que les valeurs des paramètres élastiques influencent le tassement de la fondation (Mabrouki *et al.*, 2010).

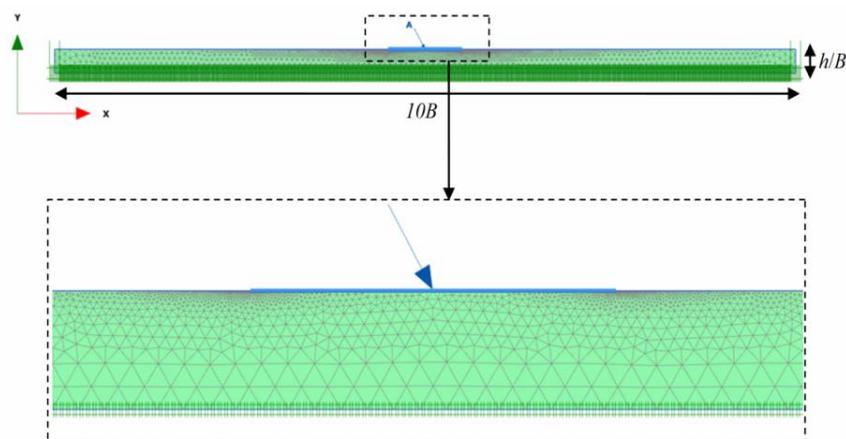


Figure 5.2 Maillage et conditions aux limites, cas de  $\alpha=30^\circ$ ,  $h/B=0.3$

## 5.4. Résultats et discussions

### 5.4.1. Semelle sous charge verticale sur une couche d'argile d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur

Dans le cas d'une semelle filante reposant sur une couche de sol purement cohérent d'épaisseur limitée en considérant une base rigide, les résultats obtenus par la présente étude sont comparés à ceux de Mandel et Salençon (1972) pour le cas d'un sol homogène et à ceux de Matar et Salençon (1979) dans le cas d'un gradient vertical de cohésion.

La Figure 5.3a montre que le facteur de portance  $N_c$  décroît avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche  $h/B$ . La présence d'une base rigide dans la zone de rupture au-dessous de la semelle, entraîne une augmentation de la capacité portante. Pour un rapport  $h/B=0,5$  le facteur de portance  $N_c$  est inférieur d'environ 43% par rapport au cas du rapport  $h/B=0,1$ . Les résultats numériques obtenus sont en excellent accord avec ceux de Mandel et Salençon (1972) 1972 1972 1972. La Figure 5.3b montre que la capacité portante  $q_u$  augmente avec l'accroissement de la non-homogénéité du sol  $\kappa$  et décroît avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche  $h/B$ . Les valeurs obtenues de  $q_u$  sont en très bon accord avec la solution exacte de Matar et Salençon (1979).

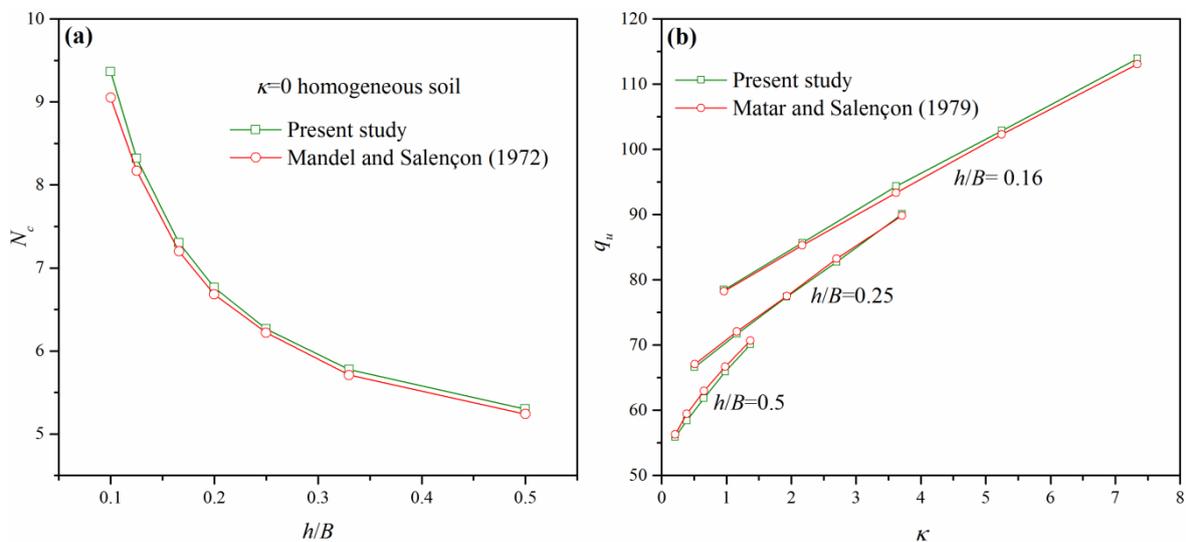


Figure 5.3 Comparaison de  $N_c$  obtenu par la présente étude avec les résultats théoriques, (a)  $\kappa = 0$ , (b)  $\kappa > 0$

L'effet de la non-homogénéité  $\kappa$  et de l'épaisseur de la couche  $h/B$  sur le facteur de portance pour un chargement vertical  $N_c$  est présenté sur la Figure 5.4. Il est clair que le facteur  $N_c$  décroît, avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche  $h/B$ , jusqu'à une valeur stable de  $N_c$  correspondante à  $h/B=1$ . Par conséquent, lorsque l'épaisseur de la couche de sol est supérieure ou égale à  $h/B=1$ , l'effet de la présence d'une base rigide disparaît et la capacité portante devienne constante.

Dans le cas d'un sol homogène, le facteur de portance décroît avec l'augmentation de  $h/B$  jusqu'à une valeur stable qui indique la solution exacte de Prandtl ( $N_c = \pi + 2$ ). Il est important de noter que l'effet de l'épaisseur limitée sur le facteur de portance  $N_c$  devient significatif dans le cas d'un sol homogène. Ainsi, le facteur de portance  $N_c$  est légèrement affecté dans le cas de non homogénéité prépondérante ( $\kappa=20$ ).

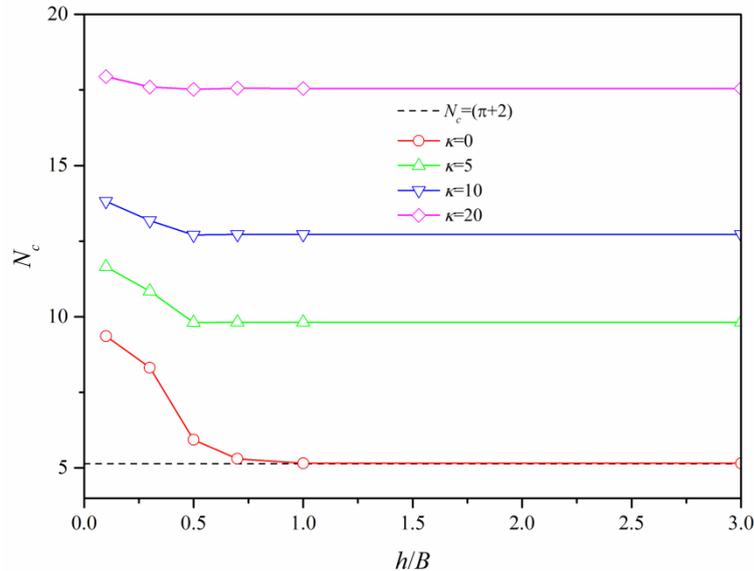


Figure 5.4  $N_c$  en fonction de  $\kappa$  et  $h/B$  pour le cas d'un chargement vertical centré

## 5.4.2. Semelle sous charge inclinée sur une couche d'argile d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur

### 5.4.2.1. Facteur de portance $N'_c$

La variation du facteur de portance  $N'_c$  en fonction de l'inclinaison de la charge  $\alpha$ , pour différentes valeurs de  $\kappa$  et  $h/B$ , est représentée sur la Figure 5.5. L'angle d'inclinaison de la charge est varié de  $0^\circ$  à  $90^\circ$ . Pour toutes les valeurs de  $\kappa$ , le facteur de portance  $N'_c$  décroît avec l'augmentation de  $\alpha$  et  $h/B$ . On note que la base rigide n'influence pas le facteur  $N'_c$  lorsque  $h/B \geq 0,7$ . Également, dans le cas d'un sol homogène l'épaisseur limitée n'a aucun effet sur le facteur de portance pour les angles d'inclinaison  $\alpha$  de la charge supérieurs à  $15^\circ$ , ce qui signifie que pour les grandes valeurs de l'angle  $\alpha$ , un mécanisme de pure translation se produit, où la base rigide n'est pas située dans la zone de rupture.

La Figure 5.6 présente l'effet de  $\kappa$  sur  $N'_c$  en fonction de  $\alpha$ , pour différentes valeurs du rapport  $h/B$ . Il est clair que, pour les grandes valeurs de  $\alpha$ , l'effet de  $\kappa$  sur  $N'_c$  disparaît à cause de l'augmentation de la composante horizontale de la charge qui produit une rupture par glissement lorsque cette charge atteint sa valeur maximale.

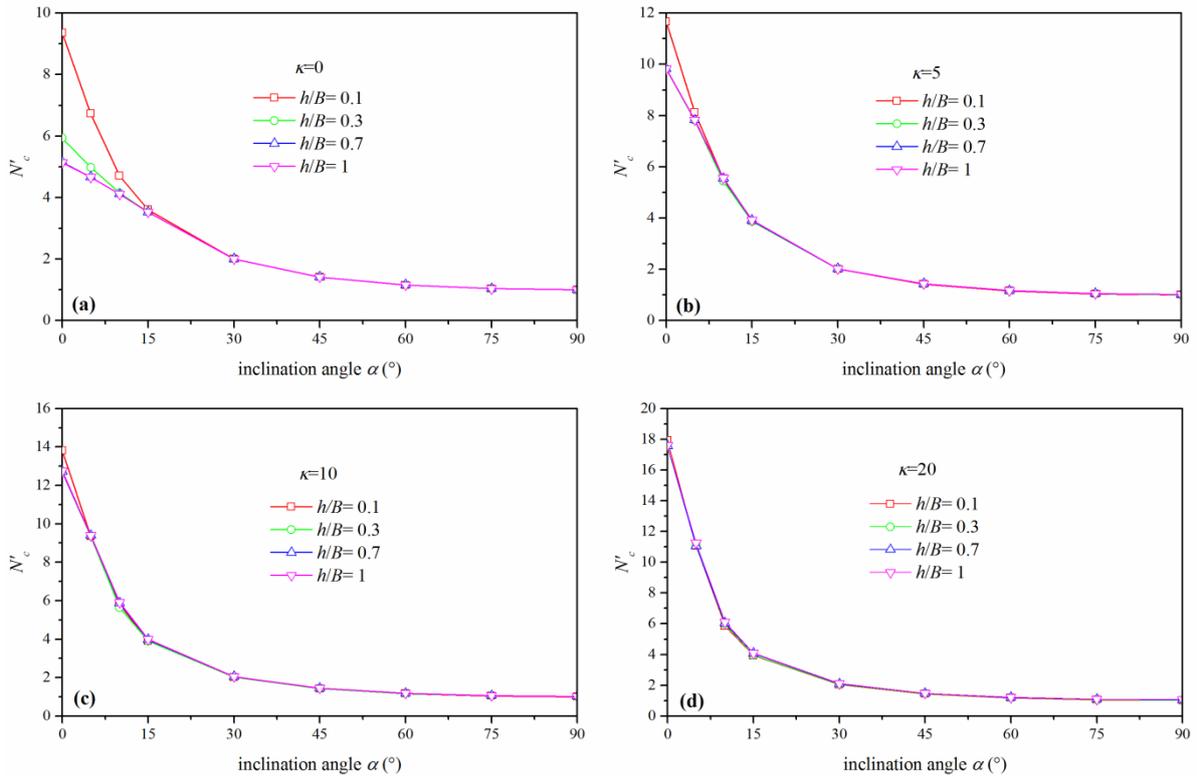


Figure 5.5 Effet de  $h/B$  sur  $N'_c$  en fonction de  $\alpha$ , pour différentes valeurs de  $\kappa$

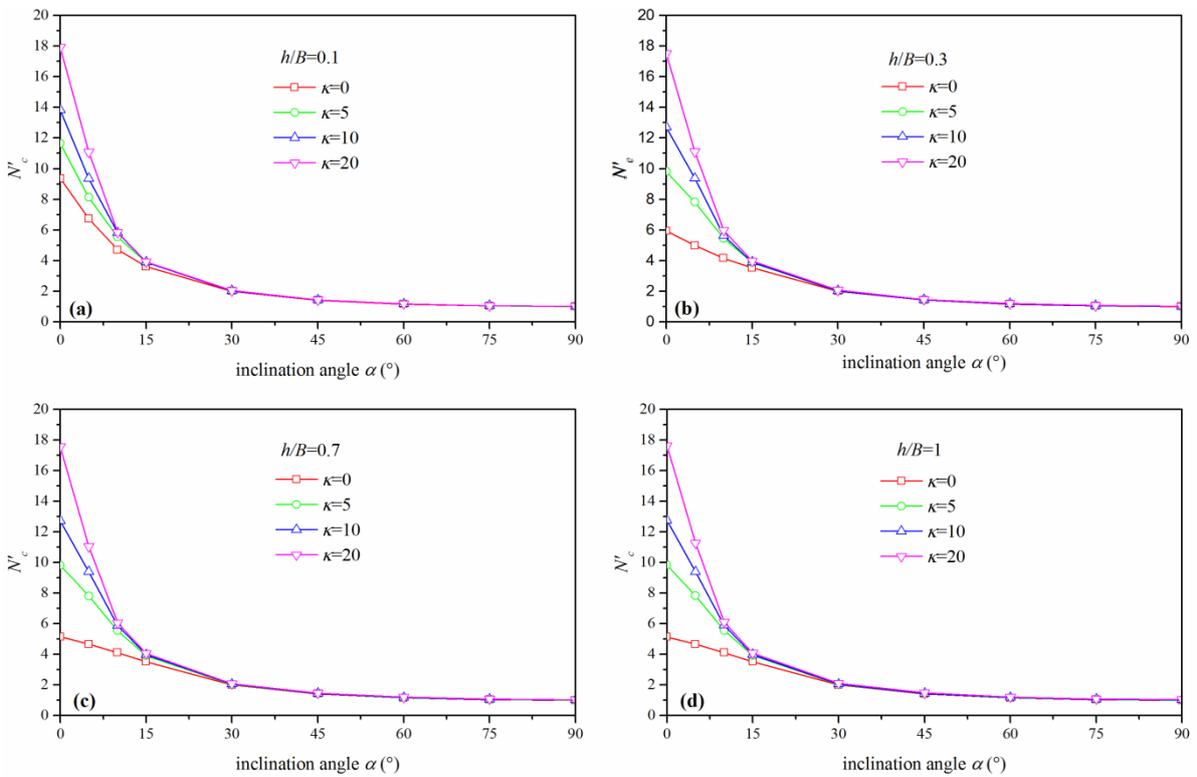


Figure 5.6 Effet de  $\kappa$  sur  $N'_c$  en fonction de  $\alpha$ , pour différentes valeurs de  $h/B$

### 5.4.2.2. Facteur d'inclinaison $i_c$

Dans le cas d'un sol homogène, plusieurs auteurs ont proposé des expressions et résultats pour l'évaluation du facteur d'inclinaison de la charge  $i_c$  (tableau 5.1). Cependant, dans la littérature on ne trouve pas des expressions de facteur  $i_c$  pour le cas d'un sol non homogène. Ainsi, on s'intéresse à la détermination du facteur d'inclinaison  $i_c$ , défini par la relation suivante :

$$i_c = q_{u(\alpha \neq 0)} / q_{u(\alpha = 0)} \quad (5.4)$$

Où  $q_{u(\alpha \neq 0)}$  est la capacité portante pour le cas d'un chargement incliné ( $\alpha \neq 0$ ) ;  $q_{u(\alpha = 0)}$  est la capacité portante pour le cas d'un chargement vertical centré ( $\alpha = 0$ ).

