

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 : Génie Civil

Spécialité (Option) : Modélisation des Matériaux et Structures

Intitulé

Etude numérique des fondations superficielles sous charges combinées

Présentée par :

Nour El Houda Khitas

Soutenue publiquement le 05/10/2017

Devant le jury composé de :

Dr. Ounis Abdelhafid	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. Mellas Mekki	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. Benmeddour Djamel	Maitre de Conférences 'A'	Co-rapporteur	Université de Biskra
Dr. Karech Toufik	Professeur	Examineur	Université de Batna
Dr. Baheddi Mohamed	Professeur	Examineur	Université de Batna
Dr. Remadna Med Sadok	Maitre de Conférences 'A'	Examineur	Université de Biskra

A mes parents

Remerciement

Je tiens à remercier vivement mon directeur de thèse Pr. Mekki Mellas pour la confiance et la liberté qu'il m'a accordé durant la période de réalisation de cette thèse.

J'adresse mes remerciements à mon co-directeur de thèse Dr. Djamel Benmeddour pour l'orientation de ce travail.

J'exprime ma profonde reconnaissance à Dr. Siavash Ghabezloo de l'Ecole des Ponts ParisTech qui n'a jamais hésité à donner ses conseils et ses orientations depuis notre premier jour de rencontre. Il m'a accueilli au sein du laboratoire NAVIER – équipe CERMES dans des conditions que je n'aurai jamais rêvé. Mon séjour avec lui était une grande opportunité et un immense privilège.

Mes sincères remerciements s'adressent à Dr. Mouloud Mansouri de l'université de Sétif que je considère comme mon père scientifique. Il m'a initié à la recherche et il a été mon exemple depuis la période de mon Master jusqu'à ce jour. J'ai appris de lui comment respecter et aimer mon travail. Sans ses conseils, ses propositions et son support, ce travail n'aurait jamais été réalisé.

Je souhaite exprimer ma gratitude à Pr. Toufik Karech, Pr. Mohamed Baheddi, Pr. Abdelhafid Ounis et Dr. Mohamed Sadok Remadna d'avoir accepté de faire partie de mon jury.

Ma profonde gratitude s'adresse au Pr. Abdelhamid Guettala pour son support et son aide durant les périodes critiques de ma formation doctorale.

Un remerciement spécial à Dr. Sadok Feia qui a été toujours présent pour moi et qui a essayé de résoudre tout problème que j'ai rencontré durant les années de thèse. Son aide et son support sont énormément appréciés.

Je remercie également les doctorants de l'équipe 'Géomécanique et Ouvrages' pour les encouragements et l'aide et surtout, pour l'environnement de travail que nous avons créé ensemble ainsi que pour leur énergie positive qui ont influé favorablement sur le rendement.

Je remercie mon père pour la révision linguistique de ce rapport.

Enfin, je remercie ma famille et mes amis infiniment pour le soutien, les encouragements, l'aide, la patience et la compréhension.

Résumé

Etude numérique des fondations superficielles sous charges combinées

La stabilité des fondations superficielles, reposant sur des sols purement cohérents (argiles), sous chargement combiné est un problème qui a connu une attention particulière, afin de répondre aux conditions exceptionnelles imposées par les structures offshore. L'objectif de ce travail est de mettre en évidence l'effet de la résistance à la traction de l'interface sol-fondation, qui caractérise les fondations offshore, et d'étudier l'effet de la non-homogénéité du sol d'assise sur la capacité portante des fondations filantes soumises à un chargement vertical centré, vertical excentré ou incliné centré, ainsi d'examiner la fiabilité des méthodes actuelles du dimensionnement. Une modélisation numérique en déformation plane du problème en utilisant la méthode des différences finies est effectuée à l'aide du logiciel FLAC^{3D}. Les résultats sont principalement présentés sous formes d'enveloppes de rupture, de distributions des contraintes normales et tangentielles à l'interface sol-fondation et de mécanismes de rupture du sol. Il a été démontré que la théorie classique de la capacité portante n'est pas fiable pour le calcul de la capacité portante des fondations offshore. Comme alternatif, la méthode des enveloppes de rupture est fortement recommandée.

Mots clés : *fondation superficielle, offshore, argile homogène, argile non-homogène, capacité portante, chargement combiné*

Abstract

Numerical analysis of shallow foundations under combined loading

The stability problem of shallow foundations resting on purely cohesive soils and subjected to combined loading has known a particular attention, in order to satisfy the exceptional conditions imposed by offshore structures. The aim of this work is to show the effect of the tension resistance of the soil-footing interface, which characterizes the offshore foundations, and to study the influence of soil non-homogeneity on the bearing capacity of strip footings subjected to a vertical non-eccentric, vertical eccentric or inclined non-eccentric loading. The reliability of the current design methods is also examined. A numerical simulation in plane strain conditions of the problem using the finite difference method is performed using the code FLAC^{3D}. The results are mainly presented as failure envelopes, normal and shear stress distributions at the soil-footing interface and soil failure mechanisms. The results show that the classical bearing capacity theory is not reliable for the calculation of the bearing capacity of offshore foundations. As an alternative, the failure envelopes method is strongly recommended.

Keywords: *shallow foundation, offshore, homogeneous clay, non-homogeneous clay, bearing capacity, combined loading*

ملخص

دراسة رقمية للأساسات السطحية الخاضعة لأحمال متحدة

عرفت مشكلة استقرار أساس سطحي مرتكز على تربة متماسكة بحتة و معرض لأحمال متحدة اهتماما خاصا، و ذلك من أجل تلبية الشروط الاستثنائية التي تفرضها الهياكل البحرية. يتضمن هذا العمل من جهة إبراز تأثير مقاومة السطح البيئي للشد (التي تميز الأساسات البحرية) و دراسة تأثير عدم تجانس التربة على قوة تحمل الأساسات الطويلة الخاضعة لحمولة عمودية متمركزة، عمودية غير متمركزة أو مائلة متمركزة، ومن جهة أخرى دراسة مدى إمكانية الاعتماد على الطرق الحالية المستخدمة في تحديد حجم الأساسات. أجريت هذه الدراسة عن طريق محاكاة رقمية للمشكل في شروط التشوه المسطح وباستعمال طريقة الفروق المحدودة بمساعدة برنامج $FLAC^{3D}$. تم عرض النتائج المتحصل عليها على شكل رسوم بيانية للتفاعل بين حالتين للتحميل، رسوم بيانية لتوزيع الجهد الشاقولي والمماسي في السطح البيئي تربة - أساس وكذلك رسوم لآليات انهيار التربة. بينت النتائج أنه لا يمكن الاعتماد على النظرية الكلاسيكية لحساب حد حمولة الأساسات البحرية. كبديل لهذه النظرية، ننصح باستخدام طريقة الرسوم البيانية للتفاعل بين حالات التحميل.

كلمات مفتاحية : الأساسات السطحية، البحرية، التربة الطينية المتجانسة، التربة الطينية غير المتجانسة، حد الحمولة،

أحمال متحدة

Table de matière

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Stabilité des fondations superficielles	4
1.1. Introduction	5
1.2. Fondations superficielles classiques.....	5
1.2.1. Modes de rupture des fondations superficielles	5
1.2.1.1. Rupture par cisaillement général	5
1.2.1.2. Rupture par cisaillement local	6
1.2.1.3. Rupture par poinçonnement	6
1.2.2. Théorie classique de la capacité portante	7
1.3. Fondations offshore	10
1.3.1. Fondations superficielles pour les structures fixées	12
1.3.1.1. Spudcan pour les plateformes Jackups	12
1.3.1.2. Mudmat pour les plateformes Jackets	16
1.3.1.3. Base gravitaire	17
1.3.2. Fondations superficielles pour les structures flottantes.....	20
1.3.2.1. Fondation bucket	20
1.4. Conclusion.....	21
Chapitre 2 : Influence de la combinaison de charge sur la portance des sols cohérents	22
2.1. Introduction	23
2.2. Argiles homogènes	23
2.2.1. Chargement vertical centré.....	23
2.2.2. Chargement vertical excentré	24

2.2.3. Chargement incliné centré.....	28
2.3. Argiles non-homogènes.....	31
2.2.1. Chargement vertical centré.....	31
2.2.2. Chargement vertical excentré.....	35
2.2.3. Chargement incliné centré.....	37
2.4. Conclusion.....	38
Chapitre3 : Aperçu sur le modèle numérique développé.....	40
3.1. Introduction.....	41
3.2. Description du code de calcul FLAC.....	42
3.3. Description du modèle numérique.....	43
3.1. Définition du problème.....	43
3.3.2. Détails de modélisation.....	44
3.3.2.1. Modélisation de fondation.....	45
3.3.2.2. Modélisation du sol.....	46
3.3.2.3. Modélisation d'interface sol-fondation.....	51
3.3.2.4. Application de la charge.....	54
3.3.2.5. Calcul des forces.....	55
3.4. Conclusion.....	55
Chapitre 4 : Capacité portante des argiles homogènes supportant des fondations filantes.....	56
4.1. Introduction.....	58
4.2. Capacité portante sous charge verticale centrée.....	58
4.2.1. La courbe charge- déplacement.....	58
4.2.2. Facteur de capacité portante N_c	59
4.3. Capacité portante sous charge verticale excentrée.....	59
4.3.1. Résultats de l'interface 'zero tension'.....	59
4.3.1.1. Modèle numérique 2.....	59
4.3.1.2. Enveloppe de rupture.....	61
4.3.1.3. Distribution de contrainte normale à l'interface sol- fondation.....	62

4.3.1.4. Charge de rupture V/V_0 en fonction du rapport e/B	63
4.3.1.5. Mécanismes de rupture du sol.....	63
4.3.2. Influence de la résistance à la traction de l'interface.....	68
4.3.2.1. Enveloppes de rupture.....	68
4.3.2.2. Distribution de contrainte normale à l'interface sol- fondation.....	69
4.3.2.3. Charge de rupture normalisée V/V_0 en fonction du rapport e/B	70
4.3.2.4. Mécanismes de rupture du sol.....	71
4.4. Capacité portante sous charge inclinée centrée.....	71
4.4.1. Enveloppe de rupture.....	74
4.4.2. Facteur d'inclinaison en fonction l'angle d'inclinaison.....	76
4.4.3. Distribution de la contrainte tangentielle au-dessous de la fondation.....	77
4.4.4. Mécanismes de rupture du sol.....	77
4.5. Conclusion.....	78
Chapitre 5 : Capacité portante des argiles non-homogènes supportant des fondations filantes	83
5.1. Introduction.....	84
5.2. Capacité portante sous charge verticale centrée.....	84
5.2.1. Facteur de portance N_c	84
5.2.2. Mécanismes de rupture du sol.....	85
5.3. Capacité portante sous charge verticale excentrée.....	86
5.3.1. Résultats de l'interface 'zero tension'.....	86
5.3.1.1. Moment maximal.....	86
5.3.1.2. Enveloppes de rupture.....	87
5.3.1.3. Distributions de contrainte normale à l'interface sol- fondation.....	88
5.4.1.4. Mécanismes de rupture du sol.....	90
5.3.2. Influence de la résistance à la traction de l'interface.....	91
5.3.2.1. Capacité de moment pur.....	91
5.3.2.2. Enveloppes de rupture.....	92
5.3.2.3. Distributions de contrainte normale à l'interface sol- fondation.....	94
5.4.2.4. Mécanismes de rupture du sol.....	95

5.4. Capacité portante sous charge inclinée centrée	97
5.4.1. Capacité portante horizontale	97
5.4.2. Enveloppes de rupture	97
5.4.3. Distributions de contrainte tangentielle à l'interface sol- fondation.....	99
5.4.4. Mécanismes de rupture du sol	100
5.5. Conclusion.....	101
Conclusion générale et perspectives.....	103
Liste des références bibliographiques.....	106

Liste des figures

Figure 1.1. Modes de rupture typiques et courbes charge – tassement ; (a) cisaillement général, (b) cisaillement local, (c) poinçonnement (Vesic 1973).....	6
Figure 1.2. Mécanisme de rupture pour une fondation filane (Prandtl 1920)	7
Figure 1.3. Mécanisme de rupture pour une fondation filane avec surcharge (Reissner 1924).....	8
Figure 1.4. Comparaison des mécanismes de rupture de Terzaghi (1943) et Meyerhof (1951) (Meyerhof 1951)	9
Figure 1.5. Exemples de fondations offshore perforées (Van Baars 2016).....	11
Figure 1.6. Fondations superficielles pour l'industrie du pétrole et du gaz. (a, b) Plates-formes à base gravitaire (GBS), (c) Plates-formes à câble tendu (TLP), (d) plate-forme jacket, (e) Plate-forme flottante (Randolph & Gourvenec 2011)	11
Figure 1.7. Types de fondation pour les turbines de vent offshores (Gavin et al. 2011).....	12
Figure 1.8. Structure jackup, d'après (Dean 2010)	13
Figure 1.9. Poinçonnement potentiel d'une fondation spudcan dans un sol bi-couche avec des limites et des propriétés variables (Gao et al. 2015).....	14
Figure 1.10. Expansion de la courbe enveloppe VMH en fonction de la pénétration de la fondation (Randolph & Gourvenec 2011)	15
Figure 1.11. Mudmat (Pipex px®)	16
Figure 1.12. Différents types de mudmat; (a) triangulaires, (b) rectangulaire (Dean 2010).....	17
Figure 1. 13. Enveloppes de rupture d'une fondation filante reposant sur un sol cohérent homogène ; (a) interface zero tension, (b) interface full tension (Ukrichon et al. 1998)	19
Figure 1. 14. Enveloppes de rupture d'une fondation circulaire reposant sur un sol cohérent homogène ; (a) interface zero tension, (b) interface full tension (Taibat & Carter 2010)	20
Figure 1.15. Fondations buckets pour les turbines de vent offshores (Madsen et al. 2012)	20
Figure 1.16. Illustration de l'installation de la fondation bucket ; (a) 1 ^{ère} étape : pénétration sous poids propre, (b) 2 ^{ème} étape : pénétration sous succion induite (Gao et al. 2015)	21
Figure 2.1. Surfaces effectives de contact pour des fondations sous chargement excentré (Meyerhof 1951)	24
Figure 2.2. Mécanisme de rupture pour une fondation filante de base rugueuse (Meyerhof 1953)	25
Figure 2.3. Mécanismes de rupture de sol purement cohérent ; (a) fondation lisse, (b) fondation rugueuse (Michalowski & You 1998)	25
Figure 2.4. Mécanismes de rupture de sol cohérent-frottant ; (a) fondation lisse, (b) fondation rugueuse (Michalowski & You 1998)	26
Figure 2.5. Enveloppes de rupture d'une fondation filante (Taiebat & Carter 2002).....	28
Figure 2.6. Mécanismes de rupture sous chargement incliné pour une surface horizontale ; (a) petits angles d'inclinaison, (b) grands angles d'inclinaison (Meyerhof 1953).	29

Figure 2.7. Mécanismes de rupture sous chargement incliné; (a) sol non pesant, (b) sol pesant (Hansen 1961).....	30
Figure 2.8. Mécanisme de Prandtl tourné ; (a) (Van Baars 2014), (b) avec modifications (Van Baars 2016).....	30
Figure 2.9. Variations de la cohésion avec la profondeur (Davis & Booker 1973).....	32
Figure 2.10. Les caractéristiques des contraintes (Davis & Booker 1973)	32
Figure 2.11. Facteurs de correction pour les fondations à base lisse et rugueuse (Davis & Booker 1973)	33
Figure 2.12. Surface circulaire du glissement au dessous d'une fondation rectangulaire (Nakase 1981).....	33
Figure 2.13. La solution par éléments finis pour le sol non-homogène (Griffiths 1982)	34
Figure 2.14. Distribution de la contrainte normale au-dessous de la fondation à la rupture (Griffiths 1982)	35
Figure 2.15. Mécanismes de rupture sous chargement excentré (Bransby & Randolph 1998)	36
Figure 2.16. Enveloppes de rupture sous chargement excentré (Ukritchon et al. 1998).....	36
Figure 2.17. Enveloppes de rupture en utilisant la méthode de scaling (Bransby 2001).....	37
Figure 2.18. Enveloppes de rupture basées sur l'équation (Bransby 2001)	37
Figure 2.19. Mécanisme de rupture sous chargement incliné (Bransby & Randolph 1998)	38
Figure 2.20. Enveloppes de rupture sous chargement incliné (Ukritchon et al. 1998).....	38
Figure 3.1. Schéma de calcul général pour un cycle de calcul (Billaux & Cundall 1993)	43
Figure 3.2. Définition du problème	44
Figure 3.3. Grille du modèle numérique.....	44
Figure 3.4. L'élément finis DKT-CST dans le plan (x, y) : (a) degrés de liberté associés à l'élément CST, (b) degrés de liberté associés à l'élément DKT (Itasca)	45
Figure 3.5. Élément brique (Itasca)	46
Figure 3.6. Loi de comportement élastique parfaitement plastique ; (a) modèle rhéologique, (b) courbe contrainte-déformation	47
Figure 3.7. Enveloppe de Mohr ; (a) sol frottant-cohérent, (b) sol purement cohérent (argile).....	48
Figure 3.8. Les surfaces de rupture de Mohr-Coulomb et de Tresca dans l'espace des contraintes principales (Itasca)	49
Figure 3.9. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Itasca).....	50
Figure 3.10. Profil de cohésion.....	51
Figure 3.11. Idéalisations du comportement de l'interface à un nœud de Liner (Itasca)	52
Figure 3.12. Comportement normal de l'interface pour les linerSELS (Itasca).....	53
Figure 3.13. Comportement tangentiel de l'interface pour les linerSELS (Itasca)	53
Figure 3.14. Comportement normal et critère de rupture tangentiel de l'interface zero tension	53
Figure 3.15. Comportement normal et critère de rupture tangentiel de l'interface full-tension	54
Figure 4.1. Courbe typique de charge- déplacement numérique.....	58
Figure 4.2. Maillage du modèle numérique ; (a) : modèle complet, (b) : au voisinage de la fondation 60	