Tableau 5.1 Expressions du facteur d'inclinaison  $i_c$ , pour le cas d'un sol homogène ( $\kappa=0$ )

Auteurs	$i_c$
Meyerhof (1963)	$[1 - (\alpha^\circ / 90^\circ)]^2$
Hansen (1970)	$0.5 - 0.5\sqrt{1 - (H/Bc_u)}$
Vesic (1975)	$1 - (2H/Bc_u N_c)$
Green (1954)	$0.5 + (1/N_c) \left[ \cos^{-1}(H/Bc_u) + \sqrt{1 - (H/Bc_u)^2} \right]$

La Figure 5.7 montre la variation du facteur d'inclinaison  $i_c$  en fonction de  $\kappa$  pour le cas d'une semelle sur une couche d'argile semi-infinie. La Figure 5.7a compare les valeurs de  $i_c$  obtenues par cette étude avec celles de Meyerhof (1963), dans le cas d'un sol homogène ( $\kappa=0$ ). La comparaison des résultats de  $i_c$  révèle que les valeurs obtenues sont en bon accord avec celles de Meyerhof (1963), à l'exception pour  $0,26 \leq \tan \alpha \leq 0,83$  ( $15^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$ ), où il y a une diminution des valeurs de  $i_c$ . La Figure 5.7b montre la variation des valeurs de  $i_c$  pour différents valeurs de  $\kappa$  ( $0 < \kappa < 100$ ) en fonction de l'angle d'inclinaison  $\alpha$ . Il est clair que le facteur d'inclinaison  $i_c$  diminue avec l'augmentation de l'inclinaison de la charge  $\alpha$  et du taux de la non-homogénéité du sol  $\kappa$ . Le facteur d'inclinaison peut être décrit par une simple expression comme suit:

$$i_c = \frac{A}{X + C} \quad (5.5)$$

avec  $A = C = 130,23$  ;  $X$  est donnée en fonction de  $\alpha$  et de  $\kappa$ . En conséquence, le facteur  $i_c$  est donné par la relation :

$$i_c = \frac{130.23}{(\kappa + 6.37)\alpha + 130.23} \quad (5.6)$$

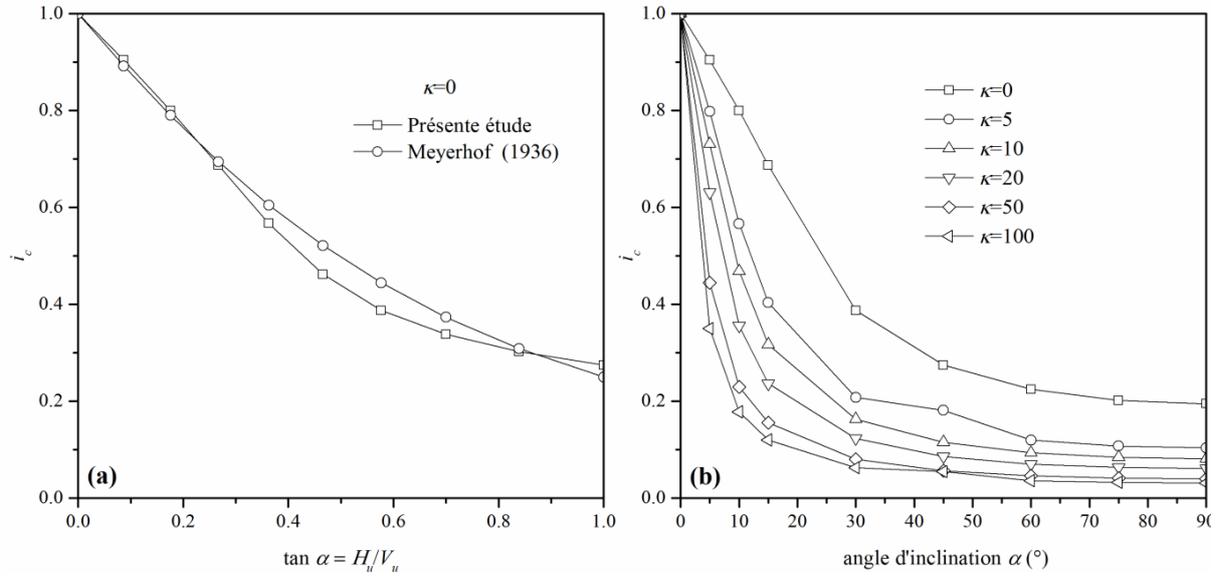


Figure 5.7 Facteur d'inclinaison  $i_c$ , cas d'une couche de sol semi-infinie

La Figure 5.8 montre la variation du facteur d'inclinaison  $i_c$  en fonction de l'angle d'inclinaison  $\alpha$ , pour les cas limites de  $\kappa = 0$  et 10 et les valeurs du rapport  $h/B = 0,1, 0,3, 0,7$  et 1. Il est clair que  $i_c$  diminue avec l'augmentation de l'inclinaison de la charge  $\alpha$  et la non-homogénéité de l'argile, alors qu'il augmente avec l'accroissement du rapport  $h/B$  jusqu'à une valeur stable de  $h/B = 0,7$  et  $0,3$  pour  $\kappa=0$  et 10 respectivement. Ainsi, on constate une variation inverse du facteur  $i_c$ , avec  $h/B$ , en comparant avec la variation de  $N'_c$ .

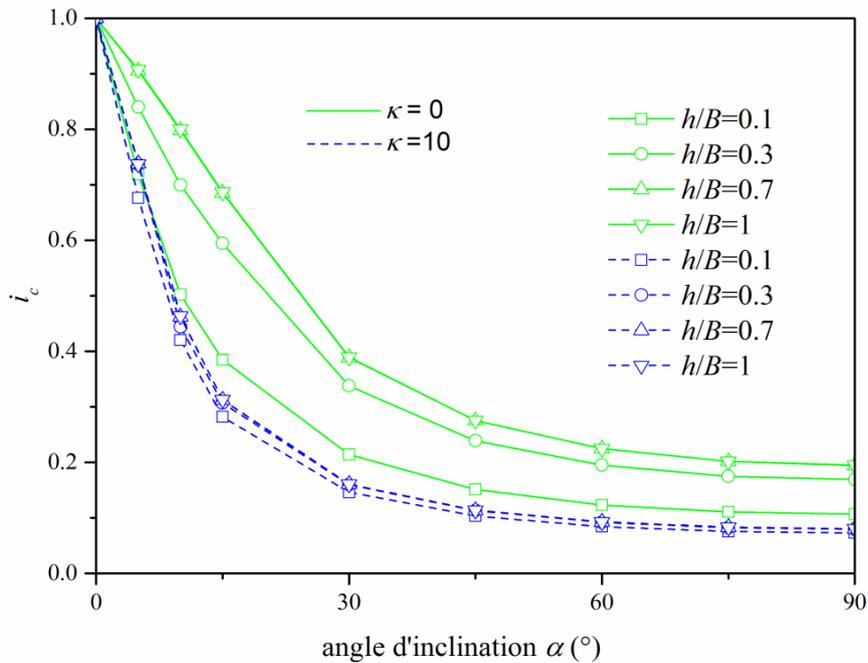


Figure 5.8 Facteur d'inclinaison  $i_c$ , cas d'une couche de sol limitée par une base rigide

### 5.4.2.3. Courbes enveloppes

Dans le cas d'un chargement incliné, il est possible de représenter les charges limites ultimes dans le plan des paramètres de chargement  $V-H$  sous la forme de courbes enveloppes ou surface ultime. Pour tracer cette surface la technique de chargement par force « probe » est utilisée, cette méthode consiste à appliquer progressivement une force inclinée sur la semelle, jusqu'à la rupture, en considérant un angle d'inclinaison  $\alpha$  fixe et prédéfini. Chaque analyse « probe » permet de déterminer un point qui appartient à la surface ultime dans le plan des paramètres de chargement (charge verticale  $V$  – charge horizontale  $H$ ).

L'effet de la non-homogénéité sur la taille des courbes enveloppes normalisé ( $V/Bc_0$ -  $H/Bc_0$ ), est représenté sur la Figure 5.9, où on note une augmentation de la taille avec l'accroissement de la non-homogénéité  $\kappa$  de 0 à 20. En revanche, la taille de la surface diminue avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche d'argile. Les valeurs numériques des charges ultimes  $V$  et  $H$  obtenues de cette étude, montrent qu'il existe un angle critique d'inclinaison de la charge, par rapport à la verticale, au-delà de cette valeur la résistance horizontale ultime  $H_{u,max}$  est mobilisée, ce qui produit un mécanisme de rupture par glissement horizontal. Lorsque l'angle d'inclinaison de la charge est supérieur ou égal à la valeur critique, la diminution de la composante verticale de la charge inclinée n'a pas d'influence sur la capacité horizontale de la semelle. Le tableau 5.2 indique les angles d'inclinaison critiques obtenus par la présente étude. Il est important de noter que les angles critiques diminuent avec l'accroissement de la non-homogénéité du sol.

Tableau 5.2 Valeurs des angles d'inclinaison critiques  $\alpha$  en fonction de  $\kappa$  et de  $h/B$

$h/B$	$\kappa$			
	0	5	10	20
0,1	20°	15°	10°	10°
0,3	20°	15°	15°	10°
0,7	20°	15°	10	10
1	20°	15°	10°	10°

La Figure 5.10 montre l'effet de l'épaisseur de la couche de sol sur les courbes enveloppes pour différentes valeurs de  $\kappa$ , où les paramètres de chargement  $V$ ,  $H$  sont normalisés par rapport à leur valeur maximale ( $V_u/V_{u,max}$ - $H_u/H_{u,max}$ ). Il est clair que la composante horizontale de la charge augmente avec l'accroissement de l'inclinaison  $\alpha$  jusqu'à une valeur stable qui indique la charge ultime ( $H_{u,max}$ ), alors que la composante verticale devient nulle. Dans le cas d'un sol homogène avec un rapport  $h/B=0,1$ , la rupture par glissement pur est obtenue pour une charge verticale ultime  $V_u=0,2V_{u,max}$ , c'est-à-dire que pour une couche de faible épaisseur,

la rupture par glissement se produit sous l'effet d'une petite valeur de la charge verticale. Par ailleurs, dans le cas d'un sol non homogène la contrainte de cisaillement ultime est mobilisée sous une charge verticale  $V_u$  d'environ  $0,4V_{u,max}$ .

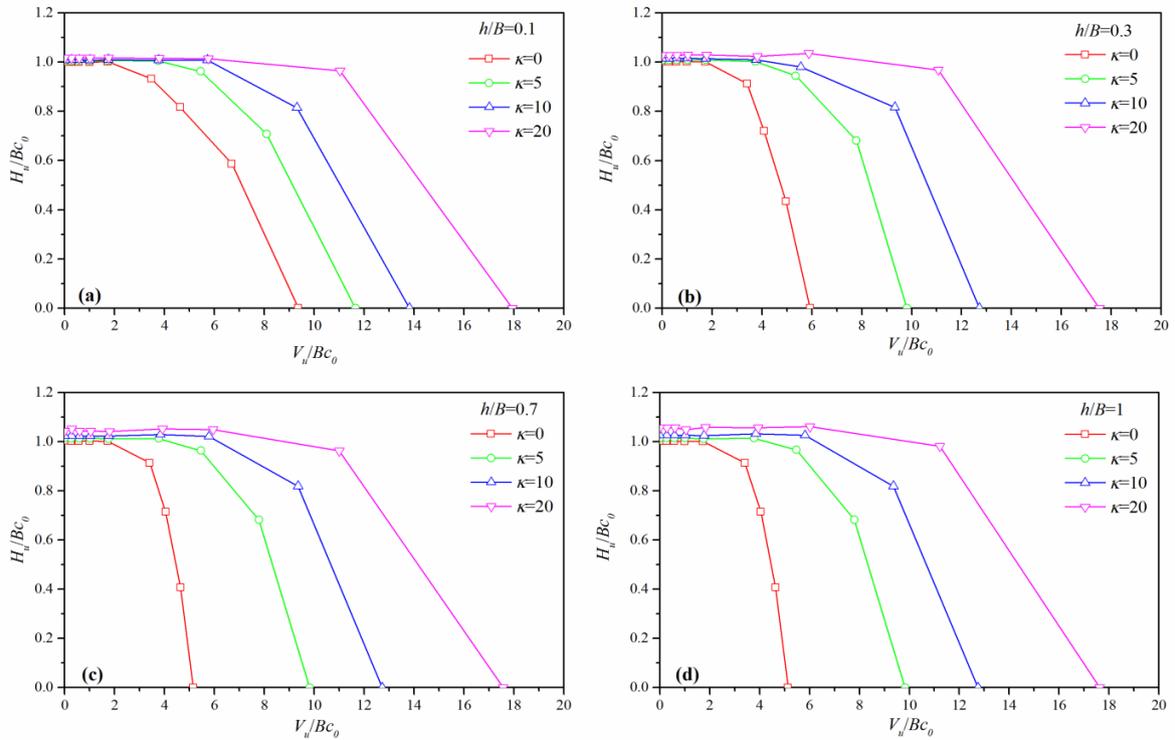


Figure 5.9 Effet de  $\kappa$  sur la taille des courbes enveloppes

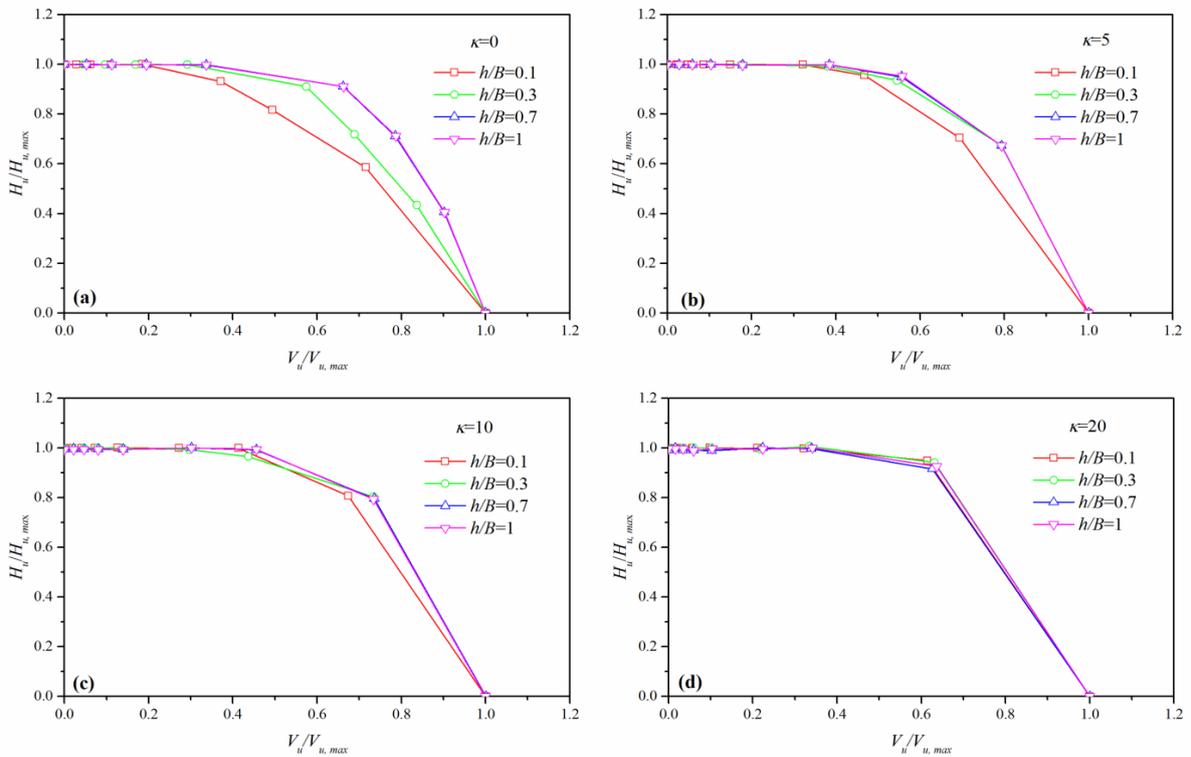


Figure 5.10 Effet de  $h/B$  sur la forme et la taille relative des courbes enveloppes

La Figure 5.10d montre que les enveloppes de rupture normalisées sont presque superposées, ce qui signifie que dans le cas d'un sol fortement hétérogène, la présence d'une base rigide à faible profondeur n'influence pas la capacité portante, ce résultat a été confirmé par l'étude du facteur de portance  $N'_c$ , comme présenté sur la Figure 5.5d.

#### 5.4.2.4. Mécanismes de rupture

La Figure 5.11 montre les réseaux de lignes caractéristiques donnés par Matar et Salençon (1977) pour une fondation filante sous charge verticale centrée, reposant sur une couche d'argile non homogène limitée par une base rigide. Les réseaux de lignes caractéristiques sont symétriques par rapport à l'axe de la fondation, et se sont composés d'un champ de Rankine (OAB) et d'un éventail de Prandtl (OBC) en un milieu non homogène. Un petit triangle rigide (STT') est observé sous la semelle filante. Pour  $h \geq h_0$ , il n'y a pas d'influence de l'assise rigide sur le mécanisme de rupture (Fig. 5.11a), alors que pour  $h \leq h_0$ , la présence de l'assise rigide se fait alors sentir, et mène à restreindre les surface de glissement ce qui engendre une augmentation de la capacité portante (Fig. 5.11b).

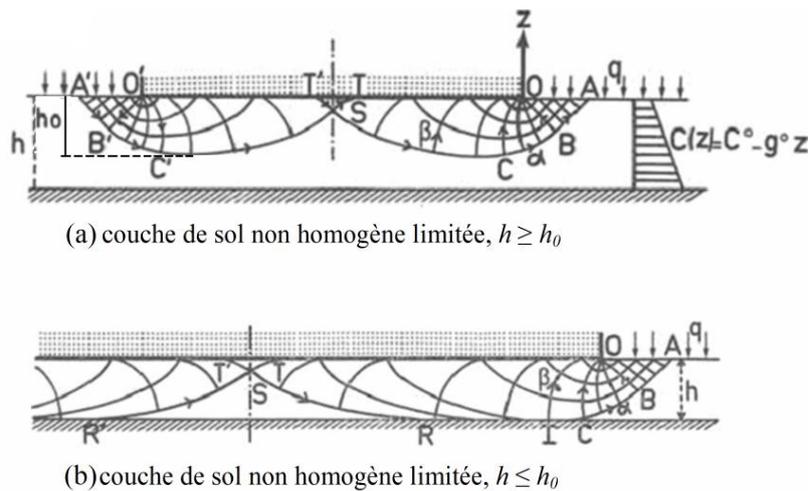


Figure 5.11 Construction des réseaux de lignes caractéristiques d'après Matar et Salençon (1977)

La Figure 5.12 montre les contours des déplacements incrémentaux à la rupture pour une semelle filante rugueuse sous charge verticale ( $\alpha=0$ ), reposant sur une couche d'argile de rapport  $h/B=0,1$ , dans le cas d'un sol homogène et non homogène ( $\kappa=5$ ). On constate une concentration des déformations au dessous des bords de la semelle et un coin triangulaire élastique au-dessous de la semelle similaire à celui présenté sur la figure 5.11 (triangle STT'). La présence de la base rigide à  $h/B=0,1$  a bloqué le développement du mécanisme de rupture, ce qui mène à une augmentation de la capacité portante. Les mécanismes de rupture trouvés par l'analyse numérique de cette étude sont similaires à ceux de Matar et Salençon (1977).

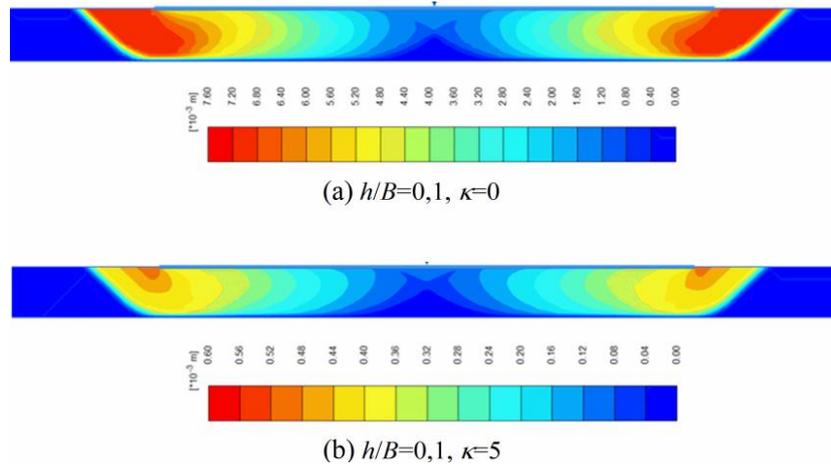


Figure 5.12 Mécanismes de rupture pour une semelle filante sous charge verticale centrée, reposant sur une couche de sol  $h/B=0,1$ , (a) sol homogène, (b) sol non homogène

La Figure 5.13 montre les contours des déplacements incrémentaux à la rupture pour une semelle filante rugueuse sous charge verticale ( $\alpha=0$ ), reposant sur une couche d'argile de rapport  $h/B=1$ . Pour une couche d'argile semi-infinie homogène, le mécanisme de rupture est complètement développé et comporte une zone élastique triangulaire immédiatement sous la semelle, qui repousse le sol en deux zones symétriques, ainsi le mécanisme de rupture est similaire à celui proposé par Terzaghi. En revanche, pour une couche d'argile semi-infinie et fortement hétérogène ( $\kappa=20$ ), le mécanisme de rupture est plus petit. Ceci est fait en raison que le développement du mécanisme de rupture est bloqué par la présence d'un fort gradient vertical de cohésion qui sert à repousser les surfaces de rupture.

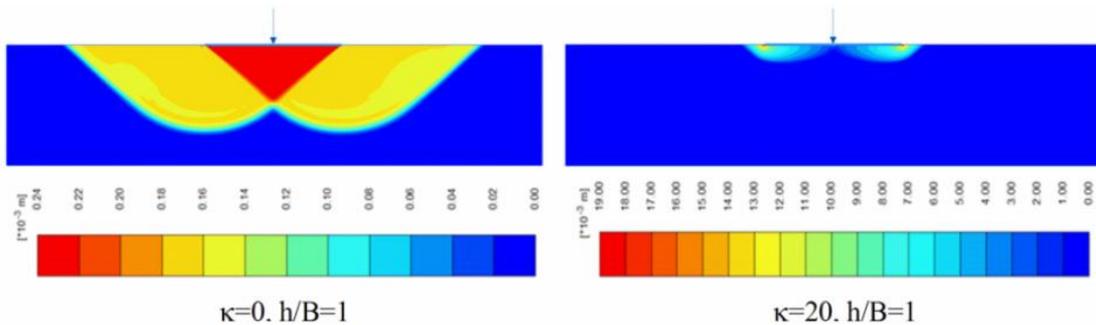


Figure 5.13 Mécanismes de rupture pour une semelle filante sous charge verticale centrée, reposant sur une couche de sol  $h/B=1$ , pour  $\kappa=0$  et  $\kappa=20$

La Figure 5.14 montre les contours des déplacements incrémentaux à la rupture pour une semelle filante rugueuse sous charge inclinée, reposant sur une couche d'argile homogène avec un rapport  $h/B=0,3$ . On constate un mécanisme non symétrique de pure translation (Fig. 5.14) avec l'augmentation de l'angle  $\alpha$ . De plus, pour le cas de  $\alpha=15^\circ$  et  $h/B=0,3$  la base rigide n'est pas située à l'intérieur de la zone de rupture, dans laquelle la capacité portante n'est pas affectée.

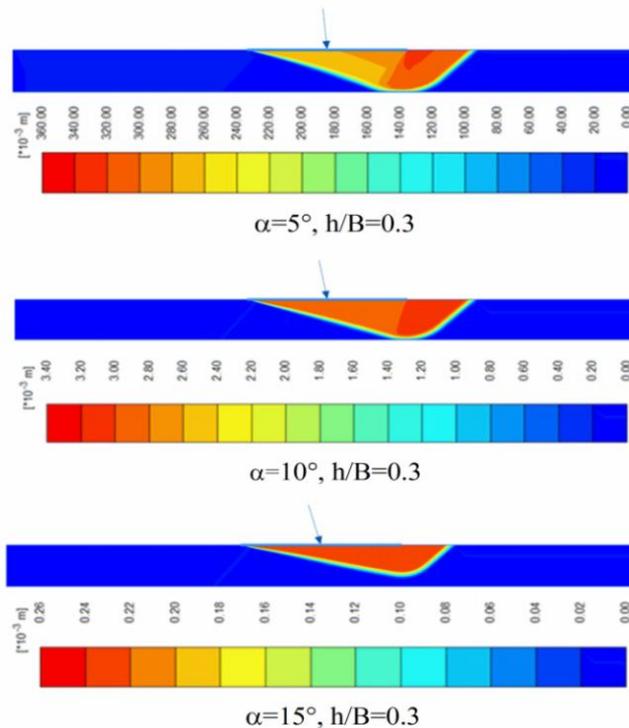


Figure 5.14 Mécanismes de rupture pour une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur une couche de sol homogène  $\kappa=0$  et  $h/B=0,3$

## 5.5. Conclusions

Ce chapitre présente les résultats des analyses élasto-plastiques de la capacité portante d'une semelle filante sous charge inclinée, reposant sur la surface d'une argile non homogène limitée par une base rigide. L'étude numérique de l'évolution élasto-plastique a permis de déterminer les facteurs de portance  $N'_c$  et les facteurs d'inclinaison  $i_c$ , ainsi que les courbes enveloppes dans le plan des paramètres de chargement ( $V-H$ ). Une étude paramétrique a été menée pour une gamme pratique du rapport de la non-homogénéité du sol  $\kappa$  et du rapport  $h/B$  (épaisseur de la couche/largeur de la semelle).

L'accroissement du taux de non-homogénéité du sol et la présence d'une base rigide à faible profondeur conduisent à une augmentation des facteurs de portance  $N_c$  et  $N'_c$ . Par ailleurs, l'inclinaison de la charge  $\alpha$  réduit le  $N'_c$ . L'influence de la base rigide sur les facteurs de portance disparaît lorsque  $h/B=1$  et  $0,7$  pour  $N_c$  et  $N'_c$  respectivement. Également, l'effet dans la base de l'épaisseur limitée de la couche du sol sur la portance est plus significatif dans le cas d'un sol homogène. Dans le cas d'un sol fortement hétérogène, la capacité portante est presque n'est pas influencée par l'augmentation de l'épaisseur de la couche.

L'étude numérique a permis aussi de déterminer les facteurs d'inclinaison  $i_c$ , en fonction de  $\kappa$  et  $h/B$ . Il a été trouvé que le facteur  $i_c$  dépend du gradient vertical de cohésion et du rapport

$h/B$ . Le facteur de correction  $i_c$  est plus faible pour les grandes valeurs de  $\kappa$ . Egalement, il a été démontré que les valeurs critiques de l'inclinaison de la charge décroît avec l'augmentation de la non-homogénéité du sol.

Pour des faibles valeurs de  $\kappa$ , la forme et la taille relative des surfaces de rupture dans le plan des paramètres de chargement normalisés par rapport à leur valeur maximale ( $V_u/V_{u,max}$ - $H_u/H_{u,max}$ ), élargissent avec l'augmentation de  $h/B$ . Alors que dans le cas d'un sol fortement hétérogène ( $\kappa=20$ ), l'étude numérique a confirmé que la présence d'une base rigide à faible profondeur n'influence pas la forme et la taille relative des surfaces de rupture ( $V_u/V_{u,max}$ - $H_u/H_{u,max}$ ), ce qui est expliqué par la présence d'un fort gradient de cohésion avec la profondeur. Dans ce cas, la rupture par un glissement pur est obtenue pour une charge verticale ultime d'environ  $0,4V_{u,max}$ .

La zone de rupture sous la semelle diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la charge et la non-homogénéité du sol. La présence d'une base rigide dans la zone de rupture, au-dessous de la semelle, sert à bloquer le développement des surfaces de glissement, ce qui entraîne une diminution de la taille des mécanismes de rupture.