Figure 4.3. Exemple de la procédure d'application de la charge excentrée ($e/B = 0.25$)	61
Figure 4.4. Enveloppe de rupture dans le plan de chargement (V, M).....	61
Figure 4.5. Distribution de la contrainte normale normalisée (modèle 1).....	61
Figure 4.6. Distribution de la contrainte normale normalisée (modèle 2).....	62
Figure 4.7. Charge de rupture V/V_0 en fonction du rapport e/B	63
Figure 4.8. Contours des déformations plastiques de cisaillement (modèle 1)	64
Figure 4.9. Mécanismes de rupture de littérature.....	64
Figure 4.10. Contours de déformation plastique de cisaillement (modèle 2)	66
Figure 4.11. Vecteurs de déplacement à la rupture (modèle 1).....	67
Figure 4.12. Vecteurs de déplacement à la rupture (modèle 1).....	68
Figure 4.13. Comparaison des enveloppes de rupture non dimensionnelles dans le plan de chargement (V, M)	69
Figure 4.14. Distribution de la contrainte normale normalisée à l'interface full tension	70
Figure 4.15. Charge de rupture normalisée V/V_0 en fonction du rapport e/B	70
Figure 4.16. Mécanismes de rupture; (a, b, c, d, e, f) l'interface 'full tension', (a', b', c', d', e') l'interface 'zero tension'	72
Figure 4.17. Vecteurs du déplacement	73
Figure 4.18. Courbes enveloppes dans le plan de chargement (V, H)	74
Figure 4.19. Variation du facteur d'inclinaison i_c en fonction de $\tan \alpha$	76
Figure 4.20. Distribution de la contrainte de cisaillement normalisée sous la fondation.	77
Figure 4.21. Mécanismes de rupture Numériques	79
Figure 4.22. Mécanismes de rupture de littérature.....	79
Figure 4.23. Vecteurs de déplacement numériques à la rupture.....	80
Figure 5.1. Fondation avec des jupes (skirted foundation) ; (a) prototype de fondation, (b) problème équivalent (Bransby & Randolph 1998)	84
Figure 5.2 . Mécanismes de rupture sous charge verticale centrée ; (a) $k = 0$, (b) $k = 1.2$, (c) $k = 3$, (d) $k = 6$, (e) $k = 10$	86
Figure 5.3. Enveloppes de rupture non-dimensionnelles dans le plan de chargement (V, M)	87
Figure 5.4. Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement (V, M)	88
Figure 5.5. Distributions de la contrainte normale normalisée à l'interface sol-fondation ; (a) pour $k=1.2$, (b) pour $k=3$, (c) pour $k=6$, (d) pour $k=10$	89
Figure 5.6 . Mécanismes de rupture sous différentes valeurs d'excentricité ; (a, b, c, d, e, f) pour $k= 6$, (a', b', c', d', e', f') pour $k=10$	90
Figure 5.7. Enveloppes de rupture non normalisées dans le plan de chargement (V, M)	92
Figure 5.8. Enveloppes de rupture non dimensionnelles dans le plan de chargement (V, M).....	93
Figure 5.9. Comparaison des enveloppes de rupture non dimensionnelles dans le plan de chargement (V, M)	94
Figure 5.10. Distributions de contrainte normale normalisée à l'interface sol-fondation ; (a) pour $k=1.2$, (b) pour $k=3$, (c) pour $k=6$, (d) pour $k=10$	95

Figure 5.11 . Mécanismes de rupture sous différentes valeurs d'excentricité ; (a, b, c, d, e, f, g) pour $k=6$, (a', b', c', d', e', f', g') pour $k=10$	96
Figure 5.12. Enveloppes de rupture non-dimensionnelles dans le plan de chargement (V, H)	98
Figure 5.13. Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement (V, H)	99
Figure 5.14. Distributions de contrainte de cisaillement normalisée sous la fondation; (a) pour $k=1.2$, (b) pour $k=3$, (c) pour $k=6$, (d) pour $k=10$	100
Figure 5.15. Mécanismes de rupture sous différents angles d'inclinaison; (a, b, c, d, e,) pour $k=6$, (a', b', c', d', e') pour $k=10$	101

Liste des tableaux

Tableau 2.1. Facteur d'inclinaison i_c pour un sol purement cohérent.....	31
Tableau 2.2. Expressions approximatives du facteur de portance N_c pour une fondation rectangulaire à base rugueuse	34
Tableau 3.1. Propriétés du sol homogène.	51
Tableau 3.2. Propriétés du sol non- homogène.....	51
Tableau 4.1. Comparaison du facteur N_c prédit avec des résultats publiés	59
Tableau 4.2. Composante verticale critique est angle d'inclinaison correspondant	75
Tableau 5.1. Valeurs du facteur de portance N_c pour différentes valeurs du facteur d'hétérogénéité k	85
Tableau 5.2. Valeurs du moment maximal non-dimensionnel et composantes verticales correspondantes pour différentes valeurs de k	87
Tableau 5.3. Valeurs du $M_0/B\alpha c_{u0}$ pour différentes valeurs de k	92
Tableau 5.4. Angle d'inclinaison critique pour différente valeur de k	98

Introduction générale

Le problème de la capacité portante des fondations superficielles sur les sols cohérents sous chargement combiné a connu une intense attention avec l'utilisation croissante des ouvrages marins, afin de répondre, surtout, à la demande croissante du gaz et du pétrole. Pour les fondations offshore, le chargement combiné est le résultat du poids propre de la structure et du système de fondation, agissant en conjonction avec des forces environnementales opérationnelles (vagues et vent), résultant en une combinaison de charge verticale, horizontale et de moment. Ce type de fondation est caractérisé par son interface pleine tension (full tension interface). Cette interface est capable de transmettre une tension importante due à la succion développée au-dessous de la fondation. Des recherches récentes ont montré que la présence de cette résistance à la traction à l'interface n'est pas toujours évidente. Quelques spécifications d'installation du système de fondation comme la perforation des plaques de la base de fondation (Mudmats) (Li et al. 2014), et des fautes d'exécution comme la présence des vides verticaux le long des interfaces extérieures jupe-sol dans le cas des fondations avec des jupes (skirted foundations) (Mana et al. 2013), causent la dissipation de la succion au-dessous de la fondation et par conséquent une réduction majeure de résistance à la traction, ce qui résulte en une interface sans résistance à la traction (zero tension interface).

Le dimensionnement des fondations offshore est un problème complexe due aux nombreuses considérations qui doivent être prises en compte tel que ; la procédure d'installation, le type de chargement et l'hétérogénéité du sol d'assise. Cependant, les méthodes de dimensionnement actuelles des fondations offshore sont basées essentiellement sur la théorie classique de la capacité portante qui ne tient pas en considération les spécifications de ce type de fondation, ce qui pourrait poser la question sur leur fiabilité. L'objectif de ce travail est de cerner l'effet de la résistance à la traction de l'interface sol-

fondation sur la capacité portante des fondations filantes et d'évaluer la performance des méthodes de dimensionnement actuelles, en procédant à une modélisation numérique en déformation plane et en utilisant la méthode des enveloppes de rupture qui a connu une grande acceptation dans la littérature. Ainsi, l'effet d'augmentation de la résistance au cisaillement du sol avec la profondeur sur la stabilité de la fondation est étudié, répondant au fait que l'effet de l'hétérogénéité des sols supportant des fondations avec interface 'zero tension' n'est pas suffisamment étudié dans la littérature. La combinaison générale des charges n'est pas prise en compte. Dans ce travail, on s'intéresse qu'au chargement vertical centré, à la combinaison du moment avec une charge verticale centrée (chargement vertical excentré) et à la combinaison d'une charge horizontale avec une charge verticale centrée (chargement incliné centré).

Ce mémoire se présente sous la forme de cinq chapitres. Le premier chapitre est dédié à une étude bibliographique qui comporte des définitions et des détails sur la stabilité des fondations superficielles. Dans ce chapitre, les fondations superficielles sont classées selon la nature des structures qu'elles supportent ; fondations classiques et fondations offshores. Cette classification permet de bien distinguer les principaux concepts de bases sur lesquels s'appuie le comportement de chaque type de fondation.

Le deuxième chapitre résume les principaux travaux de la littérature qui traitent la capacité portante des fondations superficielles sous chargements vertical centré, vertical excentré et incliné centré et reposant sur des argiles homogènes ainsi que des argiles non-homogènes.

Le troisième chapitre présente l'outil de modélisation utilisé qui est le logiciel FLAC^{3D}, le problème étudié et le modèle numérique établi avec les détails de modélisation. Ce modèle est caractérisé par l'utilisation des éléments d'interface qui permettent de capturer le détachement et le glissement de la fondation, s'ils auront lieu, sous l'effet de grandes composantes du moment ou de charge horizontale.

Les résultats obtenus sont divisés en deux grands volets et ils sont présentés dans les deux derniers chapitres. Afin de mieux comprendre l'effet de la résistance à la traction de l'interface sur la rupture de la fondation, on procède à une comparaison entre les résultats de l'interface 'zero tension' et ceux de l'interface 'full tension'. Egalement, l'effet de l'hétérogénéité du sol est clarifié en procédant à la comparaison des résultats obtenus pour différents facteurs d'hétérogénéité entre eux et en les comparants avec les résultats du sol

homogène. Le quatrième chapitre rassemble les résultats concernant la capacité portante des argiles homogènes sous les trois types de chargement. Le cinquième chapitre, quant à lui, il regroupe les résultats relatifs aux argiles qui ont une résistance au cisaillement augmentant linéairement avec la profondeur. Un intérêt particulier est payé aux enveloppes de rupture, aux distributions des contraintes normales et tangentielles à l'interface sol-fondation et aux mécanismes de rupture du sol.

Ce rapport est terminé par une conclusion générale qui résume les principales constatations retenues de ce travail, en addition de quelques recommandations concernant le dimensionnement des fondations superficielles offshore. Ainsi, quelques perspectives sont proposées pour des futures études.

Chapitre 1 : Stabilité des fondations superficielles

1.1. Introduction	5
1.2. Fondations superficielles classiques.....	5
1.2.1. Modes de rupture des fondations superficielles	5
1.2.1.1. Rupture par cisaillement général	5
1.2.1.2. Rupture par cisaillement local	6
1.2.1.3. Rupture par poinçonnement	6
1.2.2. Théorie classique de la capacité portante	7
1.3. Fondations offshore	10
1.3.1. Fondations superficielles pour les structures fixées	12
1.3.1.1. Spudcan pour les plateformes Jackups	12
1.3.1.2. Mudmat pour les plateformes Jackets	16
1.3.1.3. Base gravitaire	17
1.3.2. Fondations superficielles pour les structures flottantes.....	20
1.3.2.1. Fondation bucket	20
1.4. Conclusion.....	21

1.1. Introduction

La fondation représente l'intermédiaire qui permet la transition des charges de la structure au sol. En fonction du type de la structure et de la nature du sol, plusieurs types de fondation existent. Dans cette thèse, on s'intéresse aux fondations superficielles. Ces dernières peuvent être divisées en deux classes principales ; les fondations superficielles classiques et les fondations superficielles offshore. Le terme 'classique', ici, revient aux fondations 'onshores' ordinaires utilisées pour supporter les bâtiments, les ouvrages de soutènement...etc.

Dans ce chapitre, les notions de bases sur la stabilité des fondations superficielles classiques et offshore sont présentées.

1.2. Fondations superficielles classiques

Une fondation est dite superficielle si le rapport entre sa profondeur et sa largeur (par rapport à la surface libre du sol) est inférieur à 1.5 ($D/B < 1,5$).

1.2.1. Modes de rupture des fondations superficielles

Le comportement d'une fondation superficielle dépend essentiellement de la nature du sol d'assise (la compressibilité), des conditions de chargement et des conditions géométriques. L'observation de ce comportement a montré que l'insuffisance de la capacité portante se présente généralement comme une rupture par cisaillement du sol support (Vesic 1973). Cette rupture se manifeste selon l'un des trois modes différents. La figure 1.1 montre le chemin de rupture et la courbe chargement-tassement correspondant à chaque mode.

1.2.1.1. Rupture par cisaillement général

Ce type de mode est caractérisé par un chemin de rupture bien défini constitué par des lignes de glissement continues commençant d'une extrémité de la fondation en arrivant à la surface du sol et en formant un coin sous la base de la fondation (Figure 1.1.a).

Dans des conditions de contrainte imposée, sous laquelle la plupart des fondations travaillent, la rupture est soudaine et catastrophique. Sauf si la structure empêche la rotation de la fondation ; la rupture est accompagnée par un basculement de la semelle. Une tendance de refoulement du sol adjacent de la fondation sur les deux cotés peut être remarquée, mais

l'effondrement final du sol prend place sur un côté seulement (Vesic 1973). C'est le cas d'un sable dense.

1.2.1.2. Rupture par cisaillement local

Dans ce cas, la forme du chemin de rupture est similaire à celle du cisaillement général (Figure 1.1.b). La différence entre eux est que le premier est clairement défini seulement au voisinage immédiat de la semelle et les lignes de glissement n'atteignent pas la surface du sol. Un soulèvement du sol sur les deux côtés de la fondation peut être observé mais après un tassement relativement important.

1.2.1.3. Rupture par poinçonnement

Contrairement aux deux modes précédents, ce mode ne perturbe que le sol directement sous la fondation donc il y a ni surface de glissement ni soulèvement du sol sur les côtés. La rupture se manifeste par pénétration verticale continue dans le sol causée par le cisaillement vertical autour du périmètre de la semelle (Figure 1.1.c).

Dans le cas de la rupture par cisaillement général, la charge limite est atteinte simultanément avec l'apparence des lignes de glissement sur la surface du sol, mais dans les autres cas, le point de rupture est difficile à prédire (Vesic 1973).

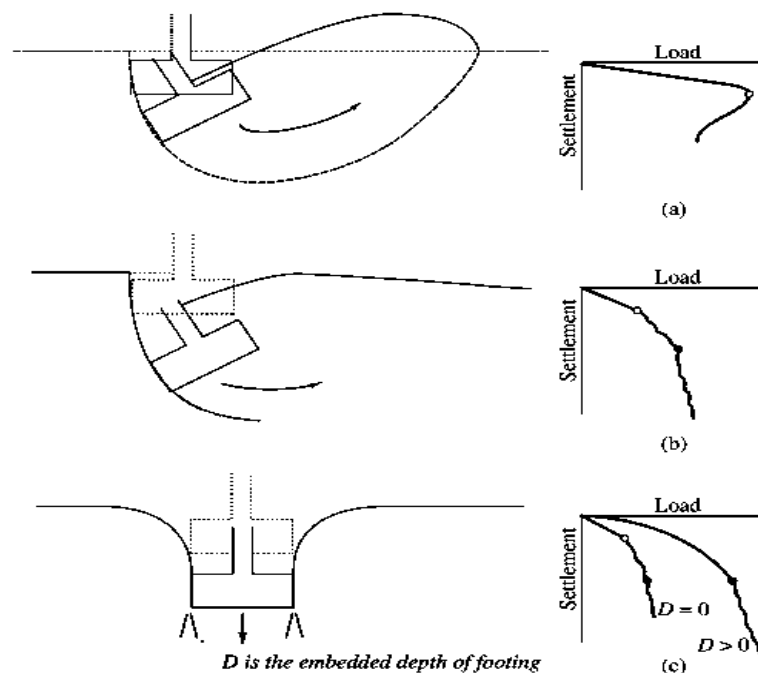


Figure 1.1. Modes de rupture typiques et courbes charge - tassement ; (a) cisaillement général, (b) cisaillement local, (c) poinçonnement (Vesic 1973)

1.2.2. Théorie classique de la capacité portante

Originellement, la publication de Prandtl (1920) avait l'objectif de trouver la force qui induit la plasticité totale et qui permet à un objet de s'enfoncer entièrement dans un corps solide. En appliquant cette solution au problème de la capacité portante, elle donne une solution analytique pour la charge limite d'une fondation filante reposant sur un espace non-pesant semi-infini dont le mécanisme de rupture est indiqué sur la figure 1.2. Ce mécanisme est traité explicitement dans le livre de Van Baars (2016). Prandtl a divisé son mécanisme en trois zones ;

Zone 1 : zone de forme triangulaire dont les contraintes principales ont des directions verticale et horizontale, due à l'absence de frottement à la surface du sol. La plus grande contrainte a une direction verticale.