## Chapitre VI

### Portance des semelles filantes sous charge excentrée reposant sur une argile non homogène limitée par une base rigide

#### 6.1. Introduction

Dans le cas d'une charge d'excentrement  $e$  parallèle à la largeur de la semelle  $B$ , on applique la méthode de Meyerhof qui consiste à remplacer la largeur  $B$  par la largeur réduite ou effective  $B'$  ( $B'=B-2e$ ), ce qui revient à avoir une fondation centrée sous la charge. Cette méthode a été adoptée dans les différents pays de l'Union Européenne (Sieffert et Bay-Gress, 2000) également le règlement des fondations offshore DNV (1992), utilise cette approche. L'effet de l'excentricité de la charge sur la capacité portante des semelles filantes et circulaires dans un sol frottant a été étudié par de nombreux auteurs (Prakash et Saran, 1971; Saran et Agarwal, 1991; Okamura *et al.*, 2002; Loukidis, *et al.*, 2008; Georgiadis et Butterfield, 1988; Ganesh, 2016). Également, on trouve dans la littérature des études de l'effet de l'excentricité sur la portance des semelles reposant sur une argile homogène (Salençon et Pecker, 1995; Ukritchon *et al.*, 1998; Taiebat et Carter, 2000; Taiebat et Carter, 2002).

L'objet de ce chapitre est d'étudier la capacité portante non drainée d'une semelle superficielle filante et encastrée dans une argile non homogène limitée par une base rigide. Des calculs élastoplastique en éléments finis sont effectués pour des semelles à base rugueuse, sous chargement excentré. Dans cette étude, l'approche de la largeur effective rapportée par Meyerhof (1953) a été examinée pour les cas de semelles superficielles et encastrées dans une argile non homogène. De nouveaux résultats numériques des facteurs de portance et courbes enveloppes sont obtenus dans le plan de charge verticale – moment ( $V-M$ ).

#### 6.2. Présentation du cas étudié

La capacité portante d'une semelle filante encastrée dans une argile non homogène (Fig. 6.1) est donnée par la relation suivante :

$$q_u = c_{u0} N_c^* \quad (6.1)$$

$$N_c^* = N_c d_c \quad (6.2)$$

où  $N_c^*$  : le facteur de portance d'une semelle encastrée ;  $N_c$  est le facteur de portance d'une semelle surfacique ;  $d_c$  : le facteur de profondeur (pour une semelle superficielle le facteur  $d_c$  est égal à 1) ;  $c_{u0}$  : la cohésion à la base de la semelle encastrée (Fig. 6.1), donnée par la relation suivante :

$$c_{u0} = c_0 + kD \quad (6.3)$$

où  $D$  est la profondeur d'encastrement de la semelle.

Dans la présente étude, l'épaisseur de la couche d'argile non homogène est représentée par le rapport  $h/B$ . Egalement, la profondeur d'encastrement de la semelle est exprimée par le rapport  $D/B$  et l'excentricité de la charge est représentée par le rapport  $e/B$ .

avec  $B$  : la largeur de la semelle ;  $e$  : l'excentricité de la charge.

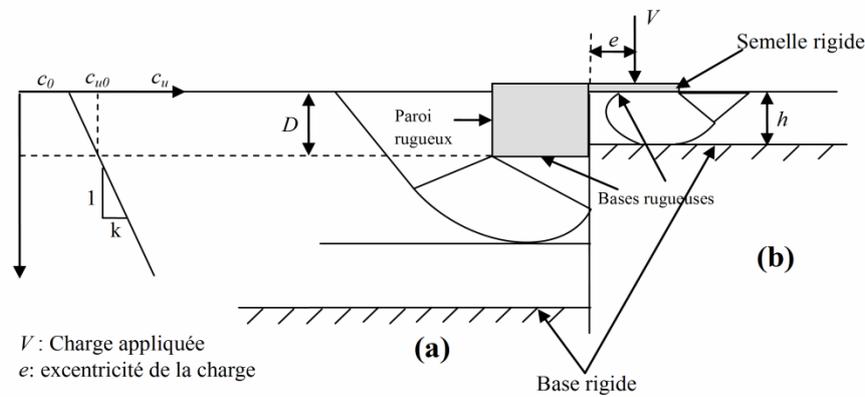


Figure 6.1 Géométrie du problème, (a) semelle encastrée, (b) semelle superficielle

L'approche de la largeur effective rapportée par Meyerhof (1953), suppose que pour une semelle filante sous charge excentrée, la largeur entière  $B$  est réduite à une largeur effective  $B' = B - 2e$  sur laquelle la charge est appliquée au centre de la semelle. D'après Meyerhof (1953) la capacité portante  $q_u$ , d'une semelle encastrée sous charge excentrée, est obtenue par la relation suivante :

$$q_c = N_{c0} \left( 1 - 2 \frac{e}{B} \right) c_u d_c \quad (6.4)$$

où  $N_{c0}$  est le facteur de portance dans le cas d'un chargement vertical centré,  $e$  est l'excentricité de la charge,  $d_c$  est le facteur de profondeur pour une semelle reposant sur une argile homogène donné par l'expression suivante :

$$d_c = 1 + 0.2D/B \quad (6.5)$$

### 6.3. Procédure de modélisation numérique

Dans cette étude, le code Plaxis (2012) en éléments finis a été utilisé pour évaluer la capacité portante d'une semelle superficielle filante et encastrée de largeur  $B=1\text{m}$ , reposant sur une couche d'argile non homogène limitée par une base rigide. Le rapport de la non-homogénéité  $\kappa = kB/c_0$ , varie entre 0 et 20, où  $k$  est le gradient de cohésion par rapport à la profondeur (la cohésion est linéaire en fonction de la profondeur). Le rapport d'épaisseur de la couche d'argile  $h/B$  varie entre 0,1 et 1, et le rapport d'encastrement  $D/B$  varie entre 0 et 1.

Du fait de l'absence de la symétrie du problème, le modèle entier est retenu. Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure; pour les limites latérales, le déplacement est bloqué dans la direction horizontale. Les conditions aux limites sont illustrées sur la figure 6.2.

Le modèle est discrétisé par un maillage avec des éléments à 15 nœuds. Un exemple de maillage adopté pour l'étude numérique dans le cas d'une base rigide à faible profondeur ( $h/B = 0,3$ ) et dans le cas d'un milieu semi-infini sont illustrés sur la Figure 6.2, pour le cas d'une semelle reposant sur la surface et le cas d'une semelle encastrée ( $D/B=0,5$ ) sous un chargement excentré ( $e/B=0,3$ ). Un raffinement autour des bords de la semelle a été effectué ; les dimensions du modèle ont été définies de façon à éviter toute source de perturbation dans la formation des mécanismes de rupture dans le sol. Dans la présente étude le chargement de la semelle est effectué par force, en utilisant la technique « probe ». La semelle est chargée progressivement par une force verticale excentrée, le rapport d'excentricité  $e/B$  varie entre 0,1 à 0,4 par pas de 0,1.

Toutes les analyses élasto-plastiques par éléments finis sont effectuées uniquement pour des semelles rugueuses sans aucun élément d'interface ; ainsi, on suppose que tout glissement à l'interface sol-semelle se produit dans le sol (Loukidis *et al.*, 2008). Le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Tresca a été adopté; les valeurs suivantes sont retenues:  $\nu=0,49$ ,  $E_u= 500c_u$ ,  $\gamma=16 \text{ kN/m}^3$ . Mabrouki *et al.* (2010) indiquent que la capacité portante n'est pas influencée par les valeurs du module d'élasticité  $E_u$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ ; par ailleurs, les valeurs des paramètres élastiques ( $E_u$ ,  $\nu$ ) influencent le tassement de la fondation. La semelle non encastrée est modélisée par un élément poutre élastique d'épaisseur et de largeur égale à 1m, avec une rigidité à la flexion  $EI= 2,9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2/\text{m}$  et une rigidité axiale  $EA=3,48 \times 10^8 \text{ kN/m}$ , tandis que la semelle encastrée est modélisée comme un corps rigide.

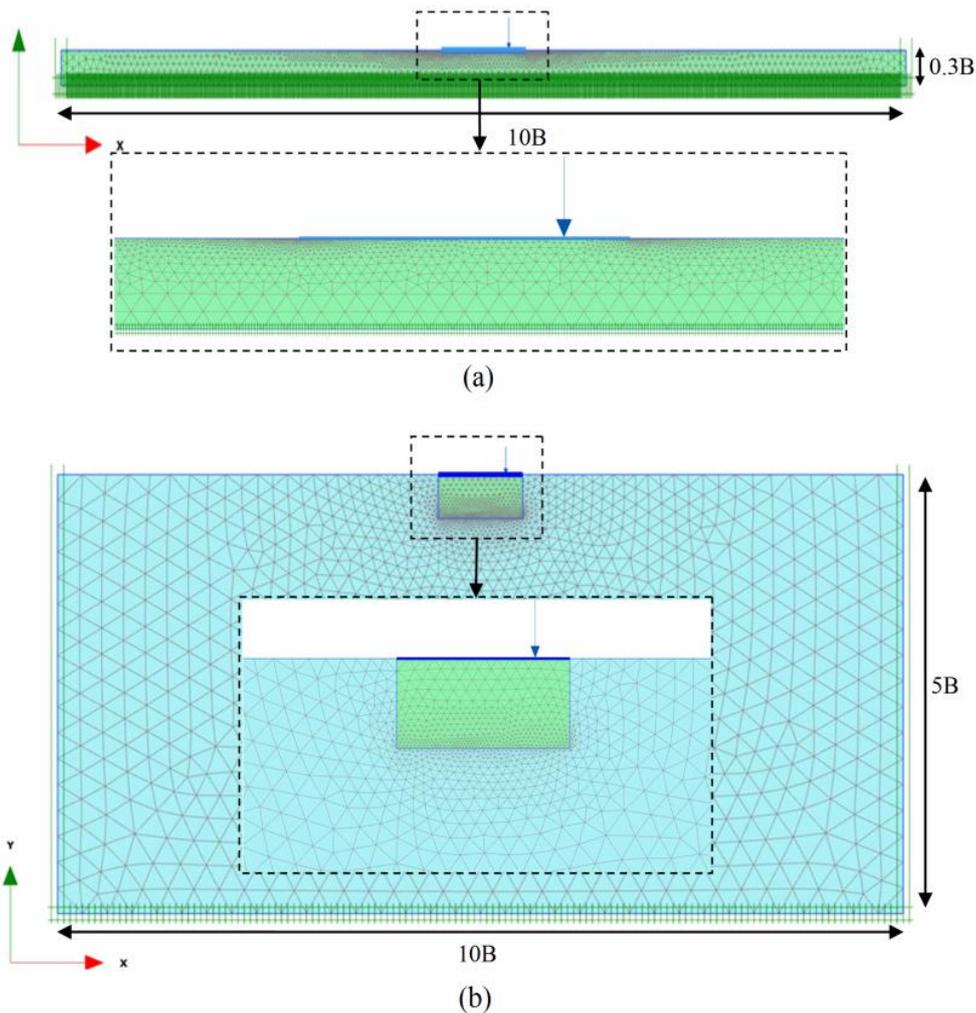
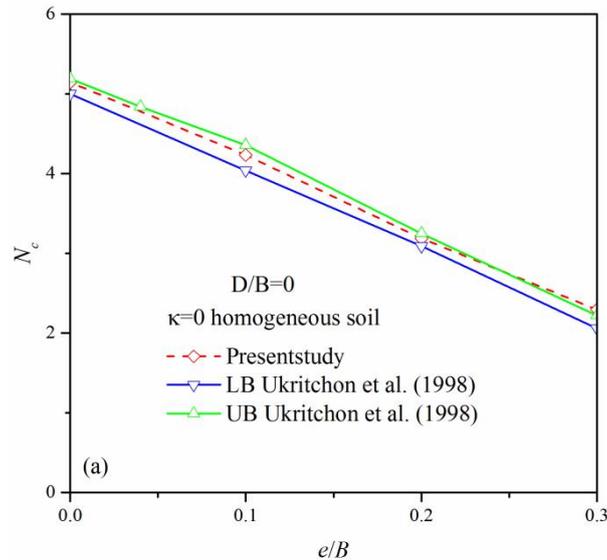


Figure 6.2 Maillage et conditions aux limites, (a): cas de base rigide à faible profondeur ( $h/B=0,3$ );  
(b) sol semi-infini.

## 6.4. Résultats et discussions

### 6.4.1. Facteurs de portance $N_c$ et $N_c^*$

Les résultats des facteurs de portance dans le cas d'une semelle filante sous charge excentrée, reposant sur la surface d'une couche d'argile semi-infinie et homogène ( $D/B=0$ ) sont présentés sur la figure 6.3. Les facteurs de portance  $N_c$  obtenus par la présente étude sont comparés à ceux obtenus par Ukritchon *et al.* (1998) en utilisant l'approche cinématique et statique de l'analyse limite. Il est clair que le facteur de capacité portante  $N_c$  décroît avec l'augmentation de l'excentricité de la charge ( $e/B$ ). Le facteur de portance est réduit de 55% pour le cas d'une excentricité  $e/B = 0,3$ , par rapport au cas d'un chargement vertical centré ( $e/B = 0$ ). Les résultats des analyses élasto-plastiques se trouvent entre les bornes supérieures et inférieures données par Ukritchon *et al.* (1998), à l'exception du cas de  $e/B = 0,3$ , où la présente étude surestime légèrement le facteur de portance.

Figure 6.3 Comparaison des valeurs de  $N_c$ 

L'effet du rapport  $h/B$  sur le facteur de portance  $N_c$ , dans le cas d'une semelle qui repose sur la surface ( $D/B=0$ ), est présenté sur la Figure 6.4, en considérant différentes valeurs de l'excentricité de la charge ( $e/B = 0, 0,1, 0,2, 0,3$  et  $0,4$ ) et la non-homogénéité du sol ( $\kappa = 0, 5, 10$  et  $20$ ). On peut alors noter que  $N_c$  diminue avec l'augmentation de la profondeur relative  $h/B$ , jusqu'à une valeur critique de  $h/B$  dans laquelle les valeurs de  $N_c$  deviennent constantes.

Dans le cas d'une semelle sous charge verticale reposant sur un sol homogène, la figure 6.4a montre que le facteur de portance  $N_c$  décroît jusqu'à une valeur stable égale à la valeur exacte ( $N_c = \pi + 2$ ) de Prandtl (1920) qui correspond à la valeur critique de  $h/B \geq 0,7$ . Alors que pour  $e/B > 0$ ,  $N_c$  décroît jusqu'à une valeur stable inférieure à celle donnée par Prandtl (1920).