Zones 2 : zones de forme d'une spirale logarithmique dont les centres sont les points A et B. Les contraintes principales tournent par 90° de zone 1 au zone 3.

Zones 3 : zones triangulaires. Après la rotation de 90° , la plus grande contrainte a une direction horizontale.

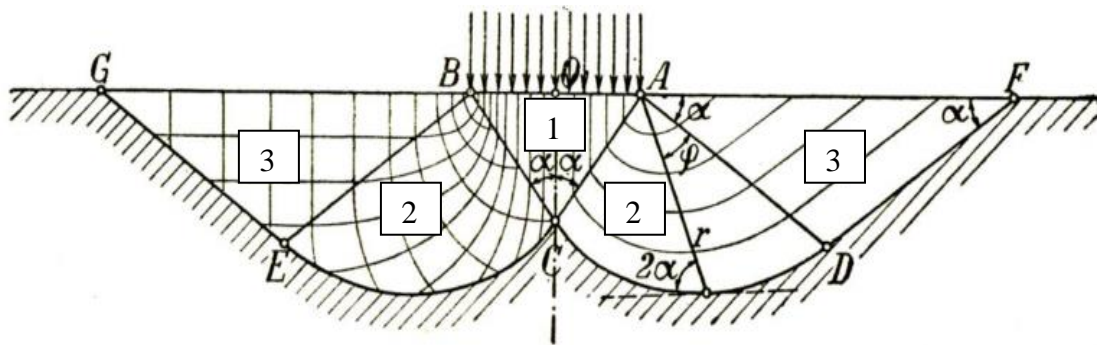


Figure 1.2. Mécanisme de rupture pour une fondation filante (Prandtl 1920)

Quatre ans plus tard, Reissner (1924) a étendu la solution de Prandtl (1920) afin de prendre en considération l'effet de la surcharge. La figure 1.3 montre le mécanisme proposé par Reissner (1924).

Les solutions précédentes ont été étendues par Buisman (1940) pour considérer le poids du sol. Mais, le premier qui a supposé que les trois effets de la cohésion, de la surcharge et du poids propre peuvent être séparés et superposés était Terzaghi (1943).

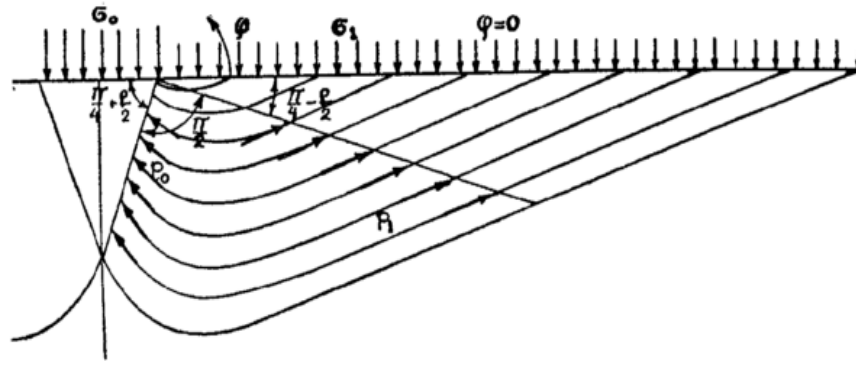


Figure 1.3. Mécanisme de rupture pour une fondation filane avec surcharge (Reissner 1924)

La solution de Terzaghi (1943) a fait appel aux hypothèses suivantes :

- Le sol est homogène isotrope avec une surface horizontale et le domaine d'étude est semi-infini.
- La fondation a une base rugueuse et elle est soumise à une charge verticale centrée.
- Le problème est traité en déformation plane.
- Le sol au-dessus du niveau de la fondation a une résistance au cisaillement négligeable et il est considéré comme surcharge.
- La rupture se manifeste par cisaillement général selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

L'équation de la capacité portante proposée par Terzaghi (1943) s'écrit comme :

$$Q/B = c N_c + \gamma D N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (1.1)$$

Où Q est la charge limite, c est la cohésion du sol, γ est le poids volumique du sol, B est la largeur de fondation, D est la profondeur de fondation, N_c , N_q et N_γ sont les facteurs de la capacité portante.

En 1951, Meyerhof a proposé une théorie générale de la capacité portante avec la considération des facteurs de formes, d'inclinaison de charge et de la profondeur (l'encastrement) de la fondation. Dans cette théorie, la résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de la base de fondation est considérée. La figure 1.4 compare les mécanismes de rupture proposés par Terzaghi (1943) et Meyerhof (1951).

L'équation de Terzaghi (1943) a connu une grande acceptation, cependant, différents facteurs de capacité portante ont été développés par plusieurs chercheurs (Meyerhof 1963; Brinch Hansen 1970). Afin de prendre en considération l'effet de l'excentricité, l'inclinaison de la charge et de la base de fondation, la profondeur de l'encastrement et la forme de fondation, Meyerhof (1963), Brinch Hansen (1970) et Vesic (1975) ont introduit des facteurs à cette équation. D'après ces chercheurs, même la capacité portante des fondations rectangulaires ou circulaires peut être calculée en utilisant l'équation de déformation plane si des facteurs de forme sont introduits. Vesic (1973) est le seul qui a pris en considération la compressibilité du sol et il a suggéré l'utilisation d'un facteur réducteur.

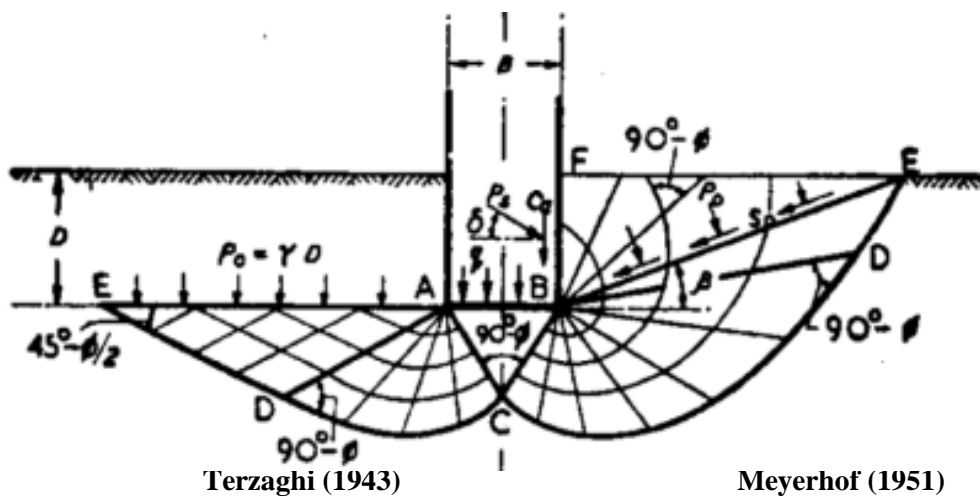


Figure 1.4. Comparaison des mécanismes de rupture de Terzaghi (1943) et Meyerhof (1951) (Meyerhof 1951)

Cette équation est très sensible à la variation dans l'angle de frottement du sol. Ce dernier dépend essentiellement de la densité du sol et de la magnitude des contraintes appliquées (Bolton 1986). Il y a aussi ce controverse sur quel angle de frottement doit être utilisé ; ce de la déformation plane où celui établi dans des conditions triaxiaux. Par exemple, Meyerhof (1963) a suggéré l'utilisation de l'angle de frottement de déformation plane pour les fondations filantes et l'angle des conditions triaxiaux en cas des fondations circulaires. Tandis que, Brinch Hansen (1970) a recommandé l'utilisation de l'angle de frottement de déformation plane en tous cas. Cette recommandation vient du fait que les facteurs de la capacité portante ont été développés dans des conditions de déformation plane.

Vesic (1973) a étudié l'effet d'échelle de la taille de fondation sur la capacité portante. Il a trouvé que l'incrémentation de la taille de fondation cause l'augmentation de la compressibilité relative du sol et la diminution de la valeur de $N\gamma$. Pour des fondations superficielles de largeur ($B < 100 \text{ mm}$), ces effets sont majeurs. Pour les modèles de fondation reposant sur des sables, les résultats expérimentaux ne sont pas fiables en comparaison avec ceux des prototypes d'échelle réelle à cause de la différence dans la quantité de sable en jeu entre les deux cas. Cette différence apparaît plus clairement avec la profondeur d'influence (Bowles 1997). Il est noté que la formule générale de la capacité portante ne prend pas en considération ces effets d'échelle.

1.3. Fondations offshore

Différents types de structures offshore peuvent être distingués ; des turbines de vent et des structures destinées à l'industrie du pétrole et du gaz (Figures 1.5 et 1.6). Ces structures sont soit bâties sur des systèmes de fondation (superficielle ou profonde) reposant sur le fond marin (structures fixes), soit elles flottent sur la mer et elles sont attachées au fond marin par des ancrages (structures flottantes). Ici, on s'intéresse aux fondations superficielles.

Historiquement, les fondations superficielles offshore ont consisté en des 'mudmats' métalliques utilisées comme supports temporaires avant l'installation des pieux pour les structures 'jackets' ou bien, des grandes bases gravitaires en béton supportant des grandes structures fixes. Récemment, l'utilisation de ce type de fondation a connu une expansion importante. Les fondations 'buckets' métalliques ou en béton, par exemple, sont utilisées comme des ancrages pour les plateformes flottantes. Elles peuvent aussi servir comme des supports permanents pour les structures 'jackets' et représentent une solution alternative de l'utilisation des pieux, ou comme des fondations pour les petites structures conçues au fond marin. Les 'spudcans', à leur tour, sont un autre type de fondations superficielles temporaires. Elles sont utilisées pour les structures 'jackups' (Randolph & Gourvenec 2011).

Pour les turbines de vent, les types de fondation les plus utilisés sont les bases gravitaires et les mono-pieux pour les turbines fixes et les ancrages de tension pour les turbines flottantes (Figure 1.7) (Gavin et al. 2011).

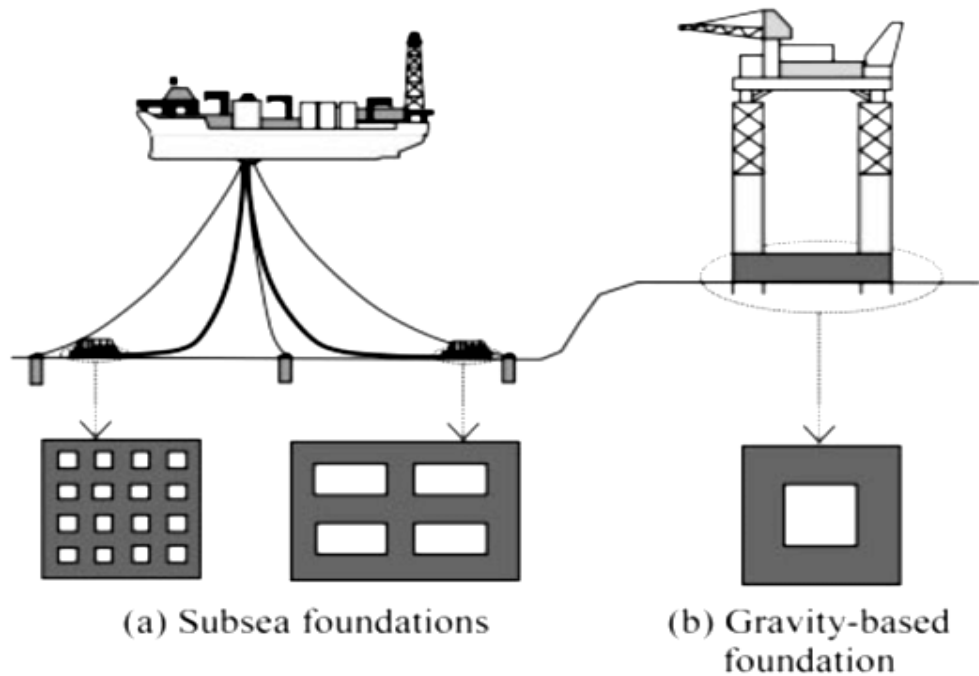


Figure 1.5. Exemples de fondations offshore perforées (Van Baars 2016)

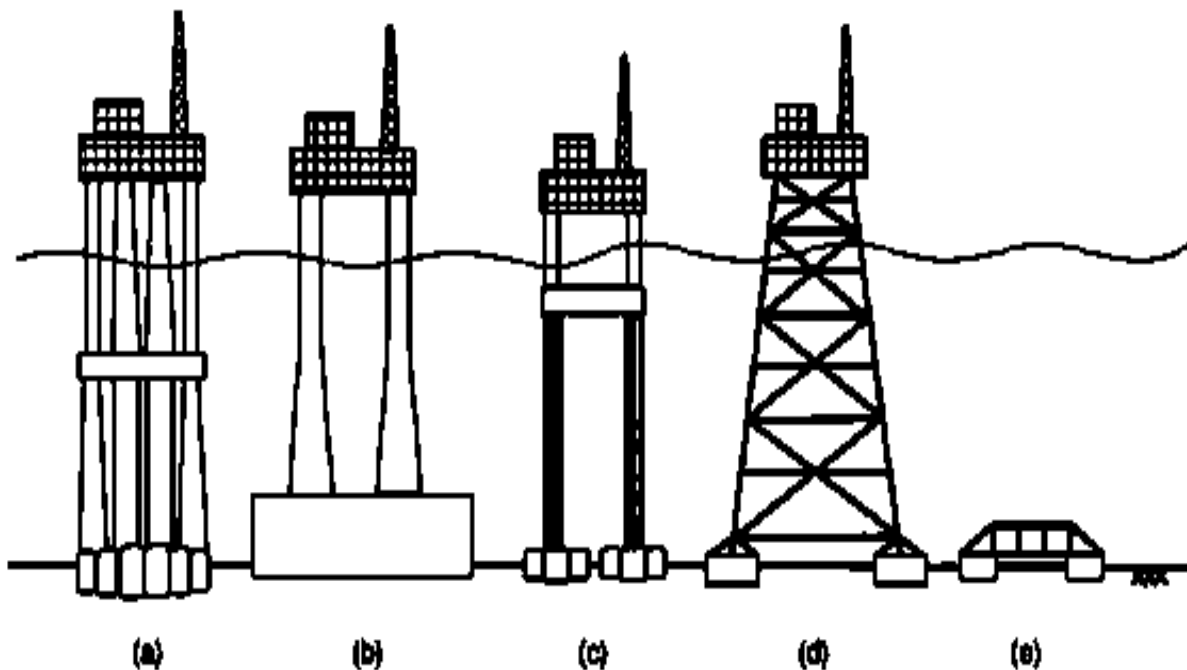


Figure 1.6. Fondations superficielles pour l'industrie du pétrole et du gaz. (a, b) Plates-formes à base gravitaire (GBS), (c) Plates-formes à câble tendu (TLP), (d) plate-forme jacket, (e) Plate-forme flottante (Randolph & Gourvenec 2011)

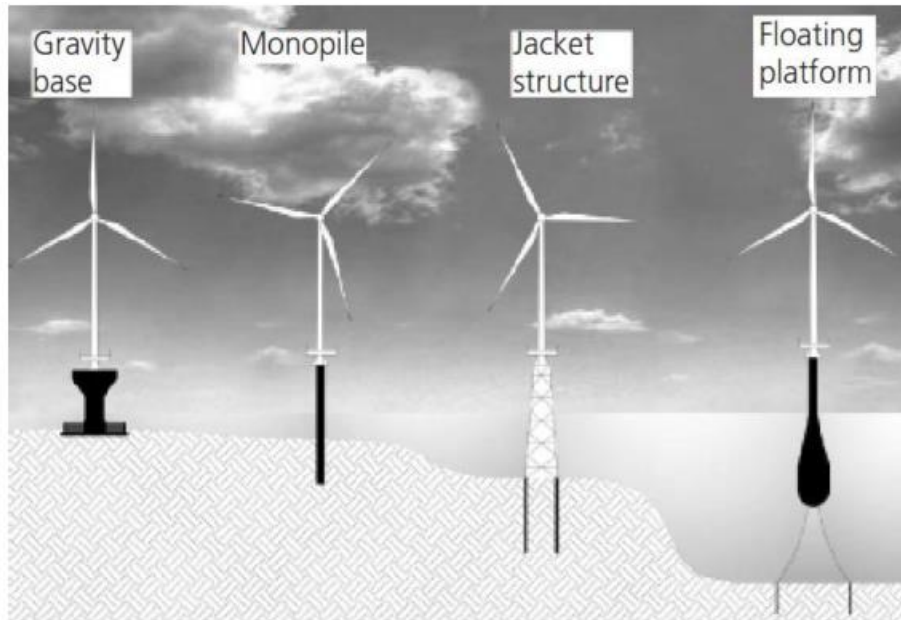


Figure 1.7. Types de fondation pour les turbines de vent offshore (Gavin et al. 2011)

1.3.1. Fondations superficielles pour les structures fixées

1.3.1.1. Spudcan pour les plateformes Jackups

Un 'jackup' est une plateforme mobile construite par une carène¹ (hull) qui peut supporter le forage, autres équipements sur la section supérieure et trois pieds télescopiques ou plus qui traversent la carène (McClelland et al. 1982; Young et al. 1984). Cette structure est supportée par des fondations 'spudcans' (Figure 1.8). Le jackup est auto-installé en levant la carène de l'eau et en enfonçant les spudcans dans le fond marin.