Par ailleurs, dans le cas d'un sol non homogène ( $\kappa > 0$ ), les Figures 6.4b, 6.4c et 6.4d montrent que le facteur  $N_c$  décroît jusqu'à une valeur stable correspond au rapport  $h/B \geq 0,3$ , pour toutes les excentricités de la charge. Egalement, le facteur de portance  $N_c$  décroît avec l'augmentation de l'excentricité  $e/B$  et augmente avec l'accroissement de  $\kappa$ , pour toutes les valeurs de  $h/B$ . Il est important de noter que le taux de diminution de  $N_c$  est plus significatif dans le cas d'un sol non homogène par rapport au cas d'un sol homogène.

L'effet du rapport d'encastrement  $D/B$  sur la variation du facteur  $N_c^*$  en fonction de  $e/B$ , pour  $\kappa=0$  et  $20$ , est représenté sur la Figure 6.5. Dans le cas d'un sol homogène, l'encastrement de la semelle augmente le facteur de portance  $N_c^*$ , comme indiqué sur la figure 6.5a ; en revanche, dans le cas d'un sol non homogène ( $\kappa=20$ ) et  $D/B \leq 0,25$ , la figure 6.5b montre une diminution de  $N_c^*$  pour toutes les valeurs de l'excentricité ; cependant, on constate une légère

augmentation de  $N_c^*$  pour le cas de  $e/B > 0$  et  $D/B \geq 0,5$ . Pour toutes les valeurs de  $D/B$ , le facteur  $N_c^*$  décroît avec l'augmentation de l'excentricité de la charge. Il est clair que l'influence de l'excentricité sur le facteur de portance  $N_c^*$  est plus importante dans le cas des sols non homogènes.

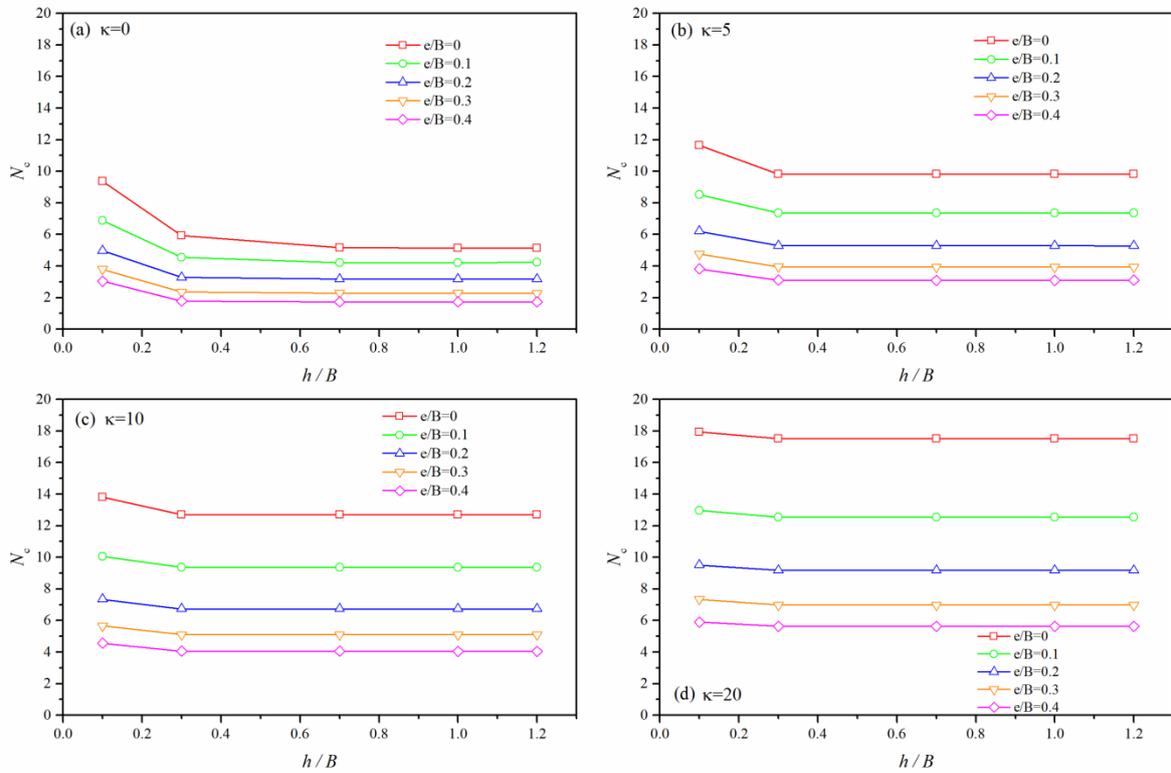


Figure 6.4 Effet de  $\kappa$  et  $e/B$  sur  $N_c$  pour différentes valeurs de  $h/B$ , cas de semelle reposant sur la surface ( $D/B=0$ )

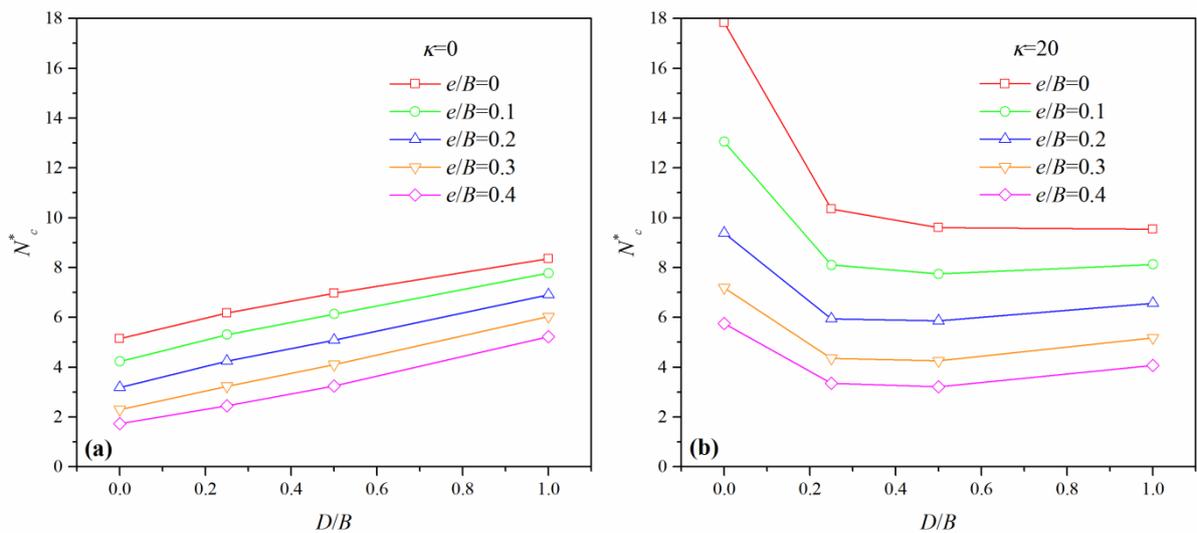


Figure 6.5 Effet de  $e/B$  sur  $N_c^*$  pour différentes valeurs de  $D/B$ , (a) sol homogène, (b) sol non homogène

Dans le cas des semelles encastées dans un sol non homogène et soumises à une charge verticale centrée ( $e/B=0$ ), Mana *et al.* (2012) ont constaté aussi une tendance de variation irrégulière du facteur de portance  $N_c^*$ , où il dépend à la fois de  $c_{u0}$  et de  $D/B$ . Ils ont expliqué que la diminution du facteur de portance avec l'accroissement de la profondeur d'encastrement est due à l'effet de la normalisation par la cohésion croissante à la base de la semelle  $c_{u0}$ .

La Figure 6.6 montre la variation de  $N_c^*$  pour différentes valeurs de l'excentricité et une gamme de valeurs du gradient de cohésion, dans le cas d'une semelle reposant sur la surface ( $D/B = 0$ ) et une semelle encastée ( $D/B = 1$ ). D'après la Figure 6.6a, il est clair que la non-homogénéité augmente le facteur de portance, alors que dans le cas d'une semelle encastée, la figure 6.6b montre qu'il n'y a pas d'effet significatif de la non-homogénéité sur  $N_c^*$ . Dans le cas des semelles encastées, on constate une valeur d'excentricité est égale à  $B/6$ , où l'effet de la non-homogénéité du sol sur le facteur de portance s'inverse.

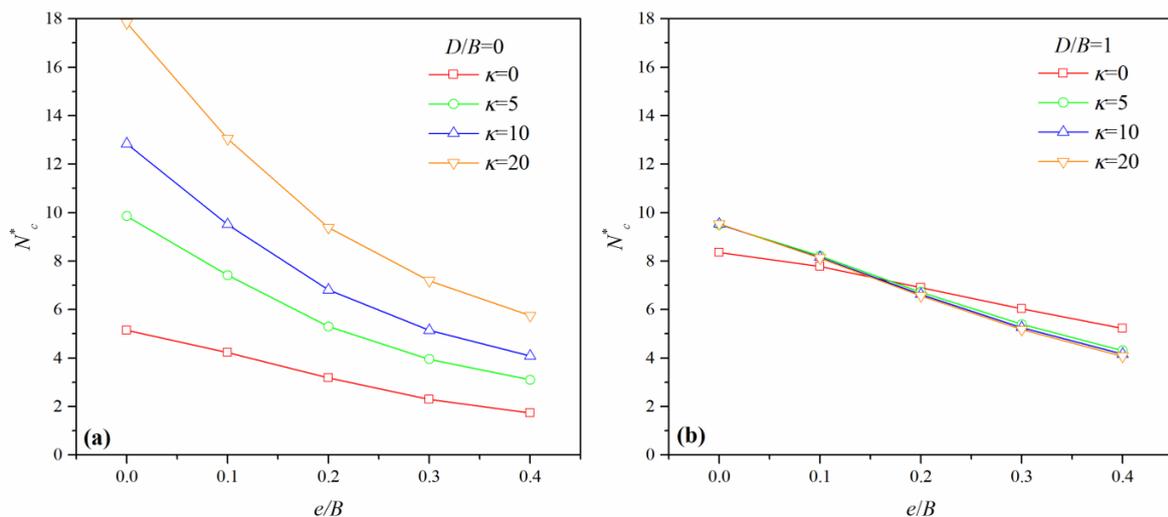


Figure 6.6 Effet de  $\kappa$  sur  $N_c^*$  en fonction  $e/B$ , (a) semelle reposant sur la surface (b) semelle encastée

#### 6.4.2. Règle de la largeur effective

Afin d'évaluer l'applicabilité de la règle de la largeur effective de Meyerhof (1953), dans le cas d'un gradient vertical de cohésion, des analyses numériques élasto-plastiques ont été effectuées en utilisant le logiciel Plaxis (2012). Le rapport de la charge limite d'une semelle soumise à une charge excentrée  $V$  à la charge limite d'une semelle sous charge centrée  $V_{cent}$  ( $V/V_{cent}$ ) est représenté sur la Figure 6.7 en fonction du rapport  $e/B$ , pour une semelle repose sur la surface libre du sol et une semelle encastée, en considérant un sol homogène et non homogène ( $\kappa = 0$  et 20).

Les analyses numériques ont été effectuées en considérant deux cas, le premier cas examine la portance d'une semelle sous charge excentrée avec la largeur réelle de la semelle ( $B$ ), alors que dans le deuxième cas on fait des calculs de la portance d'une semelle sous charge centrée avec la largeur effective ( $B'=B-2e$ ). Il est clair que le rapport  $V/V_{cent}$  diminue avec l'accroissement de l'excentricité. De plus, la règle de la largeur effective donne des valeurs conservatives, pour les sols homogènes et non homogènes.

Dans le cas d'une semelle reposant sur la surface libre d'un sol homogène et lorsque  $e/B < 0,2$ , les valeurs des rapports  $V/V_{cent}$  obtenues en utilisant la largeur réelle ( $B$ ) sont en bon accord avec celles déterminées en supposant une largeur effective  $B'=B-2e$ . Cependant, dans le cas d'un sol non homogène ( $\kappa=20$ ), on constate un bon accord pour  $e/B < 0,1$ .

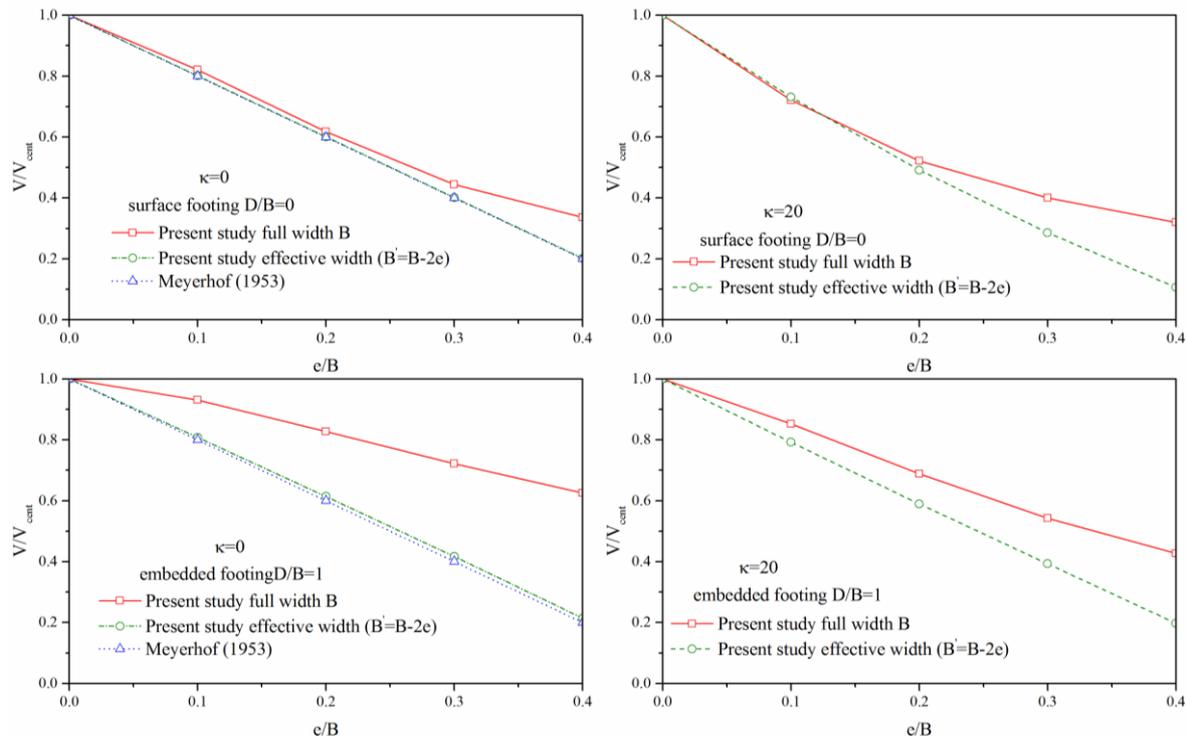


Figure 6.7 Evaluation de la règle de la largeur effective, dans le cas d'une semelle reposant sur la surface et une semelle encastree dans un sol homogène et non-homogène

Par ailleurs, dans le cas d'une semelle encastree ( $D/B=1$ ) et pour toutes les excentricités de la charge, les rapports  $V/V_{cent}$  obtenus par la largeur réelle  $B$  sont supérieurs à ceux déterminés en utilisant la largeur  $B'=B-2e$ . Il est intéressant de noter que les valeurs de  $V/V_{cent}$  obtenues par la présente étude dans le cas des semelles encastrees ( $D/B=1$ ), sont supérieures à celles obtenues pour des semelles reposant sur la surface libre du sol ( $D/B=0$ ). Par conséquent, l'encastrement de la semelle réduit l'effet de l'excentricité de la charge. Cela est dû à l'effet de la résistance au cisaillement le long des côtés latéraux de la semelle encastree.

Les résultats de la présente étude en utilisant la largeur effective sont en excellent accord avec ceux de Meyerhof (1953). En général, la relation entre le rapport  $V/V_{cent}$  et l'excentricité de la charge  $e/B$  est linéaire, à l'exception des résultats obtenus pour un sol non homogène ( $\kappa = 20$ ) avec une semelle reposant sur la surface du sol.

### 6.4.3. Courbes enveloppes

D'un point de vue pratique, il est peut être très utile de représenter les charges limites sous forme d'une courbe enveloppe (surface ultime). Les points de cette courbe dans le plan  $V-M$  sont obtenus par le chargement progressif de la semelle par une force excentrée « probe test ». Les surfaces ultimes normalisées ( $V/Bc_0-M/B^2c_0$ ) sont présentées sur les Figures 6.8 et 6.9 pour une semelle reposant sur la surface et une semelle encastree, respectivement. Il est clair que le moment ultime est obtenu par l'application d'un moment pur, en supposant un contact sol-semelle sans décollement.

La figure 6.8 présente la variation de la taille des courbes enveloppes en fonction du rapport  $h/B$ , pour différentes valeurs de  $\kappa$ , dans le cas d'une semelle surfacique. Il est important de noter que la taille des surfaces ultime diminue avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche d'argile, où elle se stabilise à une valeur de  $h/B = 0,7$  dans le cas d'une argile homogène, tandis que pour une argile non homogène, cette surface se stabilise à une valeur de  $h/B=0,3$ . Par ailleurs, la non-homogénéité du sol élargit la taille de la surface ultime. Pour un rapport  $h/B = 0,1$ , le moment adimensionnel ( $M/B^2c_0$ ) varie de 1,37 à 2,64 pour  $\kappa = 0$  et 20 respectivement ; la force verticale adimensionnelle ( $V/Bc_0$ ) varie de 9,36 à 17,94 pour  $\kappa = 0$  et 20 respectivement.

La variation de la taille des courbes enveloppes en fonction de  $D/B$  pour différentes valeurs de  $\kappa$  est présentée sur la Figure 6.9. Dans le cas d'une argile homogène, la taille de la courbe enveloppe élargit avec l'augmentation de l'encastrement de la semelle. En revanche, dans le cas d'une argile non homogène, la taille des courbes enveloppes ne montre aucune tendance de variation régulière en fonction de la profondeur d'encastrement et de l'hétérogénéité du sol. Le moment adimensionnel ( $M/B^2c_0$ ) pour une semelle encastree à  $D/B = 1$ , dans un sol non homogène est inférieur à celui obtenu dans le cas d'un sol homogène, ce moment varie de 2,38 à 1,64 pour  $\kappa = 0$  et 20 respectivement. Par contre, la force verticale adimensionnelle,  $V/Bc_0$  varie de 8,35 à 9,53 respectivement pour  $\kappa = 0$  et 20. Cette variation peut être expliquée par le changement du mécanisme de rupture, en fonction de la cohésion qui augmente linéairement avec la profondeur.

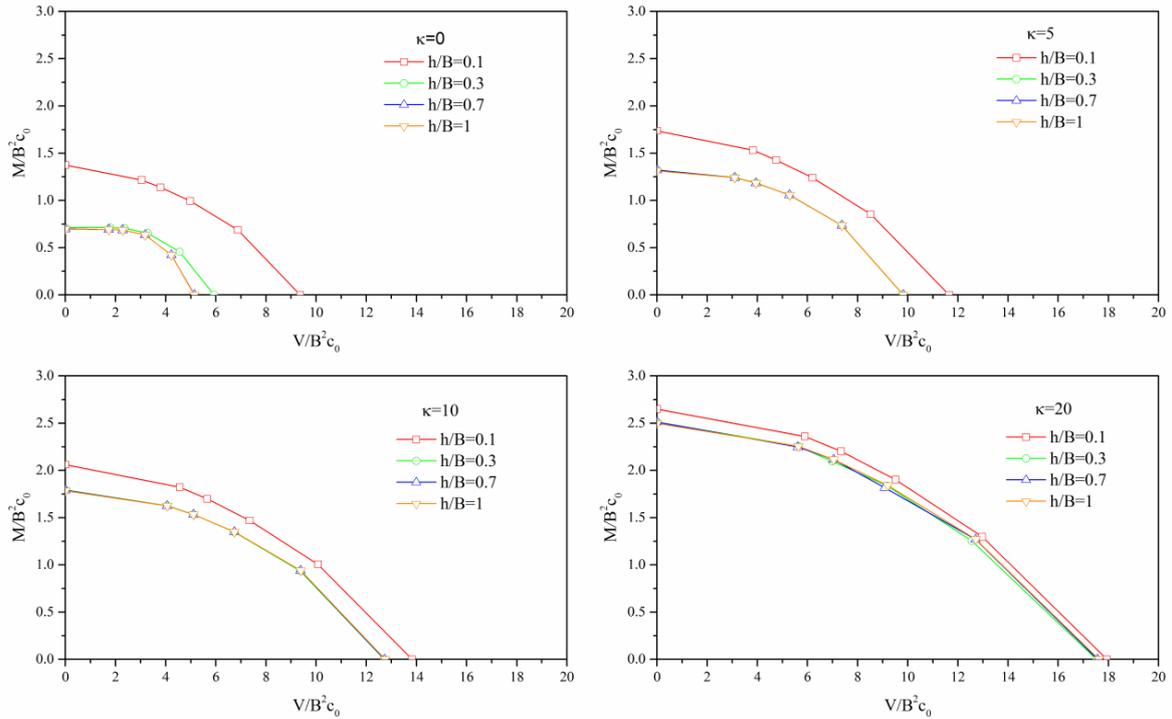


Figure 6.8 Effet de  $\kappa$  et  $h/B$  sur la variation de la taille des courbes enveloppes

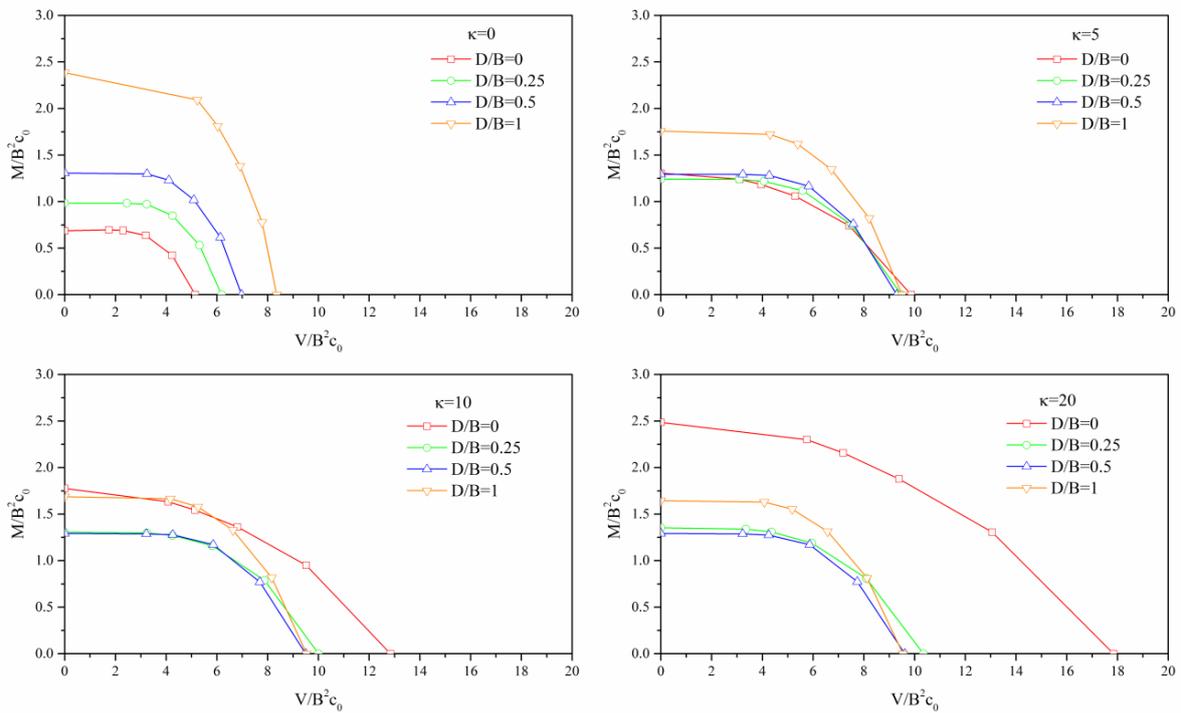


Figure 6.9 Effet de  $\kappa$  et  $D/B$  sur la variation de la taille des courbes enveloppes

### 6.4.4. Mécanismes de rupture

Les contours des déplacements incrémentaux à la rupture sont représentés sur la figure 6.10, pour une semelle surfacique rugueuse, avec  $\kappa = 0$  et  $h/B = 0,3$ . Dans le cas d'un chargement vertical centré ( $e/B = 0$ ), le mécanisme de rupture contient un coin juste sous le centre de la

semelle, dans lequel le sol reste élastique, et deux zones symétriques du cisaillement radial, ce mécanisme est similaire à celui de Terzaghi. Cependant, dans le cas d'un chargement excentré ( $e/B = 0,1, 0,2, 0,3$ ), on constate un mécanisme rotationnel comportant des zones où le critère de résistance est atteint ; lorsque l'excentricité de la charge augmente ( $e/B=0,4$ ), on observe un mécanisme purement rotationnel.

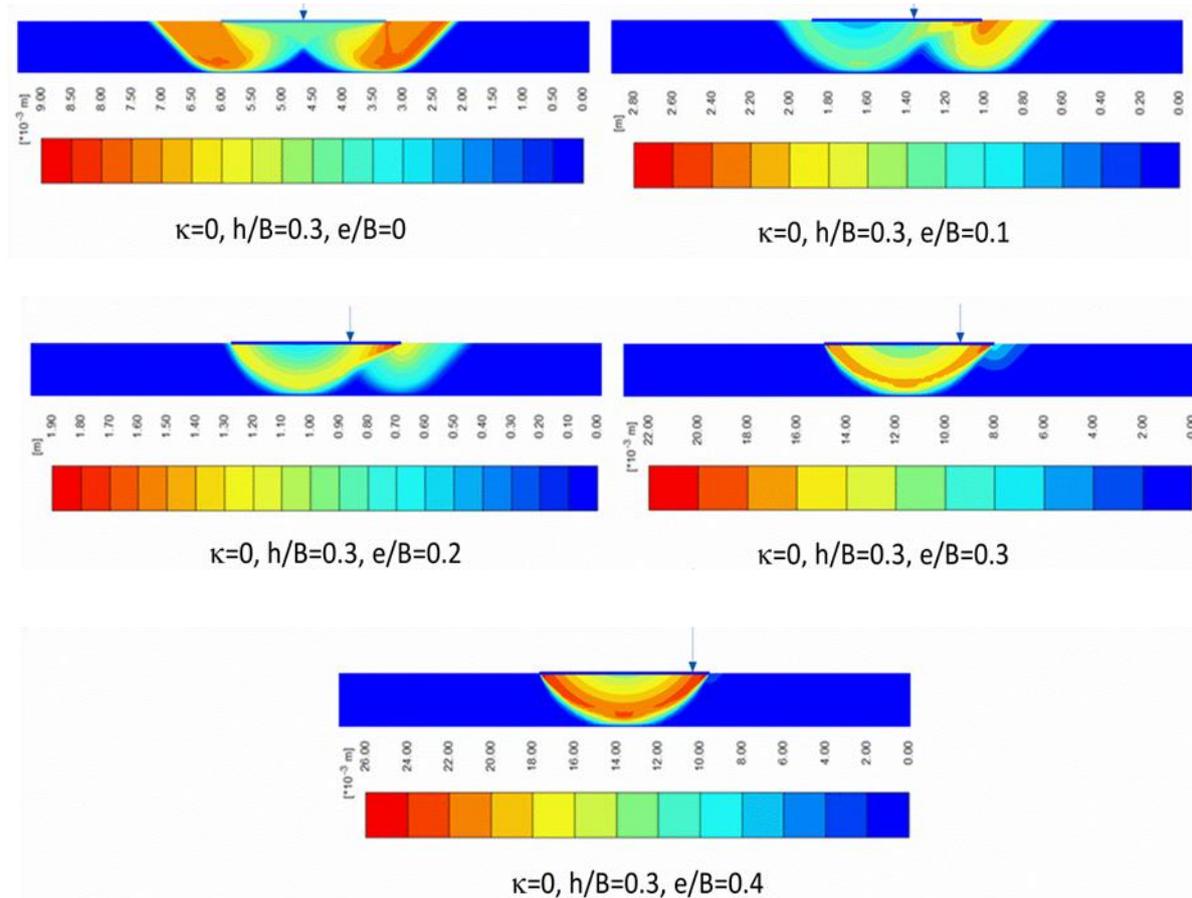


Figure 6.10 Influence de l'excentricité sur le mécanisme de rupture, pour  $\kappa=0$  et  $h/B=0,3$

L'influence d'une base rigide à faible profondeur sur le développement du mécanisme de rupture est présentée sur la Figure 6.11. On constate une diminution des déplacements incrémentaux avec le décroissement du rapport  $h/B$ , et ainsi un mécanisme de rupture bloqué, ce phénomène peut être expliqué par le blocage du sol situé entre la semelle et la base rigide ; par conséquent, la base rigide conduit à une augmentation de la capacité portante. Cependant, pour  $h/B=0,7$  la base rigide n'affecte pas le mécanisme de rupture. La Figure 6.12 montre l'effet de la profondeur d'encastrement ( $D/B = 0, 0,25, 0,5$  et  $1$ ) sur le mécanisme de rupture d'une semelle filante sous charge excentrée ( $e/B = 0,2$ ). Il est clair que l'étendue de la zone plastique devient plus grande lorsque la profondeur d'encastrement augmente.