Sur site, les fondations spudcans sont pré-chargées en pompant l'eau de mer dans les ballasts² de la carène. Ce processus de pré-chargement teste la fondation pour assurer la suffisance de la capacité portante durant les tempêtes extrêmes (Gao et al. 2015). Les calculs de pré-chargement sont nécessaires pour trouver la pénétration du spudcan due à la charge du pied (consistant en le poids propre du jackup et l'eau de ballast ajoutée), et pour la vérification de sécurité et spécialement le phénomène de poinçonnement. Ces calculs

¹ Une carène est la partie d'un navire située au-dessous de la ligne de flottaison. Ici, elle désigne la plateforme qui supporte les équipements.

² Un ballast est un réservoir d'eau qui sert à augmenter la stabilité. Il est utilisé aussi dans les navires et les sous-marins.

requièrent des informations sur la géométrie de spudcan, les propriétés de jackup, le type de sol, les poids volumiques et les propriétés de résistance (Sheshpari & Khalilzad 2016).

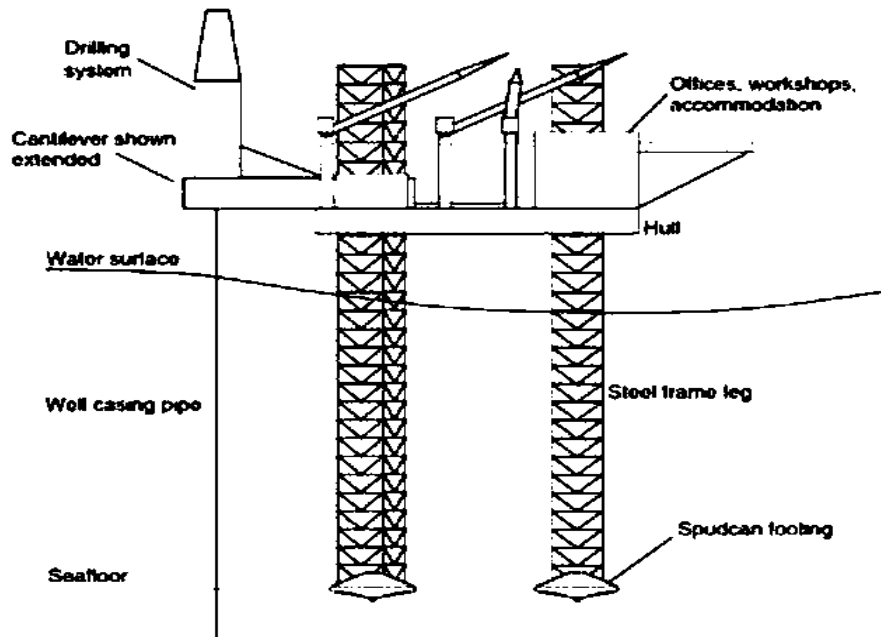


Figure 1.8. Structure jackup, d'après (Dean 2010)

Modes de rupture des spudcans

Dans l'environnement offshore, les spudcans des plateformes jackups sont soumises à des charges verticales, horizontales et des moments. Différents mécanismes de rupture sont révélés pour différentes conditions de sol ; rupture par insuffisance de capacité portante dans les sols uniforme, rupture par poinçonnement dans les sols bi-couches et rupture par lateral squeezing dans les argiles molles (Gao et al. 2015).

- *Rupture par insuffisance de capacité portante*

Le guide ISO (2012) décrit la pénétration des spudcans dans les argiles par une courbe force – pénétration. Le calcul de la capacité portante des fondations à différentes profondeurs d'encastrement fait appel à la théorie classique de la capacité portante. La capacité portante verticale Q_v est calculée par l'équation (1.2). Le guide ISO (2012) recommande l'utilisation des facteurs de forme s_c et de profondeur d_c de Skempton (1951). Le facteur N_c recommandé est basé sur les solutions d'une argile homogène supportant une fondation filante, cependant, dans le cas des argiles qui ont des résistances au cisaillement augmentant avec la profondeur, le guide ISO (2012) s'appuie sur la solution de Houlsby & Martin (2003).

$$Q_v = (c_u N_c s_c d_c + p_0') A_s \quad (1.2)$$

Avec c_u est la résistance au cisaillement non- drainée de l'argile, tirée de l'essai triaxial ou l'essai de vane, p_0' est la pression effective de surcharge, A_s est la surface équivalente de la section du spudcan.

- *Rupture par poinçonnement*

Dans la présence d'un sol où une couche forte superpose une couche faible, la rupture par poinçonnement est un problème particulier. Une petite pénétration additionnelle de la fondation peut introduire une réduction significative à la capacité portante, ce qui cause une pénétration rapide de pied comme la montre la figure 1.9 (Gao et al. 2015).

Le guide ISO (2012) recommande l'utilisation du mécanisme de rupture de poinçonnement pour calculer la résistance de pic pour une argile résistante qui superpose une argile molle plus faible. Cependant, si un sable superpose une argile, deux méthodes sont recommandées ; la méthode précédente ou l'approche de distribution de charge.

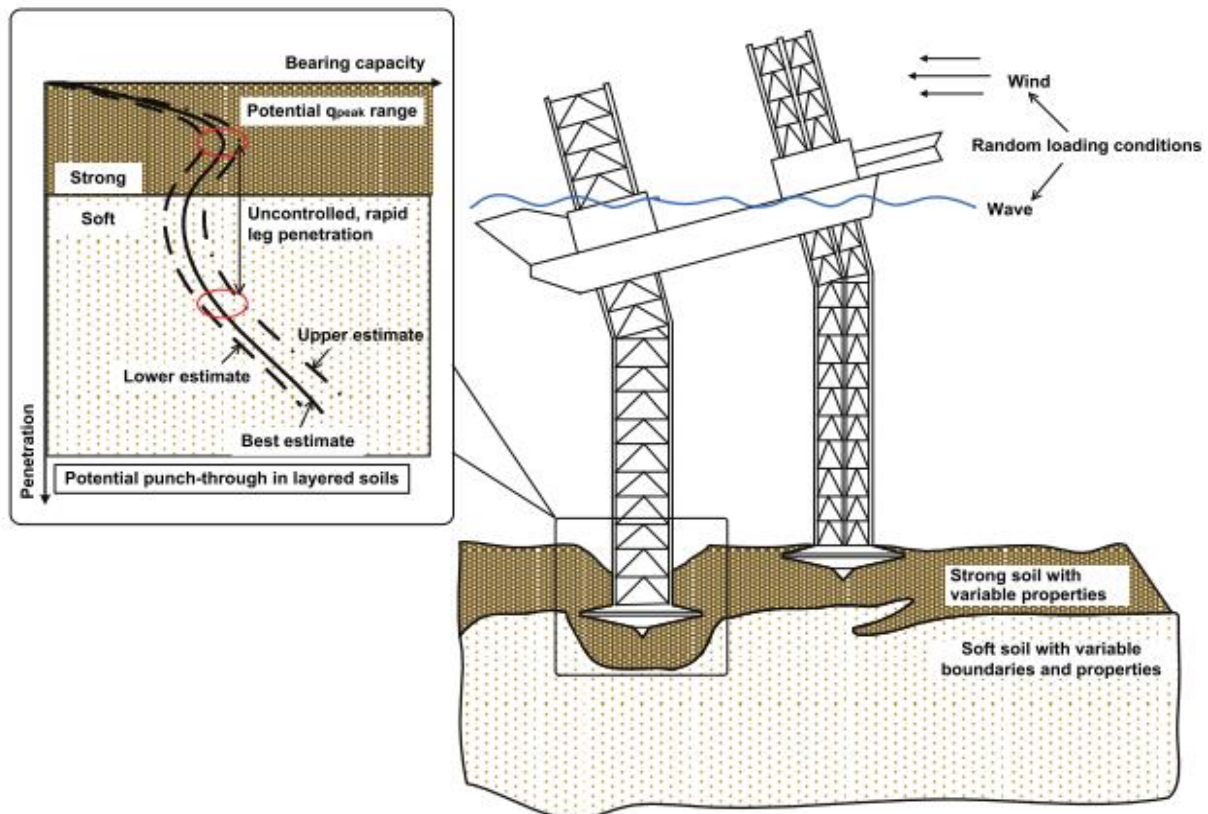


Figure 1.9. Poinçonnement potentiel d'une fondation spudcan dans un sol bi-couche avec des limites et des propriétés variables (Gao et al. 2015)

- *Rupture par lateral squeezing*

Ce type de rupture peut se révéler dans les argiles dont le profile consiste en une couche molle superposant une couche plus forte. Dans ce cas, la capacité portante verticale du spudcan est calculée selon la méthode de Brown & Meyerhof (1969) et Vesic (1975) selon les recommandations du guide ISO (2012). La limite supérieure de la capacité verticale est égale à la capacité portante de la couche la plus forte et la limite inférieure est prédite à partir de la couche la plus faible.

Enveloppe de rupture des spudcans sous chargement combiné

Le guide ISO (2012) propose une enveloppe de rupture qui définit les combinaisons limites de charges verticale, horizontale et moment induisant l'écoulement plastique du sol. A l'intérieur de l'enveloppe, le comportement est considéré élastique. La taille de l'enveloppe de rupture dépend de la courbe capacité portante verticale – pénétration plastique. Randolph & Gourvenec (2011) ont illustré cette dépendance par la figure 1.10 qui décrit l'expansion de l'enveloppe de rupture avec la pénétration du spudcan.

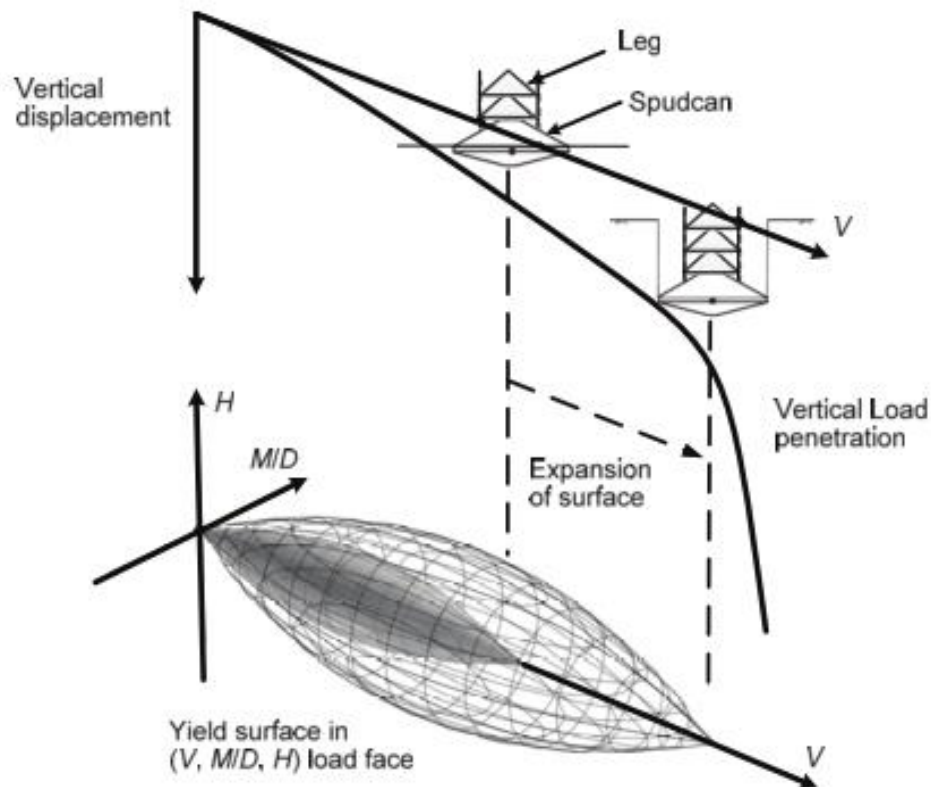


Figure 1.10. Expansion de la courbe enveloppe VMH en fonction de la pénétration de la fondation (Randolph & Gourvenec 2011)

La fondation ‘mat’ est un autre type de fondation qui peut être utilisé si plus grandes fondations sont nécessaires, dans la présence des sols mous ou des sables dans les fonds marins (Turner et al. 1987; Murff & Young 2008; Templeton 2008). Les skirts peuvent être utilisés avec les fondations spudcans comme un nouveau type de fondation (Eide et al. 1996; Jostad & Andersen 2006; Andersen et al. 2008).

1.3.1.2. Mudmat pour les plateformes Jackets

Les jackets sont des structures en treillis métalliques stabilisées par des pieux et ils représentent les plateformes les plus utilisées dans l’industrie des offshore. D’après Dean (2010), les jackets sont soumis à des forces environnementales dues au vent, vagues, courants et parfois l’effet de glace. Avant d’installer les pieux, ‘les mudmats’ sont utilisées comme supports pour la structure. Dean (2010) définit la mudmat comme une plaque plate endurci qui repose sur le fond marin et supporte le jacket durant l’installation des pieux (Figures 1.11 et 1.12).



Figure 1.11. Mudmat (Pipex px®)

Pour les mudmats, il est nécessaire d’obtenir les courbes capacité ultime de mudmat en fonction de sa dimension, en considérant différent niveau de pénétration dans le fond marin (Sheshpari & Khalilzad 2016). Plusieurs courbes peuvent être requises pour différentes configurations de mudmat.

Dans la présence d’un sol uniforme dont la profondeur est supérieure ou égale à la plus grande dimension de la mudmat, le calcul fait appel à la capacité portante des fondations superficielles et la capacité Q du mudmat peut être calculée en utilisant l’équation de Dean (2010) (Equations 1.3 et 1.4).

$$\text{Pour les argiles} \quad Q = A (c_u N_c F_{cs} F_{cd} + \gamma'z (-\gamma'z)) \quad (1.3)$$

$$\text{Pour les sables} \quad Q = A (0.5 \gamma' B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} + \gamma'z N_q F_{qs} F_{qd} (-\gamma'z)) \quad (1.4)$$

Où z est la dimension correspondant à la pénétration de la mudmat au-dessous du niveau du fond marin, F_{cs} , $F_{\gamma s}$, F_{cd} et $F_{\gamma d}$ sont les facteurs de forme et de profondeur, $-\gamma'z$ montre l'effet de l'écoulement du sol au-dessus de la mudmat.