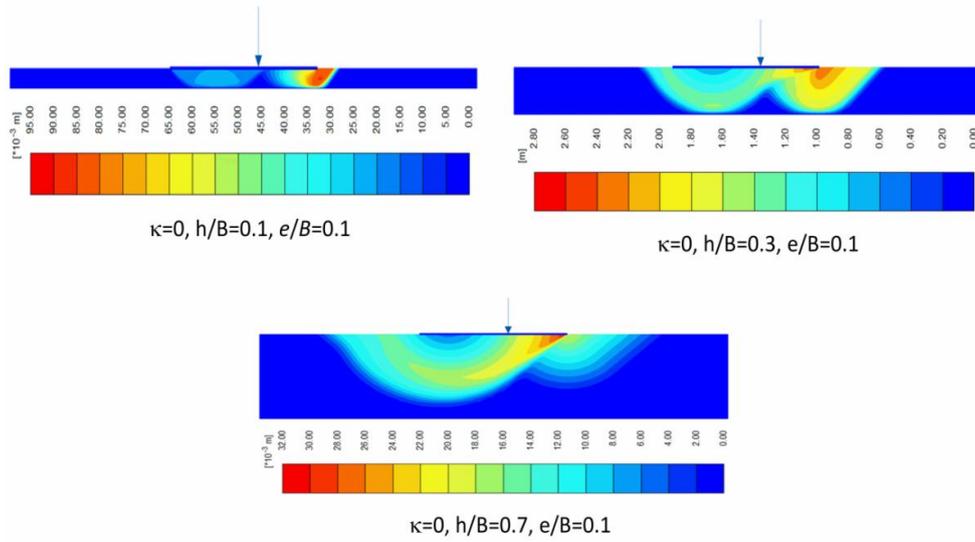


Figure 6.11 Influence d'une base rigide à faible profondeur sur le mécanisme de rupture, ( $\kappa=0$  et  $e/B=0,1$ )

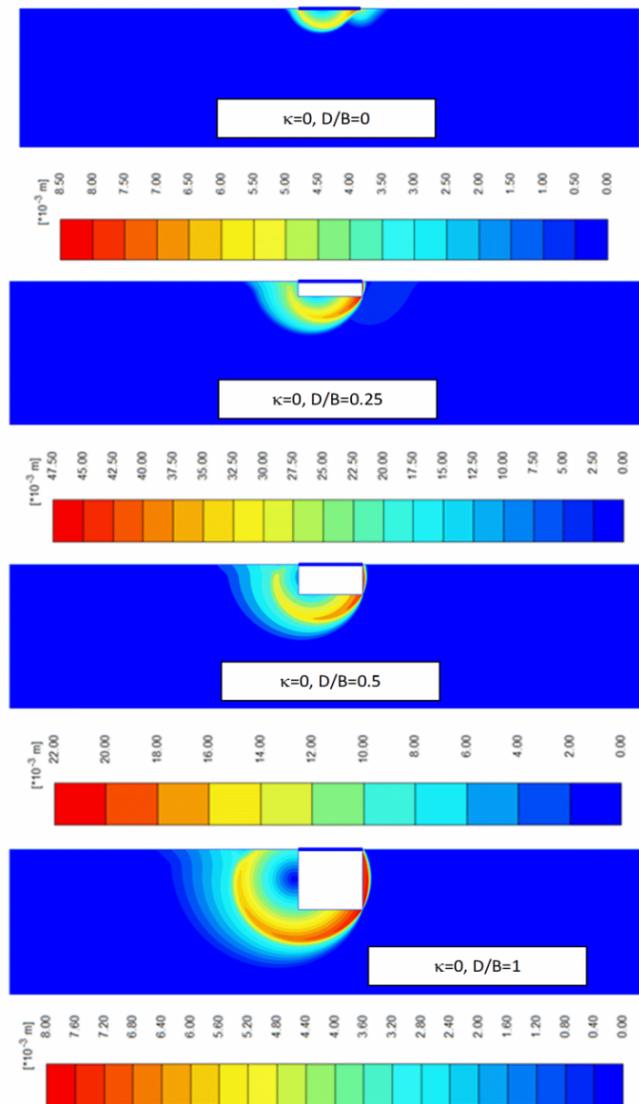


Figure 6.12 Influence de l'encastrement sur le mécanisme de rupture, ( $\kappa=0$  et  $e/B=0,1$ )

## 6.5. Conclusions

Le code de calcul en éléments finis Plaxis a été utilisé pour étudier la capacité portante non drainée d'une semelle filante sous charge excentrée reposant sur une couche d'argile non homogène limitée par une base rigide. Le but de la présente étude est l'évaluation d'un nouveau facteur de portance, ainsi que les surfaces ultimes dans le plan de chargement force verticale-moment ( $V-M$ ). Egalement, la règle de la largeur effective rapportée par Meyerhof a été examinée pour une semelle surfacique et une semelle encastrées. Les analyses élasto-plastiques ont été effectuées en considérant différentes valeurs du rapport d'encastrement  $D/B$  et une gamme de valeurs du gradient de cohésion et une série de valeurs du rapport  $h/B$ . Les résultats ont été comparés aux résultats disponibles dans la littérature.

La règle de la largeur effective de Meyerhof a été examinée à travers des analyses élasto-plastiques, pour des semelles encastrées dans un sol non homogène. Les résultats obtenus montrent un excellent accord avec la solution de Meyerhof dans le cas des semelles surfaciques. Aussi, il a été démontré que pour les sols homogènes et non-homogènes, la règle de largeur effective donne des valeurs conservatives de la capacité portante.

Le facteur de portance  $N_c$  pour une semelle reposant sur la surface d'une couche d'argile d'épaisseur limitée, augmente avec l'accroissement du gradient vertical de cohésion et diminue avec l'accroissement du rapport  $h/B$  jusqu'à une valeur critique de 0,7 et 0,3 pour un sol homogène et non homogène respectivement. La diminution de  $N_c$  est plus significative dans le cas d'une argile homogène.

Les résultats de l'analyse en éléments finis montrent que la taille des courbes enveloppes varie avec la non-homogénéité du sol, l'épaisseur de la couche du sol et l'encastrement de la fondation. Pour le cas d'une semelle reposant sur la surface d'une couche d'argile d'épaisseur limitée, une tendance de variation régulière a été observée pour l'augmentation de la taille des courbes enveloppes avec l'accroissement de la non-homogénéité du sol, et pour la diminution de la taille des courbes enveloppes avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche du sol. Pour le cas d'une semelle encastrée dans un sol homogène, on constate que la taille des courbes enveloppes élargit avec l'augmentation de l'encastrement de la semelle. En revanche, dans le cas d'une semelle encastrée dans un sol non homogène, la taille des courbes enveloppes ne montre aucune tendance de variation régulière en fonction de la profondeur d'encastrement et de la non-homogénéité du sol. L'irrégularité de la variation de la taille des courbes enveloppes est due à l'augmentation de la cohésion  $c_{u0}$  à la base de la semelle.

Pour les semelles filantes encastrées dans une couche d'argile semi-infinie, il n'y a pas de tendance régulière de la variation du  $N_c^*$ . Cette variation dépend de la valeur de la cohésion croissante à la base de la semelle ( $c_{u0}$ ). L'augmentation de l'excentricité de la charge réduit les facteurs de portance  $N_c$  et  $N_c^*$ .

L'étendue de la zone plastique sous les semelles filantes est affectée par  $\kappa$ ,  $h/B$  et  $D/B$ . La taille des mécanismes de rupture sous les semelles diminue avec l'augmentation de la non-homogénéité du sol. Cela se produit en fait que le sol de fort gradient de cohésion, à des profondeurs élevées, repousse les surfaces de glissement. La présence d'une base rigide dans la zone de rupture, au-dessous de la semelle, repousse les surfaces de glissement, ce qui entraîne une diminution de la taille des mécanismes de rupture. L'augmentation de la profondeur d'encastrement de la semelle engendre une augmentation de la taille des mécanismes de rupture sous les semelles.

## **Conclusions générales et perspectives**

L'objectif de cette thèse a été de contribuer à l'étude du problème de la capacité portante des fondations superficielles offshore. Nos contributions ont porté sur quatre aspects : le type du chargement appliqué sur la fondation (incliné ou excentré), l'influence de la non-homogénéité du sol d'assise, l'encastrement de la fondation et la présence d'une base rigide à faible profondeur sous la fondation.

Les différentes applications des fondations superficielles pour les structures offshore, ainsi que les méthodes classiques et avancées utilisées pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles offshore ont été présentées dans le premier chapitre. La présentation de ces méthodes a permis de montrer l'avantage de chaque méthode. L'évaluation de la capacité portante en utilisant les courbes enveloppes ou les surfaces ultimes permettent de représenter les charges ultimes dans l'espace des paramètres du chargement appliqué. Par ailleurs, dans les méthodes classiques la capacité portante est représentée comme une charge verticale réduite au moyen de facteurs correctifs. Le deuxième chapitre a permis de présenter une synthèse bibliographique des travaux effectués pour étudier la capacité portante des fondations superficielles offshore. De nombreux auteurs ont proposé des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur une argile non homogène et soumises à un chargement généralisé.

Les calculs numériques élasto-plastiques de la capacité portante des fondations superficielles filantes et circulaires, sous un chargement vertical et reposant à la surface d'une argile non homogène ont permis de constater l'influence importante de l'augmentation linéaire de la cohésion avec la profondeur sur les facteurs de portance et le facteur de forme. Les charges ultimes et le facteur de capacité portante  $N_c$  augmentent avec l'accroissement de la non-homogénéité de la cohésion, alors que le facteur de forme  $S_c$  décroît.

La magnitude des contraintes normales  $\sigma_n$  au dessous des semelles filantes et circulaires lisses et soumises à une charge verticale, augmente avec l'accroissement de la non-homogénéité. Dans le cas d'un sol homogène, la répartition de la contrainte normale sous la semelle filante est uniforme, mais ce n'est pas le cas pour la semelle circulaire. En revanche, dans le cas d'une semelle filante ou circulaire reposant à la surface d'un sol non homogène, la contrainte normale augmente d'une façon quasi-linéaire vers l'axe de la semelle, où la valeur maximale

se produit au centre de la semelle. Les déplacements incrémentaux à la rupture ont confirmé que la non-homogénéité du sol a un effet significatif sur la taille et la forme de la zone plastique sous les semelles filante et circulaire lisses et rugueuses. Les valeurs obtenues des facteurs de correction  $F_R$ ,  $F_S$  montrent que la rugosité de la semelle et la non-homogénéité engendrent une augmentation de la capacité portante de la semelle filante.

Dans le cas du sol homogène, l'étude de l'interférence des semelles rugueuses a permis de constater une augmentation de portance de l'ordre 6% pour  $S/B = 0,2$ , alors que pour les semelles lisses, il n'y a pas de gain dû à l'interférence. Dans le cas d'un sol non homogène, il y a un gain dû à l'interférence des semelles lisses et rugueuses où les valeurs maximales du facteur d'interférence  $\zeta$  sont obtenues à une distance relative entre les semelles  $S/B = 0$ .

L'étude numérique de la capacité portante d'une fondation filante soumise à une charge verticale et posée sur la surface d'une argile non homogène limitée par une base rigide à faible profondeur donne des résultats en très bon accord avec les solutions de Matar et Salençon (1979) considérées comme exactes. Il a été démontré dans le cas d'un sol homogène que le facteur  $N_c$  décroît avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche jusqu'à une valeur stable qui correspond au rapport  $h/B=1$ .

Les analyses élasto-plastiques ont permis d'évaluer le facteur de portance  $N'_c$  dans le cas d'une semelle filante sous charge inclinée, les résultats obtenus montrent que l'inclinaison de la charge  $\alpha$  réduit le facteur  $N'_c$  et l'accroissement du degré de non-homogénéité de la cohésion conduit à une augmentation des facteurs de portance  $N'_c$ . L'effet de la non-homogénéité sur  $N'_c$  a disparu pour les grandes valeurs de l'inclinaison de la charge, à cause de l'augmentation de la composante horizontale qui produit une rupture par glissement.

De plus, la base rigide n'influence pas le facteur de portance  $N'_c$  lorsque le rapport  $h/B$  est supérieur à 0,7 et à 0,3 pour un sol homogène et non homogène respectivement. Dans le cas d'un sol fortement hétérogène, la capacité portante est presque n'est pas influencée par la présence d'une base rigide à faible profondeur. Les résultats numériques obtenus ont permis de proposer une nouvelle expression, pour l'évaluation du facteur d'inclinaison  $i_c$ , en fonction de  $\kappa$  et  $\alpha$ . Aussi, les valeurs critiques de l'inclinaison de la charge ont été déterminées, ces angles critiques décroissent avec l'augmentation de la non-homogénéité du sol. La forme et la taille des courbes enveloppes dans le plan des paramètres de chargement normalisés ( $V/Bc_0 - H/Bc_0$ ) dépendent de la non-homogénéité du sol et de l'épaisseur de la couche du sol. La taille

et la forme de la zone plastique sous la semelle est affectée par l'inclinaison de la charge, la non-homogénéité du sol et l'épaisseur de la couche du sol.

L'effet de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une semelle filante, reposant sur une argile non homogène limitée par une base rigide à faible profondeur a été examiné dans cette thèse. La règle de la largeur effective de Meyerhof (1963) a été examinée par des analyses élasto-plastiques, en considérant le cas des semelles filantes encastrées dans un sol non homogène, les résultats numériques obtenus en utilisant une largeur effective  $B'$  montrent un excellent accord avec la solution de Meyerhof. Il a été démontré que pour les sols homogènes et non homogènes, la règle de la largeur effective donne une solution conservative de la capacité portante.

Le facteur de portance d'une semelle filante soumise à une charge excentrée et reposant à la surface d'une couche d'argile d'épaisseur limitée, augmente avec l'accroissement du degré de non-homogénéité et diminue avec l'augmentation du rapport  $h/B$  jusqu'à une valeur stable de 0,7 et 0,3 pour un sol homogène et non homogène respectivement. La taille des surfaces ultimes dans le plan des charges normalisées ( $V/B_{c0} - M/B_{c0}^2$ ) augmente avec l'accroissement de  $\kappa$  et diminue avec l'augmentation du rapport  $h/B$ .

Pour les semelles filantes sous chargement excentré et encastrées dans une couche d'argile illimitée, il n'y a pas une tendance de variation régulière de la variation du facteur de portance et de la taille des courbes enveloppes. Cette tendance de variation irrégulière est liée à la valeur de la cohésion croissante  $c_{u0}$  correspondante à la base de la semelle. L'augmentation de l'excentricité de la charge réduit les facteurs de portance et la zone de rupture sous la semelle. Un mécanisme purement rotationnel est observé pour une valeur d'excentricité ( $e/B=0,4$ ).

La formulation du problème de la capacité portante des fondations superficielles offshores, ainsi que les techniques appliquées pour sa résolution, ont évolué et continuent à évoluer ; les publications récentes montrent que le problème de la capacité portante des fondations superficielles offshores offre de nouveaux sujets de recherche sur tous ses aspects théoriques et appliqués. Plusieurs perspectives de nature différente peuvent être envisagées pour ce travail :

- l'étude numérique de la capacité portante des fondations superficielles au bord d'une pente non homogène sous un chargement incliné et excentré ;
- l'étude numérique de l'influence de l'interférence des fondations filantes, carrées et circulaire sous un chargement généralisé reposant sur une argile non homogène.