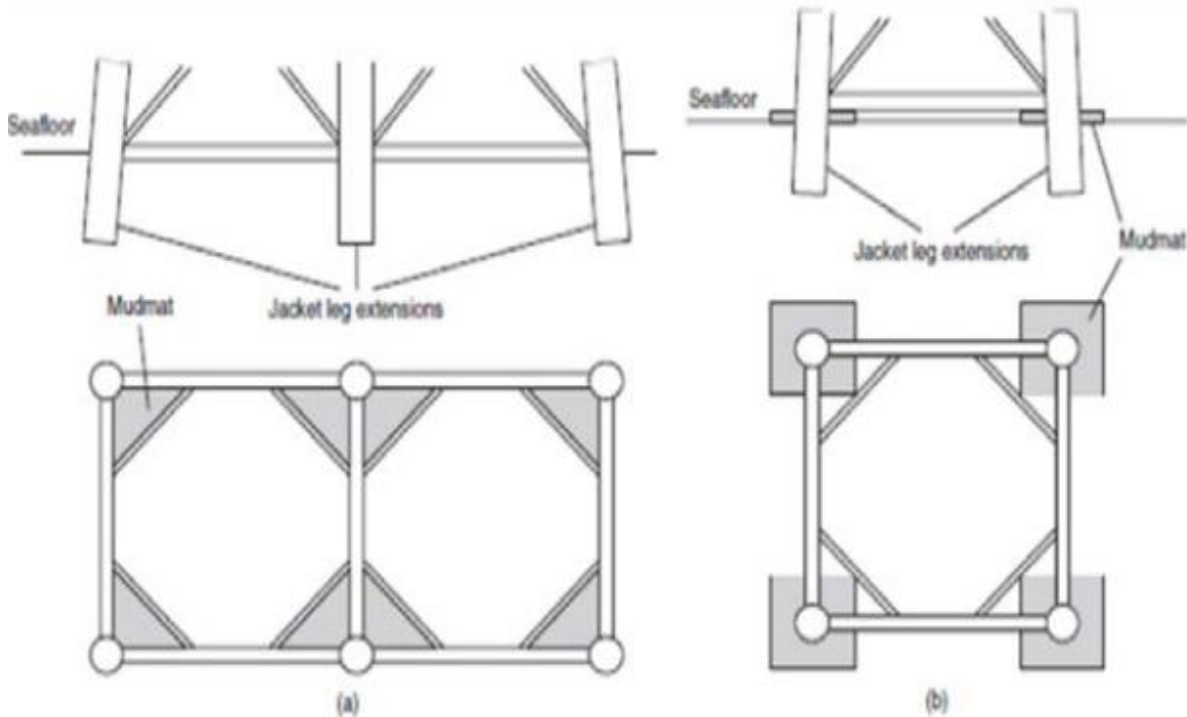


Figure 1.12. Différents types de mudmat; (a) triangulaires, (b) rectangulaire (Dean 2010)

1.3.1.3. Base gravitaire

Une base gravitaire est une fondation superficielle typique couramment construite en béton armé avec des réservoirs qui peuvent être utilisés pour le contrôle de la flottabilité des bases gravitaires finies. Après préparation de la surface du fond marin, la base gravitaire est baissée à l'endroit voulu. Afin d'augmenter le poids statique de la base gravitaire, les réservoirs sont remplis par des matériaux tels que les sables et les roches (Gao et al. 2015). Le poids de la base gravitaire joue un rôle très important pour assurer sa stabilité car ce type de fondation utilise leur poids pour résister au chargement environnemental.

Les bases gravitaires reposent sur la surface libre des fonds marins résistants cependant, dans la présence des dépôts superficiels plus mous, les skirts³ sont utilisées afin de confiner la surface molle du sol et transmettre les charges à des sols plus profonds et plus résistants (Randolph & Gourvenec 2011). En fonction de la surface de fondation, les skirts sont soit disposées seulement sur le périphérique de la fondation, soit sur le périphérique et à l'intérieure de la surface. D'après Randolph & Gourvenec (2011), l'utilisation des skirts a plusieurs avantages. Parmi ces avantages ;

- la compensation des irrégularités du fond de mer et l'amélioration de la résistance à l'érosion sous le périphérique de la fondation,
- la diminution des déplacements verticaux et horizontaux et des rotations et l'incrémentation de la capacité de fondation à supporter les charges verticales, horizontales et les moments de renversement,

L'amélioration significative de la capacité des fondations superficielles à résister aux moments et au soulèvement, dues aux forces environnementales, par les skirts qui permettent la génération d'une capacité transitoire à la traction. Cette résistance à la traction est conditionnelle ; la durée de la charge de traction doit être relativement courte en comparaison avec le temps nécessaire pour la dissipation de la pression interstitielle développée dans l'eau des pores au-dessous de la plaque de fondation.

L'API (2011) recommande l'utilisation de la théorie classique de la capacité portante avec les facteurs réducteurs de Meyerhof (1953) et Brinch Hansen (1970) pour prendre en compte l'effet combiné des charges. Cette théorie prend en considération l'effet de l'excentricité et ce d'inclinaison de la charge séparément et une superposition linéaire des deux est adoptée en cas de chargement incliné-excentré (général). Cette superposition s'est révélée d'être une source de conservatisme pour le calcul de capacité portante sous chargement général (Ukritchon et al. 1998; Gourvenec & Randolph 2003). La négligence de la résistance à la traction, qui caractérise les fondations offshores, est une autre source de conservatisme de la théorie classique de la capacité portante.

Comme une alternative, plusieurs chercheurs ont utilisés la méthode des enveloppes de rupture pour caractériser la réponse de la fondation sous différentes combinaisons de

³ Les skirts sont des murs verticaux minces qui servent à pénétrer la couche du sol mou et à reposer sur une couche de sol plus forte.

chargement (Bransby & Randolph 1998; Ukritchon et al. 1998; Taiebat & Carter 2000; Zhang 2008; Taiebat & Carter 2010; Gourvenec & Barnett 2011; Vulpe et al. 2014; Vulpe 2015; Shen et al. 2016). Différentes enveloppes de rupture, pour différents types de sol et de formes de fondation et en prenant compte de l'effet de la résistance à la traction de l'interface sol-fondation, sont présentées dans la littérature (Figures 1.13 et 1.14). Pour cerner l'effet de cette résistance, la comparaison entre les résultats de l'interface 'zero tension' et ceux de l'interface 'full tension' (pleine tension) est très utile.

Quoique, la méthode des enveloppes de rupture ait l'avantage de suivre la forme de l'enveloppe de rupture entière et prendre en compte l'effet de la combinaison entre l'inclinaison et l'excentricité de la charge, la théorie classique de la capacité portante a été et elle est encore la base du dimensionnement des fondations superficielles partout dans le monde. Tant qu'il n'y a aucune approbation générale sur le choix de l'enveloppe la plus convenante, l'utilisation de la méthode des enveloppes de rupture reste limitée dans le dimensionnement des fondations.

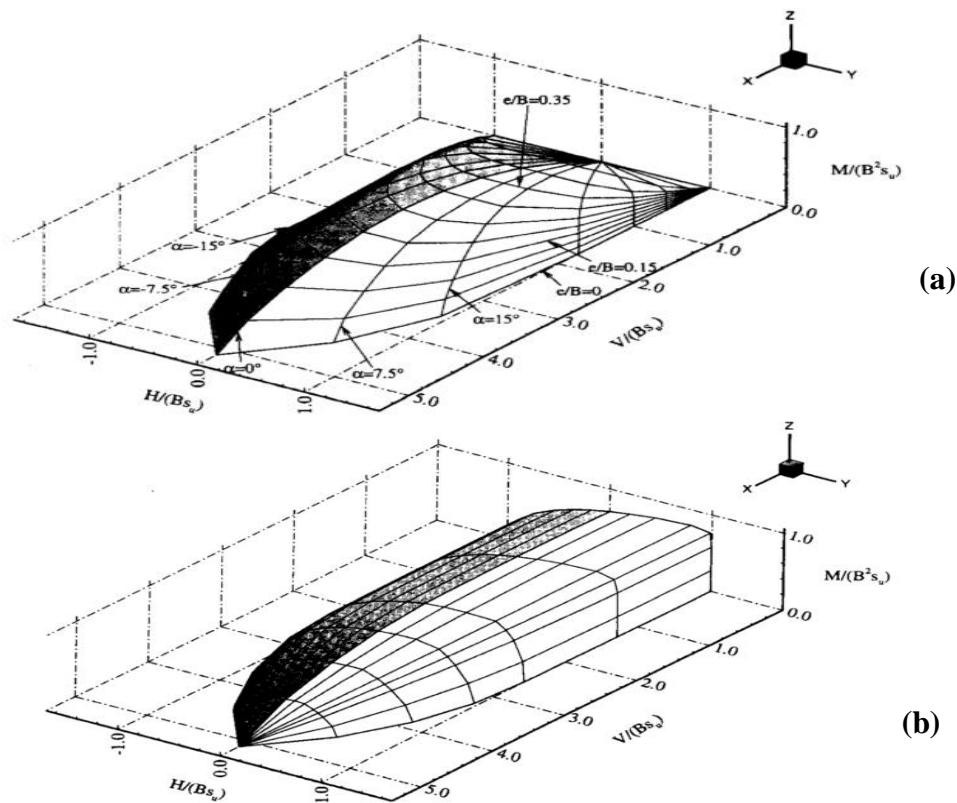


Figure 1. 13. Enveloppes de rupture d'une fondation filante reposant sur un sol cohérent homogène ; (a) interface zero tension, (b) interface full tension (Ukritchon et al. 1998)

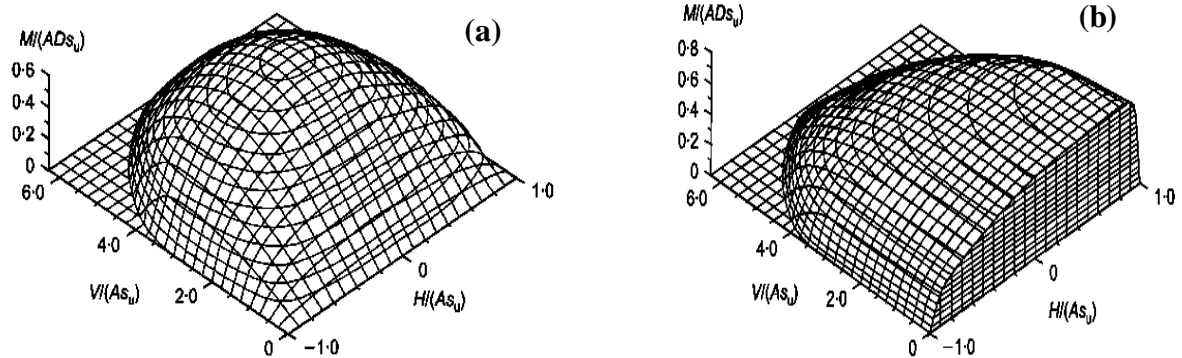


Figure 1. 14. Enveloppes de rupture d'une fondation circulaire reposant sur un sol cohérent homogène ; (a) interface zero tension, (b) interface full tension (Taiebat & Carter 2010)

1.3.2. Fondations superficielles pour les structures flottantes

1.3.2.1. Fondation bucket

D'après Gao et al. (2015), 'une fondation bucket' et 'une ancre de succion' sont des noms référant à un caisson de succion qui est une structure métallique cylindrique avec un grand diamètre et des parois minces. Le diamètre varie de 3 à 8 m et le rapport entre la hauteur et le diamètre varie de 1 à 6. Ce type de fondation peut être décrit comme un seau renversé encastré dans le fond marin (Figure 1.15). Le concept de la technologie de succion a été introduit à cause de l'insuffisance des forces gravitaires pour enfoncer les skirts de la fondation dans le fond marin.



Figure 1.15. Fondations buckets pour les turbines de vent offshores (Madsen et al. 2012)

Deux étapes sont nécessaires pour installer une fondation bucket comme les montre la figure 1.16. La première étape consiste en une pénétration initiale sous l'effet du poids propre. Cependant, pendant la deuxième étape, l'eau est pompée à l'intérieur de la fondation pour générer la succion qui assure une pénétration supplémentaire de la fondation bucket dans le fond marin. A la fin de l'installation, l'intérieur de la fondation est scellé et l'application d'un chargement vertical peut générer une succion supplémentaire résultant en une résistance à la traction. Pour plus de détails sur les calculs nécessaires pour l'installation des fondations buckets, le lecteur est référé au rapport de Houlsby & Byrne (2004).

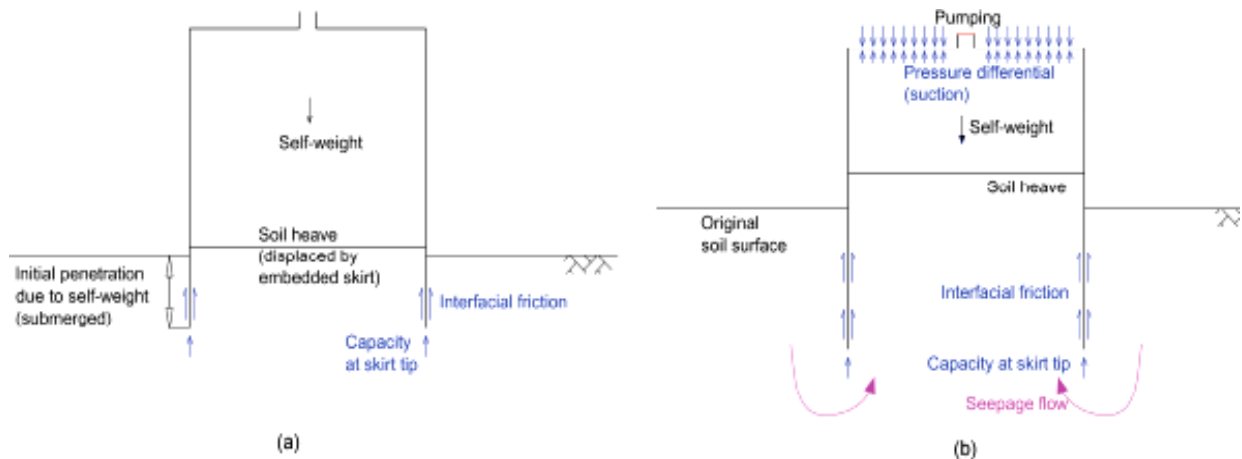


Figure 1.16. Illustration de l'installation de la fondation bucket ; (a) 1^{ère} étape : pénétration sous poids propre, (b) 2^{ème} étape : pénétration sous succion induite (Gao et al. 2015)

1.4. Conclusion

La stabilité des fondations superficielles classiques et offshores est exposée dans ce chapitre. Les modes de rupture et le développement de la méthode de calcul de la capacité portante classique, ainsi que les différents types des fondations superficielles offshores et leur comportement sont présentés. D'après ce qui a été avancé dans ce chapitre, il est clair que les deux classes de fondation analysées sont très différentes, en ce qui concerne le mode d'installation, le type de chargement appliqué et même la réponse de la fondation. En plus, les fondations offshores eux-mêmes se diffèrent l'une de l'autre sur les bases précédentes. Dans ces conditions, on peut conclure que l'utilisation de la théorie classique de la capacité portante pour le dimensionnement des fondations offshores apparaît inutile et elle peut conduire à des estimations erronées.

Chapitre 2 : Influence de la combinaison de charge sur la portance des sols cohérents

2.1. Introduction	23
2.2. Argiles homogènes	23
2.2.1. Chargement vertical centré	23
2.2.2. Chargement vertical excentré	24
2.2.3. Chargement incliné centré	28
2.3. Argiles non-homogènes.....	31
2.3.1. Chargement vertical centré.....	31
2.3.2. Chargement vertical excentré	35
2.3.3. Chargement incliné centré	38
2.4. Conclusion.....	38

2.1. Introduction

Si une fondation subit un chargement croissant à partir d'une valeur initiale nulle, elle connaîtra des tassements dans le domaine élastique. Dépassant une certaine valeur de charge cause l'apparition de quelques zones plastiques dans le sol. Avec plus d'incrémentation de la charge, ces zones plastiques s'étendent sur une surface du sol plus large et elles peuvent même atteindre la surface du sol. A ce point, très larges tassements sont possibles avec petite ou même sans incrémentation supplémentaire du chargement. Une fondation qui subit un tel tassement est une fondation sous rupture par perte de capacité portante et la magnitude de charge qui provoque la rupture est nommée la capacité portante ultime.

Dans ce chapitre, un résumé des travaux antérieurs sur la capacité portante non-drainée des fondations superficielles est présenté. Les résultats de recherche de référence aux problèmes analysés dans cette thèse sont payés une emphase particulière.

2.2. Argiles homogènes

Cette section regroupe les travaux antérieurs correspondant à la capacité portante des argiles homogènes sous chargement vertical, excentré et incliné.

2.2.1. Chargement vertical centré

La capacité portante verticale non-drainée des fondations superficielles peut être déduite à partir de l'équation (2.1), en considérant le sol comme un sol purement cohérent.

$$V/B = c_u N_c \quad (2.1)$$

Avec V est la charge limite de fondation et c_u est la cohésion non-drainée du sol. Une solution exacte pour le facteur N_c d'une fondation filante reposant sur une argile homogène a été trouvée par Prandtl (1920). Cette solution est $N_c = \pi + 2 = 5.14$.

En utilisant les théorèmes de la méthode d'analyse limite, Salgado et al. (2004) ont étudié la capacité portante des fondations filantes, circulaires et carrées reposant sur une argile homogène. Pour les fondations filantes reposant sur la surface libre du sol, le facteur N_c résultant de la limite supérieure est égal à 5.203 cependant, il est égal à 5.132 pour la limite inférieure.

Quoc (2008) a étudié la capacité portante des fondations superficielles sous chargement vertical reposant sur une argile. Trois géométries de fondation ont été considérées ; filante, circulaire et carrée. Les effets de la non-homogénéité du sol (sol bicouche), d'encastrement et de la proximité d'une pente ont été étudiés. Pour un sol homogène supportant une fondation filante, le facteur N_c est égal à 5.24.

2.2.2. Chargement vertical excentré

Meyerhof (1953) a étendu sa théorie de la capacité portante ultime sous chargement vertical (Meyerhof 1951) pour prendre en considération l'effet de l'excentricité et de l'inclinaison de charge et même la combinaison des deux. Pour le cas du chargement excentré, il a introduit sa fameuse méthode de la surface effective de contact (Figure 2.1).

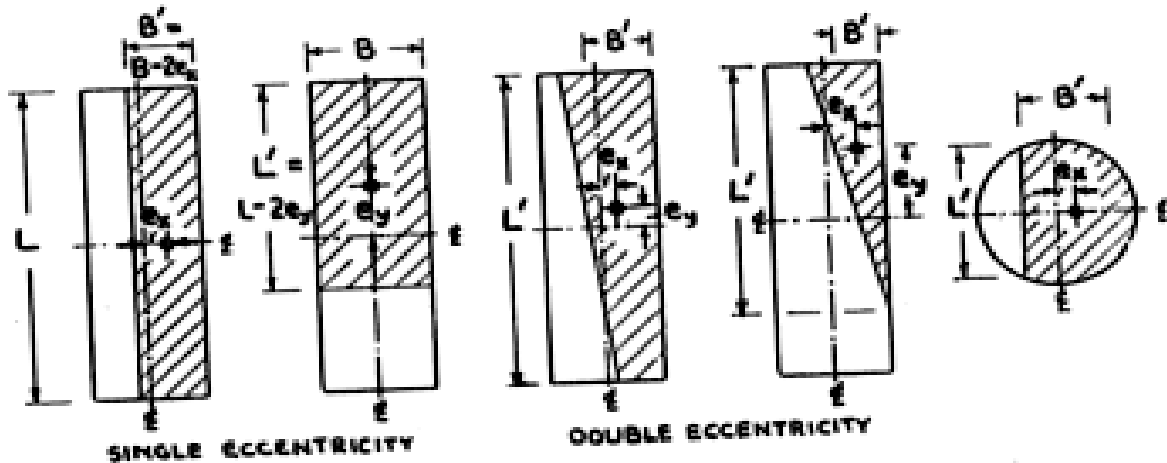


Figure 2.1. Surfaces effectives de contact pour des fondations sous chargement excentré (Meyerhof 1951)

Pour une fondation filante de largeur B , il est supposé que la charge est verticale centrée sur une fondation de largeur effective B' . Cette largeur effective de contact est le résultat de la réduction de la largeur de fondation par un double d'excentricité et elle est utilisée pour calculer la charge de rupture (Equation 2.2). Le mécanisme de rupture proposé est montré sur la figure 2.2.

$$B' = B - 2e \quad (2.2)$$

e est l'excentricité de charge par rapport à l'axe vertical de la fondation.

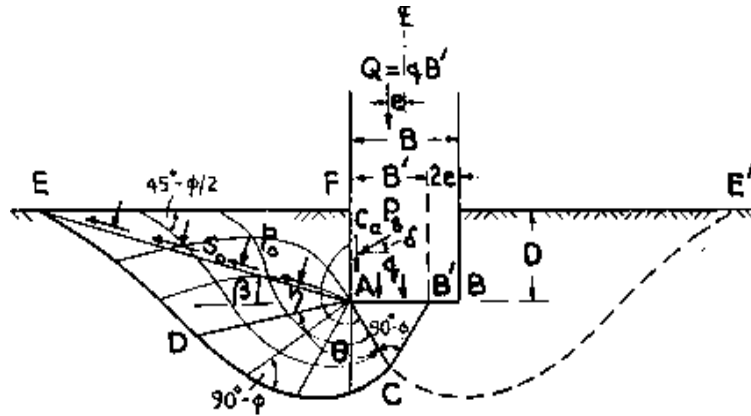


Figure 2.2. Mécanisme de rupture pour une fondation filante de base rugueuse (Meyerhof 1953)

Michalowski & You (1998) ont utilisé le théorème de la limite supérieure de la méthode d'analyse limite afin d'étudier la capacité portante des fondations filantes, avec des différents types d'interface sol-fondation, sous chargement excentré. La forme du mécanisme de rupture proposé a dépendu sur la rugosité de la surface de fondation et sur le type du sol, mais éventuellement, tous les mécanismes proposés ont été unidirectionnels (Figures 2.3 et 2.4).

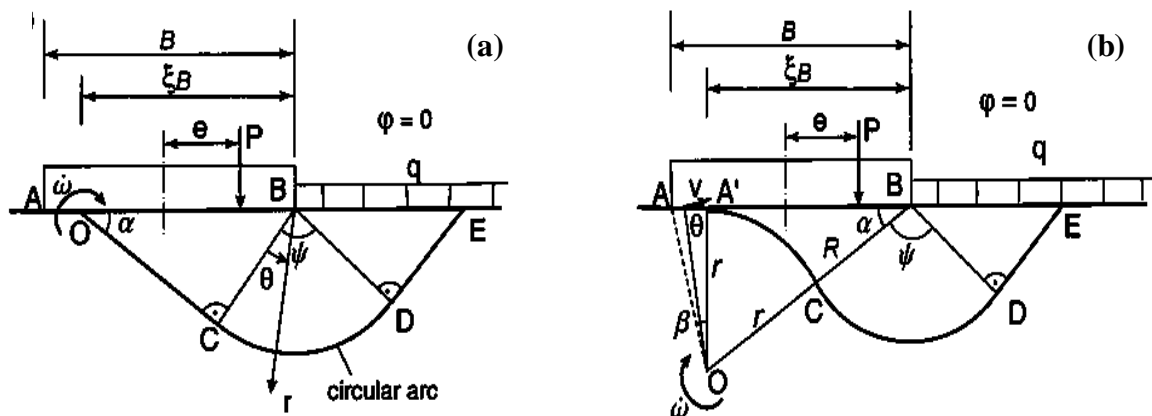


Figure 2.3. Mécanismes de rupture du sol purement cohérent ; (a) fondation lisse, (b) fondation rugueuse (Michalowski & You 1998)

Il a été conclu que la méthode de la largeur effective sous-estime la capacité portante des sols cohérents par moins de 8%, si l'interface n'a pas une résistance à la traction et si la valeur d'excentricité est faible ($e < 0.1$).

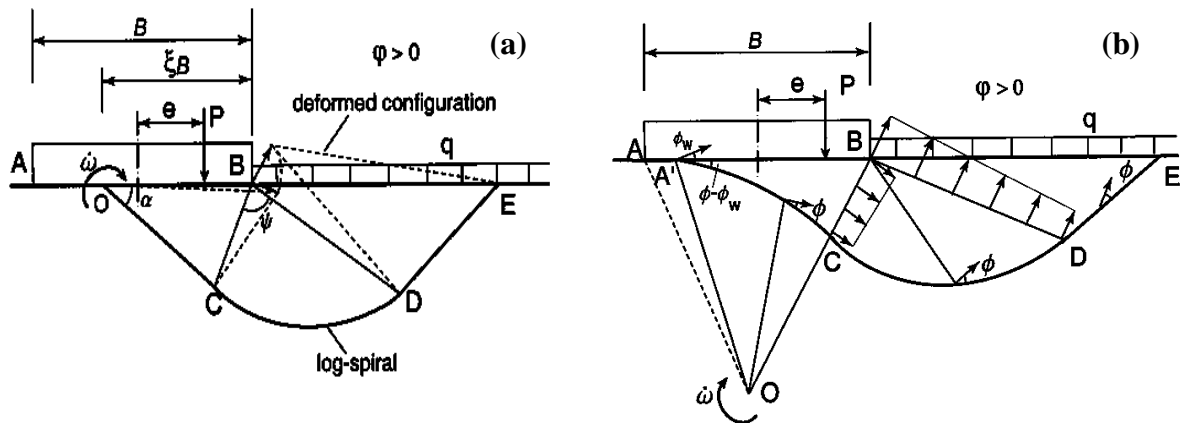


Figure 2.4. Mécanismes de rupture de sol cohérent-frottant ; (a) fondation lisse, (b) fondation rugueuse (Michalowski & You 1998)

Houlsbay & Purzin (1999) ont utilisé les théorèmes de plasticité pour prédire la capacité portante sous chargement combiné dans la présence de séparation à l'interface sol-fondation (interface zero tension). Cette dernière cause la violation de la condition de normalité ce qui affecte la validité de ces théorèmes. Comme une solution à ce problème, ils ont utilisé un concept de 'scaling' pour trouver la surface de contact entre la fondation et le sol, et ils ont dérivés des solutions 'apparentes' de limite supérieure et inférieure. Différentes combinaisons de charge ont été considérées et les résultats ont été présentés sous forme des enveloppes de rupture. Il a été démontré que la méthode de largeur effective est une solution de limite inférieure pour le cas d'un chargement excentré.

Bransby (2001) a étudié les enveloppes de rupture et les potentiels plastiques des fondations filantes reposant sur des sols homogènes et non-homogènes sous chargement excentré. Deux méthodes ont été utilisées ; la première méthode est une extension de la méthode de 'scaling' de Meyerhof (1953) et elle est utilisée pour analyser le problème de détachement à l'interface sol-fondation et la deuxième est la méthode des éléments finis qui est utilisée pour étudier l'effet de la résistance à la traction de l'interface.

Une série d'essais, en utilisant la méthode des éléments finis, sur une fondation filante rigide rugueuse de largeur D a été performée. Le sol est élastique parfaitement plastique avec une résistance au cisaillement non-drainée s_{u0} (sol homogène) et une densité de résistance k (sol non-homogène). L'interface sol-fondation est attachée et aucune séparation n'est permise.

Pour le sol homogène, il a été démontré que la méthode de la largeur effective est une solution de limite inférieure en utilisant la méthode de scaling et des équations (Equations 2.3

et 2.4) qui donnent la composante verticale V et la composante de moment M ont été proposées en utilisant la même méthode.

$$V/D s_{u0} = 4.466 (1-g) \quad (2.3)$$

$$M/D^2 s_{u0} = 0.298 (1-g)^2 + 4.466 (g/2)(1-g) \quad (2.4)$$

Avec $0 \leq g \leq 1$.

Le point qui correspond au moment de pic est atteint pour $g = 0.443$ et il a les coordonnées $V/D s_{u0} = 2.577$ et $M/D^2 s_{u0} = 0.644$ ou $V/V_0 = 0.501$ et $M/M_0 = 0.934$.

Ainsi, une équation, basée sur la calibration des résultats des éléments finis, est proposée pour l'enveloppe de rupture. Cette équation (Equation 2.5) est une version modifiée de l'équation de Bransby & Randolph (1998).

$$(V/V_0)^n - (1 - M/M_0) = 0 \quad (2.5)$$

avec $n = 4$, $V_0 = (2+\pi) D s_{u0}$ et $M_0 = 0.69 D^2 s_{u0}$.

Taiebat & Carter (2002) ont étudié la capacité portante mobilisée sous des fondations filantes et circulaires sous chargement excentré en utilisant la méthode des éléments finis. Deux méthodes de chargement ont été adoptées, chargement et déplacement contrôlés. Les résultats ont été présentés sous forme d'enveloppe de rupture et comparés avec les résultats de Houlsbay & Purzin (1999) (Figure 2.5). La comparaison révèle un bon accord entre les résultats de cette étude avec la solution de la limite supérieure de Houlsbay & Purzin (1999). Il a été démontré que la largeur effective donne une bonne approximation de la capacité portante sous chargement excentré.

Gourvenec (2007) a étudié l'influence de la forme de fondation sur la capacité portante des argiles homogènes sous chargement combiné, en utilisant la méthode des éléments finis. Différentes fondations rectangulaires avec différents rapports entre la largeur et la longueur de fondation (B/L) ont été considérées. Deux types d'interface ont été prises en considération ; interfaces avec et sans résistance à la traction. Les résultats ont été présentés en termes d'enveloppes de rupture dans les plans VH , VM et l'espace VMH .

Pour des fondations filantes sous chargement excentré, l'ajustement des enveloppes de rupture normalisées résulte en équation (2.6) pour l'interface sans résistance à la traction et équation (2.7) pour l'interface full tension.

$$M / M_{ult} = 4 [V/V_{ult} - (V/V_{ult})^2] \quad (2.6)$$

$$V/V_{ult} = (1 - M / M_{ult})^{0.23} \quad (2.7)$$

Avec V_{ult} est la capacité portante sous chargement vertical pur et M_{ult} est le moment maximal pour l'interface zero tension et il est la capacité de moment sous chargement de moment pur pour l'interface full tension.

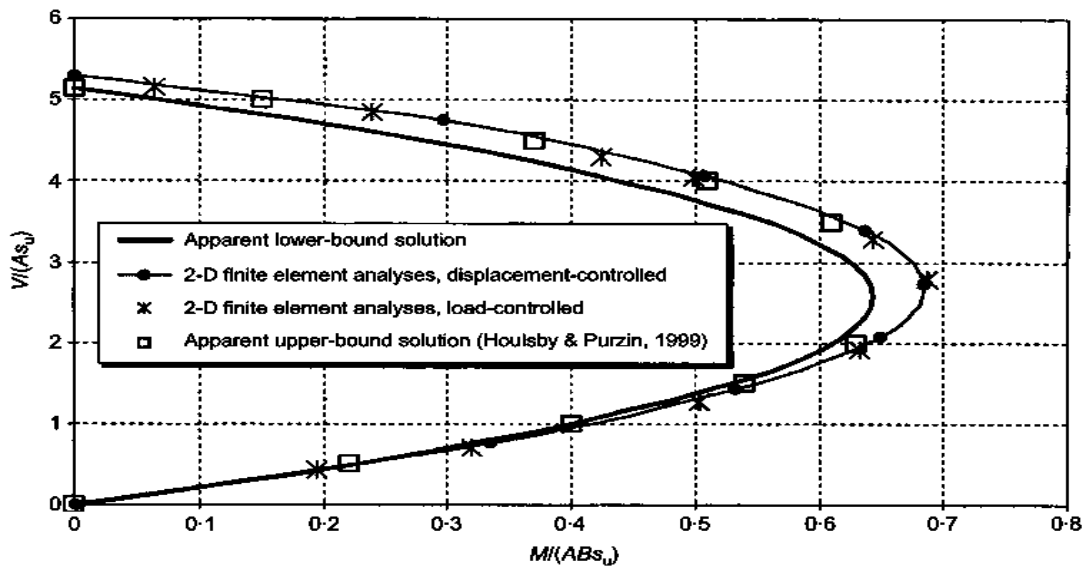


Figure 2.5. Enveloppes de rupture d'une fondation filante (Taiebat & Carter 2002)

2.2.3. Chargement incliné centré

Le chargement incliné est pris en compte en introduisant des facteurs correcteurs, appelés facteurs d'inclinaison, aux termes de l'équation de la capacité portante. Ces facteurs diminuent de la valeur de un (pour un chargement vertical) avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison (par rapport à la verticale) et résultent en une diminution de la capacité portante verticale. Seuls les facteurs d'inclinaison introduits au terme de la cohésion sont discutés ici.

En se basant sur ses résultats expérimentaux, Meyerhof (1953) a proposé deux mécanismes de rupture unidirectionnels de sol ; pour petites et grandes valeurs d'angle d'inclinaison (Figure 2.6). Les deux mécanismes sont unidirectionnels. Dix ans plus tard, ces résultats ont servis à la déduction de nouveaux facteurs d'inclinaison (Meyerhof 1963).