Ces nouveaux calculs présenteraient un intérêt évident, vu les résultats numériques déjà obtenus ici. Ils pourraient, selon nous, également être menés à l'aide du logiciel Plaxis 2D et Plaxis 3D.

## Références bibliographiques

- API (2000). Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design, API RP-2A. American Petroleum Institute, Washington, USA.
- Benmoussa, S. (2013). Analyse numérique de l'influence de la stratification sur la portance des fondations superficielles, Thèse de doctorat de l'université de Biskra, 197p.
- Bishop, A.W. (1966). The strength of soils as engineering materials, *Geotechnique*, 16, (2), 91-130.
- 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., Randolph, M. (1997). Finite element modelling of skirted strip footings subject to combined loadings. *The Seventh International Offshore and Polar Engineering Conference*, 6p.
- Bransby, M., Randolph, M. (1998). Combined loading of skirted foundations, *Geotechnique*; **48**, (5), 637-655.
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M. (2012). Plaxis user's manual. Netherlands: Plaxis, BV.
- Butterfield, R., Ticof, J. (1979). Design parameters for granular soils (discussion contribution). *Proc. 7th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Engng*, Brighton, 259-261.
- Caquot, A., Kerisel, J. (1953). Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent. *Proceedings of the third international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Zürich, 336-337.
- Cernica, J.N. (1995). *Geotechnical engineering: soil mechanics*. Wiley, NewYork.
- Chatzigogos, C. (2007). *Comportement sismique des fondations superficielles: Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception*, Thèse de doctorat de l'école polytechnique, 313p.
- Das, B.M., Larbi-Cherif, S. (1983). Bearing capacity of two closely-spaced shallow foundations on sand, *Soils and Foundations*, **23**, (1), 1-7.
- Davis, E., Booker, J. (1973). The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays, *Geotechnique*; **23**, (4), 551-563.
- Dean, E. (2009). *Offshore geotechnical engineering*. Thomas Telford, London.

- 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.
- Edwards, D., Zdravkovic, L., Potts, D. (2005). Depth factors for undrained bearing capacity, *Geotechnique*; **55**, (10), 755-758.
- Eurocode 7. (2005). Calcul géotechnique Partie 1 règles générales (Norme NF EN 1997-1), Juin (2005), AFNOR, Paris.
- Frank, R. (1999). *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Techniques de l'Ingénieur, Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 141 p.
- Bransby, M.F. (2001). Failure envelopes and plastic potentials for eccentrically loaded surface footings on undrained soil, *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*; **25**, (4), 329-346.
- Ganesh, R., Khuntia, S., Sahoo, J.P. (2016). Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations in Sand under Eccentric and Oblique Loads, *International Journal of Geomechanics*, **17**, (4), 06016028, 1-8.
- Georgiadis, K. (2010). The influence of load inclination on the undrained bearing capacity of strip footings on slopes, *Computers and Geotechnics*, **37**, (3), 311-322.
- Georgiadis, M., Butterfield, R. (1988). Displacements of footings on sand under eccentric and inclined loads, *Canadian Geotechnical Journal*, **25**,(2), 199-212.
- 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., Butterfield, R. (1999). Plastic response of circular footings on sand under general planar loading, *Geotechnique*, **49**, (4), 453-469.
- Gourvenec, S. (2007). Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading, *Geotechnique*, **57**, (8), 637-646.
- Gourvenec, S. (2008). Effect of embedment on the undrained capacity of shallow foundations under general loading, *Geotechnique*, **58**, (3), 177-185.
- Gourvenec, S. (2011). Undrained failure envelope for skirted foundations under general loading, *Geotechnique*, (61), 263-270.
- Gourvenec, S., Barnett, S. (2011). Undrained failure envelope for skirted foundations under general loading, *Geotechnique*, **61**, (3), 263.
- 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.

- Green, A. (1954). The plastic yielding of metal junctions due to combined shear and pressure, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, **2**,(3), 197-211.
- Griffiths, D.(1982). Computation of bearing capacity on layered soils. Proceedings of the 4th *International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Edmonton, Alberta, Canada, May. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 163-170.
- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, 28, 5–11.
- Hazell, E. (2004). *Interaction of closely spaced strip footings*. Final year project report, Department of Engineering Science, University of Oxford.
- Hill, R. (1950). *The mathematical theory of plasticity*. Oxford University Press London.
- Hjjaj, M., Lyamin, A., Sloan, S. (2005). Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor  $N_{\gamma}$ , *International Journal of Solids and Structures*, **42**, (5), 1681-1704.
- 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.
- Houlsby, G., Martin, C. (2003). Undrained bearing capacity factors for conical footings on clay, *Geotechnique*; **53**, (5), 513-520.
- Houlsby, G., Puzrin, A. (1999). The bearing capacity of a strip footing on clay under combined loading. *Proceedings of the Royal Society of London A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 893-916.
- Hu, Y., Randolph, M., Watson, P. (1999). Bearing response of skirted foundation on nonhomogeneous soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*; **125**, (11), 924-935.
- Jacquet, R., Pachauri, L.T., TUBIANA, L. (2011). *Regards sur la terre 2011*. Océans: la nouvelle frontière, Paris, Armand.
- Kumar, J., Ghosh, P. (2007). Ultimate bearing capacity of two interfering rough strip footings, *International Journal of Geomechanics*, **7**,(1), 53-62.
- 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, Y.L. (1994). *Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel*, Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 310 p.
- Lee, J.K., Jeong, S., Ko, J. (2015). Effect of load inclination on the undrained bearing capacity of surface spread footings above voids, *Computers and Geotechnics*, **66**, 245-252.

- Lee, J.K., Jeong, S., Lee, S. (2016). Undrained bearing capacity factors for ring footings in heterogeneous soil, *Computers and Geotechnics*, **75**, 103-111.
- Leffler, W.L., Pattarozzi, R., Sterling, G. (2003). *Deepwater Petroleum Exploration and Production*. PenWell, Oklahoma, Texas.
- Levin, E. (1955). Indentation pressure of a smooth circular punch, *Quarterly of Applied Mathematics*, **13**, (2), 133-137.
- 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.
- Loukidis, D., Salgado, R. (2009). Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements, *Computers and Geotechnics*, **36**,(5), 871-879.
- 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.
- Mabrouki, A. (2011). *Modelisation numerique de l'interaction entre une fondation superficielle et d'autres constructions*, Thèse de doctorat de l'université de Biskra, 169p.
- Magnan, J.P., Mestat, P. (1997). Lois de comportement et modélisation des sols, Ed. Techniques Ingénieur.
- Mana, D.S., Gourvenec, S., Martin, C.M. (2012). Critical skirt spacing for shallow foundations under general loading, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **139**,(9), 1554-1566.
- Mana, D.S., Gourvenec, S., Martin, C.M. (2013). Critical skirt spacing for shallow foundations under general loading, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **139**,(9), 1554-1566.
- Mandel, J.(1963). Interference plastique de fondations superficielles. *Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Budapest.
- Mandel, J., Salencon, J. (1972). Force portante d'un sol sur une assise rigide, *Geotechnique*; **22**, (1), 79-93.
- Martin, C. (2001). Vertical bearing capacity of skirted circular foundations on Tresca soil. *Proceedings Of The International Conference On Soil Mechanics And Geotechnical Engineering*, 743-746.
- Martin, C. (2004). User Guide for ABC – Analysis of Bearing Capacity, Version 1.0. OUEL Report No. 2261/03. Department of Engineering Science, University of Oxford.
- Martin, C., Hazell, E. (2005). Bearing capacity of parallel strip footings on non-homogeneous clay. *Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, Perth*, 427- 433.

- Martin, C., Houlsby, G. (2000). Combined loading of spudcan foundations on clay: laboratory tests, *Geotechnique*, **50**,(4), 325-338.
- Martin, C., Houlsby, G. (2001). Combined loading of spudcan foundations on clay: numerical modelling, *Geotechnique*, **51**,(8), 687-700.
- Martin, C., Randolph, M. (2001). Applications of the lower and upper bound theorems of plasticity to collapse of circular foundations. *Proc. 10th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Tucson, 1417-1428.
- Matar, M., Salençon, J. (1979). Capacité portante des semelles filantes, *Revue française de Géotechnique*, (9), 51-76.
- Mestat, P. (1998). Analyse en éléments finis des problèmes tridimensionnels de géotechnique. Journées d'étude sur la pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 7-50.
- Meyerhof, G.G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, **2**, 301-332.
- Meyerhof, G.G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotechnical Journal*, **1**, (1), 16-26.
- Meyerhof, G.G. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *Proceedings, 34th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 440-445.
- Michalowski, R. (1997). An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis, *Soils and foundations*, **37**,(4), 57-64.
- Nakase, A. (1966). *Bearing capacity of cohesive soil stratum*. Report of Port and Harbour Research Institute; **5**,(12), 24-42.
- Ngotran, C.L. (1996). *The analysis of offshore foundations subjected to combined loading*, Thesis submitted for the degree of Doctor of Philosophy at the university of Oxford.
- Nova, R. (2005). *Fondements de la mécanique des sols*, Ed, Lavoisier, 420 p.
- Nova, R., Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand, *Geotechnique*, **41**, (2), 243-256.
- Novotortsev, V.I. (1938). Application of the theory of plasticity to problems of determining the bearing capacity of building foundations, Izn., VNIG; **22**.
- Okamura, M., Mihara, A., Takemura, J., Kuwano, J. (2002). Effects of footing size and aspect ratio on the bearing capacity of sand subjected to eccentric loading, *Soils and foundations*, **42**, (4), 43-56.
- Plaxis (2012). Finite element code for soil and rock analysis, Plaxis 2D AE.02, Plaxis BV, Netherlands

- Poulos, H.G. (1988). *Marine geotechnics*, Routledge.
- Prakash, S., Saran, S. (1971). Bearing capacity of eccentrically loaded footings, *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div*, 97.
- Prandtl, L. (1920). Über die Härte plastischer Körper. *Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften, Göttingen, Math.-phys. Klasse*; 74–85.
- Puech, A. (2004). Les fondations superficielles pour l'industrie offshore du pétrole et du gaz. Symposium international sur l'amélioration des sols en place, *FONDSUP 2003. Magnan (ed.) 2004, Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, 2*, 307-338.
- Puzrin, A., Randolph, M. (2003). New planar velocity fields for upper bound limit analysis, *International Journal of Solids and Structures*; **40**, (13), 3603-3619.
- 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.
- Raymond, G.P. (1967). The bearing capacity of large footings and embankments on clays, *Geotechnique*, **17**,(1), 1-10.
- Reddy, A.S., Singh, A.K., Karnik, S.S. (1991). Bearing capacity of clays whose cohesion increases linearly with depth, *Journal of Geotechnical Engineering*; **117**,(2), 348-353.
- Reissner, H.(1924). Zum erddruckproblem. Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics, 295-311.
- Salençon, J., Florentin, P., Gabriel, Y. (1976). Capacité portante globale d'une fondation sur un sol non homogène, *Geotechnique*, **26**,(2), 351-370.
- Salençon, J., Matar, M. (1977). Capacité portante d'une semelle filante sur sol purement cohérent d'épaisseur limitée et de cohésion variable avec la profondeur, ANN ITBTP, (352 (SOLS FOND/143)).
- Salençon, J., Matar, M. (1982). Capacité portante des fondations superficielles circulaires, *Journal de Mécanique Théorique et Appliquée*; **1**,(2), 237–267.
- Salençon, J., Pecker, A. (1995a). Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. I: Purely cohesive soil, *European journal of mechanics. A. Solids*, **14**,(3), 349-375.
- Salençon, J., Pecker, A. (1995b). Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. II: Purely cohesive soil without tensile strength, *European journal of mechanics. A. Solids*; **14**, (3), 377-396.
- Salgado, R. (2008). *The engineering of foundations*, McGraw Hill, New York.

- Salgado, R., Lyamin, A., Sloan, S., Yu, H. (2004). Two-and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay, *Geotechnique*, **54**, (5), 297-306.
- Saran, S., Agarwal, R. (1991). Bearing capacity of eccentrically obliquely loaded footing, *Journal of Geotechnical Engineering*, **117**, (11), 1669-1690.
- 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.
- Sieffert, J.G., Bay-Gress, C. (2000). Comparison of European bearing capacity calculation methods for shallow foundations, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*, **143**, (2), 65-74.
- Skempton, A. (1948). A study of the geotechnical properties of some post-glacial clays, *Geotechnique*; **1**, (1), 1-16.
- Skempton, A. (1951). The bearing capacity of clays. *Building Research Congress*, 1, 180-189.
- Stuart, J. (1962). Interference between foundations, with special reference to surface footings in sand, *Geotechnique*; **12**, (1), 15-22.
- Taiebat, H., Carter, J. (2002). Bearing capacity of strip and circular foundations on undrained clay subjected to eccentric loads, *Geotechnique*, **52**, (1), 61-64.
- Taiebat, H.A., Carter, J.P. (2000). Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading, *Geotechnique*, **50**, (4), 409-418.
- Tani, 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.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*, Wiley.
- Ticof, J., (1977). *Surface footings on sand under general planar loads*, Ph.D Thesis, University of Southampton.
- 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.
- Veritas, D.N. (1992). Classification Notes No. 30.4 Foundations, Oslo, Norway, February.
- Vesić, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J Soil Mech Found Div*, 99 (1), 45-76.

- Vesić. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. Winterkorn HF, Fang HY, editors. Foundation engineering handbook. Van Nostrand Reinhold: 121-145.
- Vesić. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. Foundation engineering handbook. F. H. Winterkorn HF, editors, Van Nostrand Reinhold
- Vulpe, C. (2015). Design method for the undrained capacity of skirted circular foundations under combined loading: effect of deformable soil plug, *Geotechnique*; **65**, (8), 669-683.
- Vulpe, C., Gourvenec, S., Power, M. (2014). A generalised failure envelope for undrained capacity of circular shallow foundations under general loading, *Géotechnique Letters*; **4**, 187-196.
- White, D., Schneider, J., Lehane, B. (2005). The influence of effective area ratio on shaft friction of displacement piles in sand. *Proceedings of the 1st International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, ISFOG 2005, 741-748.
- 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.
- Yun, G., Bransby, M. (2007). The undrained vertical bearing capacity of skirted foundations, *Soils and foundations*, **47**, (3), 493-505.
- Zhu, M. (2004). Bearing capacity of strip footings on two-layer clay soil by finite element method. *Proceedings of ABAQUS Users' Conference*, 777-787.
- Zhu, M., Michalowski, R.L. (2005). Bearing capacity of rectangular footings on two-layer clay. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 997-1000.