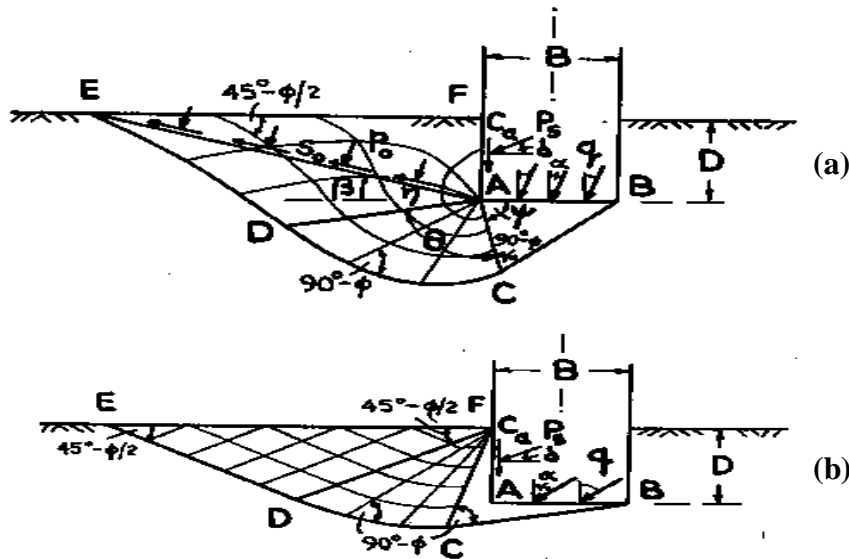


Figure 2.6. Mécanismes de rupture sous chargement incliné pour une surface horizontale ; (a) petits angles d'inclinaison, (b) grands angles d'inclinaison (Meyerhof 1953)

Brinch Hansen (1961) a performé des modifications empiriques sur des solutions des lignes de glissement et il a dérivé des nouveaux facteurs d'inclinaison. Encore une fois, des mécanismes de rupture unidirectionnels sont adoptés. Cependant, contrairement à la solution de Meyerhof (1953) où aucune distinction n'est faite sous la base de la nature du sol, deux mécanismes de rupture différents sont assumés pour les sols pesants et non-pesants (Figure 2.7). Quelques années plus tard, Brinch Hansen (1970) a étendu sa formule de capacité portante et il a présenté des nouveaux facteurs d'inclinaison et une formule spéciale pour les sols purement cohérents (Equation 2.8). Le résultat de substitution de ce nouveau facteur d'inclinaison dans cette formule spéciale est la même formule en utilisant l'équation générale de la capacité portante et l'ancien facteur en cas des fondations filantes reposant sur la surface libre.

$$q_u = (\pi + 2) c_u (1 + s_c + d_c - i_c - b_c - g_c) \quad (2.8)$$

avec s_c est le facteur de forme, d_c est le facteur de profondeur, b_c est le facteur d'inclinaison de la base de fondation, g_c est le facteur d'inclinaison de la surface du sol.

Pour le cas d'une fondation filante reposant sur la surface libre d'un sol purement cohérent, l'équation devient :

$$q_u = (\pi + 2) c_u (1 - i_c) \quad (2.9)$$

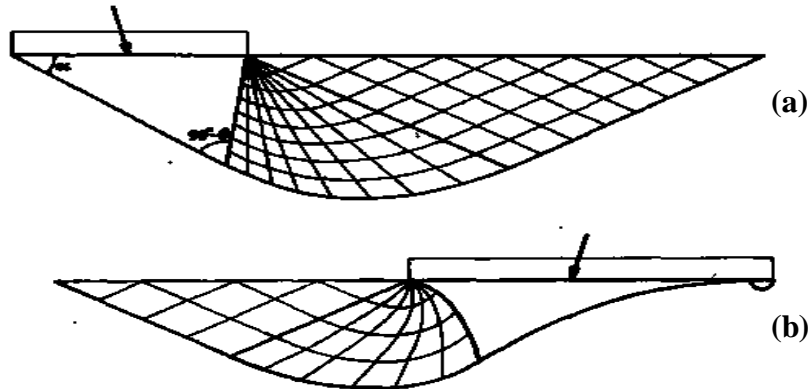


Figure 2.7. Mécanismes de rupture sous chargement incliné; (a) sol non pesant, (b) sol pesant (Brinch Hansen 1961; Brinch Hansen 1970)

Van Baars (2014) a dérivé des facteurs d'inclinaison numériquement et analytiquement. La solution analytique a été basée sur un mécanisme de Prandtl (1920) tourné qui est un mécanisme unidirectionnel (Figure 2.8.a). Récemment, Van Baars (2016) a dérivé un nouveau facteur d'inclinaison analytique en ajoutant un nouveau paramètre à son ancien mécanisme. Ce paramètre est 'the fan reduction angle ψ ' (Figure 2.8.b).

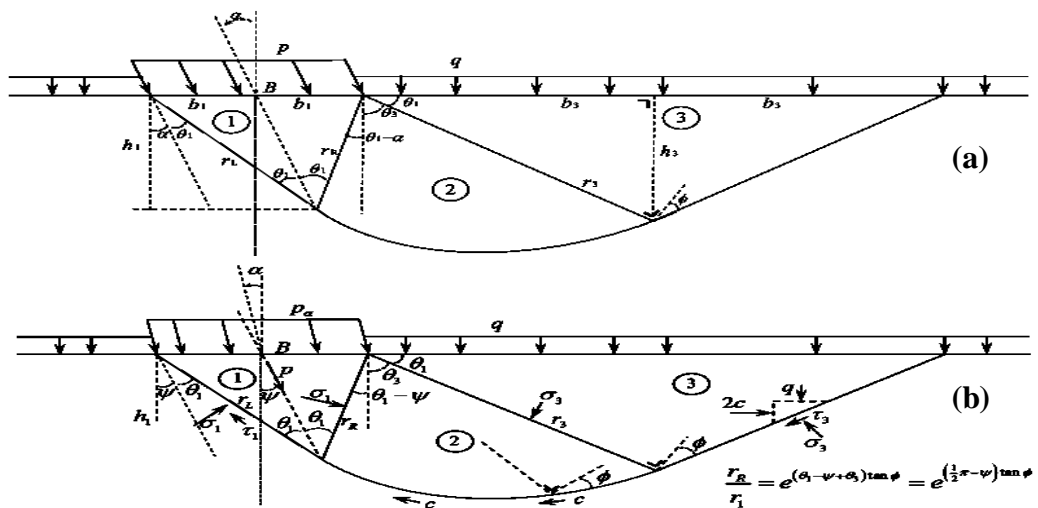


Figure 2.8. Mécanisme de Prandtl tourné ; (a) (Van Baars 2014), (b) avec modifications (Van Baars 2016)

Le tableau 2.1 récapitule les facteurs d'inclinaison utilisés pour la comparaison dans le chapitre 4. Le facteur d'inclinaison de cohésion de Meyerhof (1963) est le plus simple. Il est en fonction de l'angle d'inclinaison seulement.

Tableau 2.1. Facteur d'inclinaison i_c pour un sol purement cohérent.

Reference	Facteur d'inclinaison i_c	
(Brinch Hansen 1961)	$0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{Ac_u}}$	Empirique
	H est la composante horizontale de charge	
(Meyerhof 1963)	$\left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2$	Empirique
	α est l'angle d'inclinaison par rapport à la verticale.	
(Van Baars 2014)	$\cos \alpha \frac{2 + \pi - 2\alpha}{2 + \pi}$	Analytique
	$\mathbf{Min} \left(\cos \alpha \left(1 - \frac{2\psi_c}{2 + \pi} \right), \frac{1}{N_c \tan \alpha} \right)$	
(Van Baars 2016)	$\psi_c = \mathbf{Min} \left(\frac{\alpha N_c}{2}, 90^\circ \right)$	Analytique
	ψ_c est 'the fan reduction angle'.	

2.3. Argiles non-homogènes

Ci-après, les travaux antérieurs sur la capacité portante des argiles non-homogènes sous chargement vertical, excentré et incliné sont présentés.

2.3.1. Chargement vertical centré

Davis & Booker (1973) ont étudié l'effet d'augmentation de la résistance au cisaillement du sol sur la capacité portante des argiles en utilisant la théorie de plasticité. Les résultats confirment une analogie entre ce type de sol et le sol frottant-cohérent. Cette conclusion vient du fait que les contributions, à la capacité portante, de la cohésion de surface et du taux d'incrément de la cohésion avec la profondeur ('la densité de résistance') sont largement indépendantes.

Le sol a été supposé isotrope dans la direction horizontale. Cependant, dans la direction verticale quatre configurations de la résistance au cisaillement non-homogène, en fonction de la profondeur z , ont été considérées (Figure 2.9).

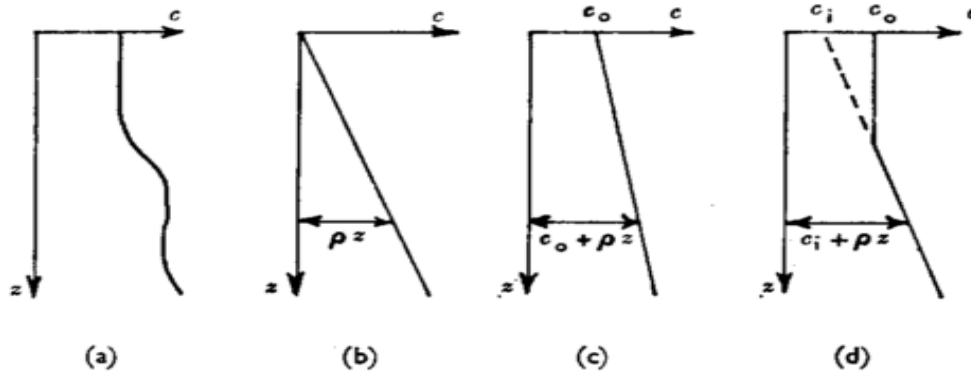


Figure 2.9. Variations de la cohésion avec la profondeur (Davis & Booker 1973)

Les auteurs ont commencé par l'équation des lignes caractéristiques s_1 et s_2 (Figure 2.10) qui est identique à celle d'un matériau homogène, puis les équations qui donnent la variation de l'état de contrainte le long de ces lignes. Les champs de vitesse et de contrainte ont été construits pour trouver le point où la rupture commence.

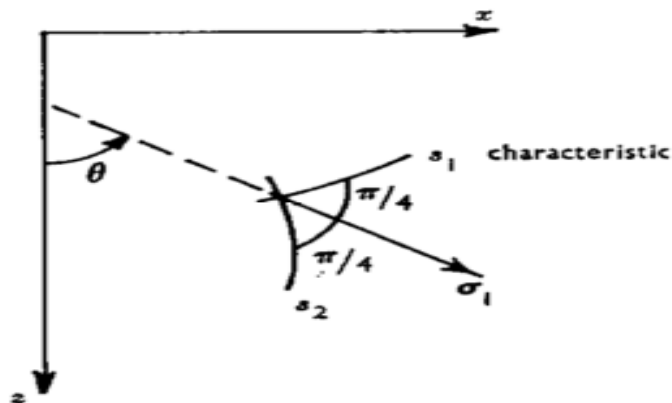


Figure 2.10. Les caractéristiques des contraintes (Davis & Booker 1973)

Deux types de fondation ont été étudiés ; fondations à base rugueuse et à base lisse. Une seule équation de capacité portante a été proposée avec deux différents facteurs non-dimensionnels F correspondant à chaque type (Equation 2.10). Les facteurs sont représentés par des courbes (Figure 2.11). Pour une fondation lisse $F = F_S$ et pour une fondation rugueuse $F = F_R$.

$$Q/B = F [(2+\pi) c_0 + \rho B/4] \quad (2.10)$$

Avec c_0 est la cohésion à la surface du sol et ρ est le taux d'incrémentation de la cohésion avec la profondeur (la densité de résistance).

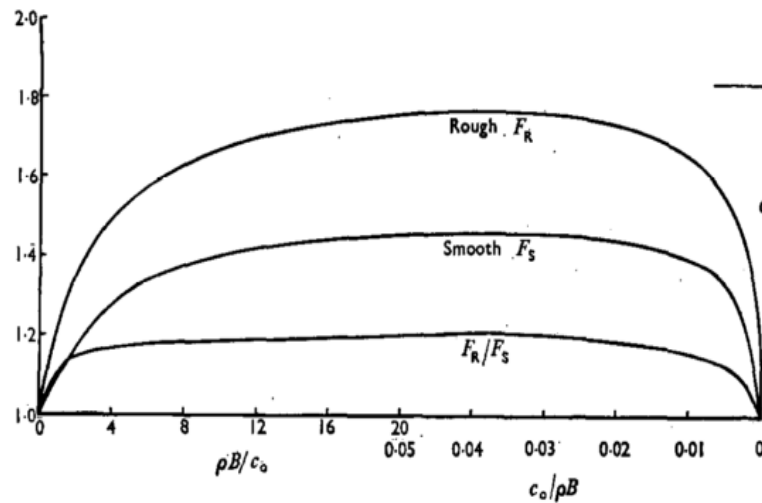


Figure 2.11. Facteurs de correction pour les fondations à base lisse et rugueuse (Davis & Booker 1973)

En se basant sur ses résultats d'analyse en combinant la solution exacte de plasticité pour une fondation filante et la solution en utilisant le cercle du glissement pour un rectangle (Figure 2.12), Nakase (1981) a présenté des expressions approximatives pour le facteur de portance N_c . Ces expressions sont proposées pour les fondations rectangulaires reposant sur des sols cohérents ayant une cohésion qui augmente linéairement avec la profondeur. Elles sont en fonction du rapport kB/c_0 et de la forme de fondation (B/L), avec k est le taux d'incrémentation de la cohésion avec la profondeur. Tableau 2.2 regroupe les expressions proposées pour une fondation de base rugueuse et pour différents rapports kB/c_0 . On peut remarquer que l'erreur maximale est de 4% et elle correspond au cas d'une fondation filante

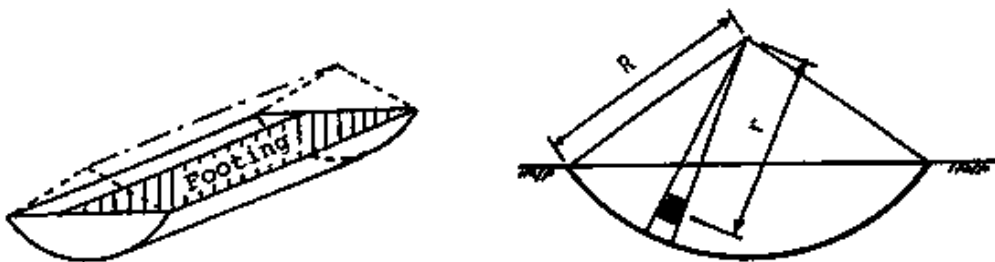


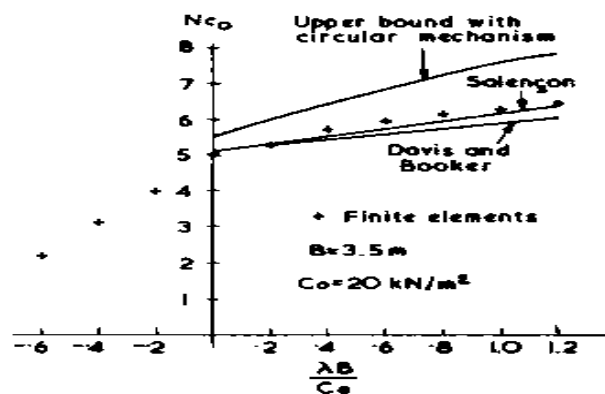
Figure 2.12. Surface circulaire du glissement au dessous d'une fondation rectangulaire (Nakase 1981)

Tableau 2.2. Expressions approximatives du facteur de portance N_c pour une fondation rectangulaire à base rugueuse

kB/c_0	Expressions approximatives de N_c	Erreur maximale (sous-estimation)	
		$B/L = 0$	$B/L = 1$
0 - 4	$[5.14+1.018(kB/c_0)][1+\{0.2-0.019(kB/c_0)\}(B/L)]$	4%	5%
4 - 30	$[7.19+0.504(kB/c_0)][1+\{0.132-0.002(kB/c_0)\}(B/L)]$	4%	3%
30 - 100	$[10.43+0.396(kB/c_0)][1+0.057(B/L)]$	2%	1%

Griffiths (1982) a utilisé la méthode des éléments finis pour analyser la capacité portante d'un sol bicouche dont chaque couche est homogène et celle d'un sol ayant une résistance au cisaillement qui augmente avec la profondeur.

Concernant le sol non-homogène, une fondation filante de largeur $B = 3.5 \text{ m}$, reposant sur un sol avec une cohésion de surface $c_0 = 20 \text{ kPa}$ et une densité de résistance $\lambda = 2 \text{ KN/m}$, a été modélisée. Les résultats ont été présentés en terme de capacité portante du sol homogène $N_c c_0$ en fonction d'un rapport non-dimensionnel $\lambda B / c_0$ (Figure 2.13). Ces résultats ont été comparés avec la solution de Davis & Booker (1973), en plus des solutions de la limite supérieure en utilisant un mécanisme circulaire et les mécanismes du type Prandtl. La comparaison a révélé un bon accord avec les résultats de la littérature.

**Figure 2.13. La solution par éléments finis pour le sol non-homogène (Griffiths 1982)**

La distribution de contrainte verticale au-dessous de la fondation à la rupture et le mécanisme de rupture ont été aussi étudiés (Figure 2.14). Plus λ augmente, la distribution devient de plus en plus triangulaire avec un maximum correspondant au centre de la fondation et le mécanisme de rupture devient plus petit.

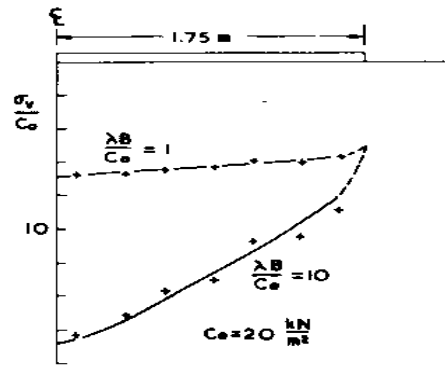


Figure 2.14. Distribution de la contrainte normale au-dessous de la fondation à la rupture (Griffiths 1982)

D'après Bransby (2001), les résultats de Davis & Booker (1973) pour une fondation filante rugueuse peuvent être approximés par l'équation 2.11 résultant d'ajustement des courbes.

$$V_0/Ds_{u0} = (2+\pi) + 1.646 (kD / s_{u0})^{0.662} \quad (2.11)$$

2.3.2. Chargement vertical excentré

Bransby & Randolph (1998) ont investigué le comportement des fondations superficielles avec skirts (jupes) sollicitées par chargement combiné. Le sol est cohérent avec un profil de résistance au cisaillement qui augmente avec la profondeur. La fondation est filante rigide et l'interface sol-fondation a une résistance illimitée à la traction (typique pour la présence des skirts). Deux méthodes ont été utilisées ; la méthode des éléments finis et la méthode de la limite supérieure de l'analyse limite. La deuxième méthode est basée sur les mécanismes de rupture obtenus par la première. Les enveloppes de rupture sous différentes combinaisons de charge, le potentiel plastique et les mécanismes de rupture du sol ont été analysés. Différents mécanismes de rupture ont été distingués selon la combinaison de charge. Pour le chargement excentré, les mécanismes 'scoop' et 'scoop-wedge' ont été révélés (Figure 2.15).

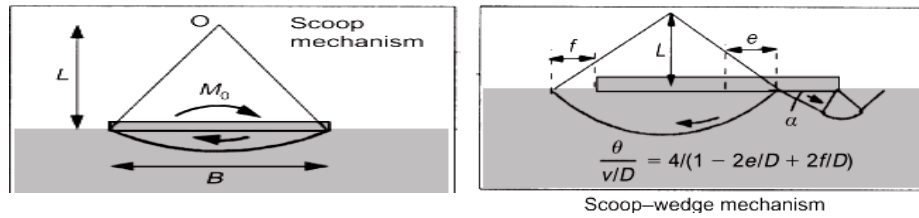


Figure 2.15. Mécanismes de rupture sous chargement excentré (Bransby & Randolph 1998)

Ukritchon et al. (1998) ont évalué la capacité portante des fondations superficielles reposant sur des argiles homogènes et non-homogènes sous chargement combiné VHM, en utilisant la méthode d'analyse limite numérique. Pour le sol homogène, ils ont considéré les deux types d'interface ; avec et sans résistance à la traction. En absence de cette résistance, ils ont même réussi à proposer des expressions qui décrivent l'enveloppe de rupture numérique, en se basant sur les techniques d'ajustement de courbe. Cependant, pour le sol hétérogène, l'étude a été limitée à l'interface sans résistance à la traction. Les enveloppes de rupture résultants de cette étude pour le chargement excentré et les rapports d'hétérogénéité adoptés sont présentés sur la figure 2.16.

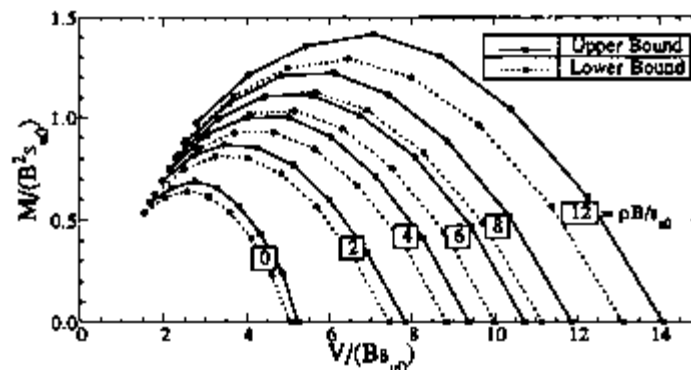


Figure 2.16. Enveloppes de rupture sous chargement excentré (Ukritchon et al. 1998)

En utilisant la méthode de scaling, Bransby (2001) a proposé les enveloppes de rupture sur la figure 2.17. D'après lui, l'équation 2.5 est valable comme une calibration de ces résultats des éléments finis pour un sol non-homogène dont $kD/s_{u0} = 6, 4, 3, 2$ et 1 et une interface full tension à condition que V_0 soit donnée par équation 2.11, $M_0/D^2 s_{u0}$ et n soient calculés par les équations 2.12 et 2.13, respectivement (Figure 2.18).

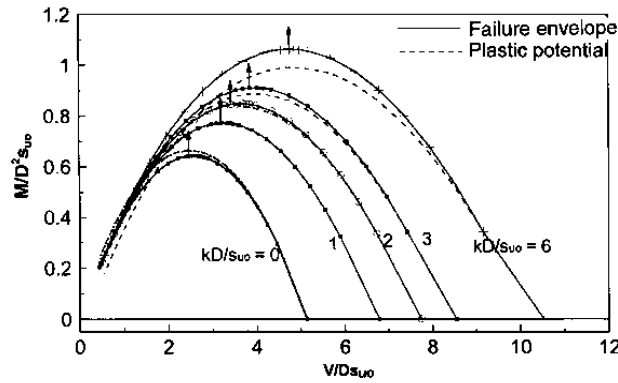


Figure 2.17. Enveloppes de rupture en utilisant la méthode de scaling (Bransby 2001)

$$M_0 / D^2 s_{u0} = 0.69 + 0.145 (kD / s_{u0})^{0.903} \tag{2.12}$$

$$n = 4 - 0.47 (kD / s_{u0})^{0.65} \tag{2.13}$$

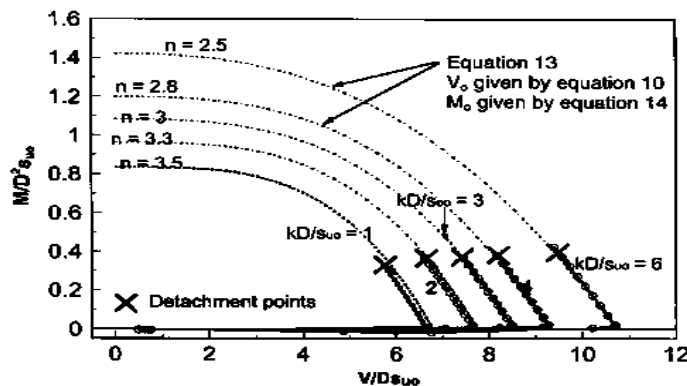


Figure 2.18. Enveloppes de rupture basées sur l'équation (Bransby 2001)

Shen et al. (2016) ont étudié la capacité portante des fondations filantes et circulaires reposant sur des sols homogènes sous chargement combiné, en utilisant la méthode des éléments finis. L'interface sans résistance à la traction est considérée. Les résultats ont été présentés en termes d'enveloppes de rupture dans les plans de chargement VH , VM et l'espace VMH .

L'équation (2.6) de l'enveloppe de rupture normalisée sous chargement excentré proposée par Gourvenec (2007) pour les sols homogènes a prouvé sa validité pour les sols non-homogènes et elle représente une bonne approximation des résultats de Shen et al. (2016).

2.3.3. Chargement incliné centré

Pour le chargement incliné, Bransby & Randolph (1998) ont proposé un mécanisme de rupture de glissement simple et le mécanisme ‘double wedge’ (Figure 2.19).

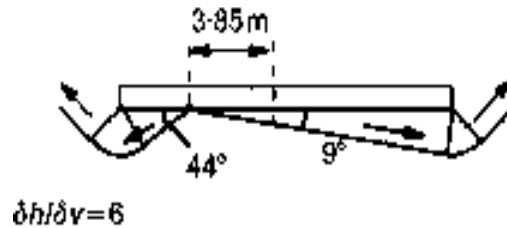


Figure 2.19. Mécanisme de rupture sous chargement incliné (Bransby & Randolph 1998)

Ukritchon et al. (1998) ont également étudié l'influence du chargement incliné sur la portance des argiles non-homogènes. La figure 2.20 montre les enveloppes de rupture pour différents rapports d'hétérogénéité.

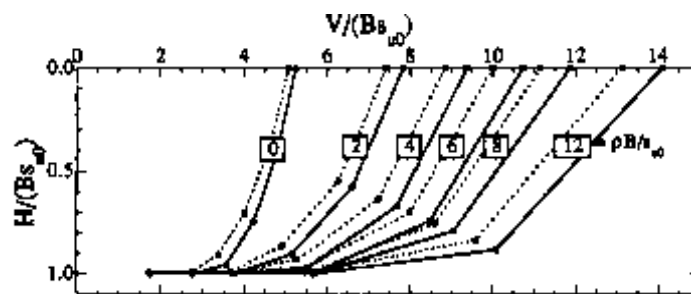


Figure 2.20. Enveloppes de rupture sous chargement incliné (Ukritchon et al. 1998)

Une expression pour le cas général (chargement incliné-excentré) a été proposé par Shen et al. (2016) en se basant sur les résultats de leurs analyses. En considérant que le cas particulier du chargement incliné, l'expression est réduite en équation 2.14.

$$\text{Pour } V/V_{ult} \geq 0.5 \quad H/H_{ult} = 1 - 4 (V/V_{ult} - 0.5)^2 \quad (2.14)$$

$$\text{Pour } V/V_{ult} \leq 0.5 \quad H/H_{ult} = 1 \quad (2.15)$$

2.4. Conclusion

Une revue bibliographique sur la capacité portante des fondations superficielles reposant sur des argiles homogènes et non-homogènes sous chargement vertical, incliné et excentré a été présentée dans ce chapitre. D'après ce qui a été présenté, les solutions exactes pour le calcul

de la capacité portante ont été développées que pour le cas d'un chargement vertical centré que ce soit pour les argiles homogènes ou pour les argiles non-homogènes. Pour le chargement excentré, on a la règle de la largeur effective qui est développée principalement pour des sols homogènes et le reste sont des enveloppes de rupture qui sont basées sur différentes méthodes. Concernant le chargement incliné, on peut distinguer différents facteurs d'inclinaison pour les argiles homogènes et différentes enveloppes de rupture pour les argiles non-homogènes.

Chapitre 3 : Aperçu sur le modèle numérique développé

3.1. Introduction	41
3.2. Description du code de calcul FLAC	42
3.3. Description du modèle numérique	43
3.3.1. Définition du problème	43
3.3.2. Détails de modélisation	44
3.3.2.1. Modélisation de fondation	45
3.3.2.2. Modélisation du sol	46
3.3.2.3. Modélisation d'interface sol-fondation	51
3.3.2.4. Application de la charge	54
3.3.2.5. Calcul des forces.....	55
3.4. Conclusion.....	55

3.1. Introduction

L'analyse numérique : un rêve virtuel ou une réalité pratique ? C'est le titre de l'article de Potts (2003) où, il a présenté des arguments avec et contre l'idée que 'les méthodes numériques ont atteint un stage où elles sont supérieures aux approches conventionnelles et elles peuvent les remplacer dans le processus de conception géotechnique'. Malgré que les algorithmes numériques présentent certaines incertitudes, et que les résultats numériques sont dépendants de l'utilisateur, et pourtant la simplicité des modèles constitutives impose certaines limitations, Potts pense que l'analyse numérique est un outil très puissant. Il est très convaincu que c'est le meilleur outil dans les mains d'un géotechnicien tant qu'il a une base sur la mécanique des sols et sur la théorie en dehors de l'analyse numérique. Une appréciation des limitations des modèles constitutives et une familiarisation avec l'outil utilisé sont aussi requises. L'auteur approuve l'avis de Potts parce que l'outil numérique donne la possibilité de traiter les problèmes peu importe s'ils sont simples ou complexes et si les méthodes conventionnelles peuvent le faire ou non. Un autre point fort qui montre la puissance énorme de l'outil numérique est la possibilité d'observer le comportement dès le départ de chargement jusqu'à la rupture, permettant le suivi du développement des mécanismes de rupture.

La méthode des différences finies, quant à elle, elle est une méthode numérique qui traite le problème comme un milieu continu. Elle est utilisée pour résoudre des systèmes d'équations différentielles avec des conditions initiales et/ou conditions aux limites. Dans cette méthode, une expression algébrique, écrite en termes de variables (contraintes et déformations) qui intervient dans le système d'équations, remplace chaque dérivée dans le système, en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs. Contrairement à la méthode des éléments finis, aucune matrice n'est formée et à chaque pas du temps les équations sont reformulées. La méthode des éléments lagrangiens (exploitée par le logiciel FLAC en 2D et 3D) est une formulation non traditionnelle de la méthode des différences finies. Cette méthode est explicite, chose qui la permet de suivre le comportement du matériau durant sa réponse (Billiaux & Cundall 1993).

Ce chapitre décrit le code de calcul utilisé pour la modélisation (FLAC^{3D}) et donne une description détaillée du modèle numérique établi pour cette étude.

3.2. Description du code de calcul FLAC

Etant un code explicite en différences finies en deux et trois dimensions, FLAC (Fast Lagrangien Analyses of Continua) permet la simulation du comportement des sols, des roches ou bien d'autres matériaux qui peuvent subir des écoulements plastiques en dépassant leurs limites d'élasticité, comme il permet, aussi, de traiter des problèmes de géotechnique et d'interaction sol (roche) / structure notamment la stabilité des pentes, le dimensionnement des fondations superficielles et profondes,...etc. L'utilisation de la méthode de Wilkins (1964), qui permet d'adopter des formes outre du rectangle, a donné une certaine liberté à attribuer des formes quelconques aux limites et à faire varier les propriétés d'un élément à l'autre.

Les matériaux sont représentés par des zones ou des éléments constituant un maillage qui peut être adapté à la forme voulue par l'utilisateur. Plusieurs formes d'élément sont disponibles dans FLAC^{3D} tel que l'élément brique, brique radial, pyramide,...etc. Le comportement de chaque élément est défini par la loi de comportement attribuée répondant aux forces appliquées et en tenant compte des conditions aux limites. En mode grande déformation, le maillage peut se déformer et se déplacer avec le matériau qu'il représente.

Un aspect très important de la géo-mécanique est l'utilisation d'un support structural afin d'assurer la stabilisation d'une masse du sol. FLAC^{3D} fournit plusieurs éléments structuraux, citant l'élément poutre, câble, pieu et coque. La formulation des éléments structuraux est en éléments finis par contre la formulation des éléments de la grille (les zones) est en différences finis.

Le schéma de calcul général suivi assure une résolution explicite avançant dans le temps (Figure 3.1). A partir des contraintes et des forces en jeu, les nouvelles vitesses et les nouveaux déplacements sont calculés en utilisant les équations de mouvement. L'étape suivante est de déduire les taux de déformation (à partir des vitesses) qui sont utilisés pour extraire les nouvelles contraintes et forces depuis la loi de comportement du matériau. Chaque parcours de cette boucle représente un cycle du calcul. Toutes les variables traitées par la boîte dans la figure 3.1 sont remises à jour depuis les valeurs connues et doivent rester fixées durant le cycle du calcul.

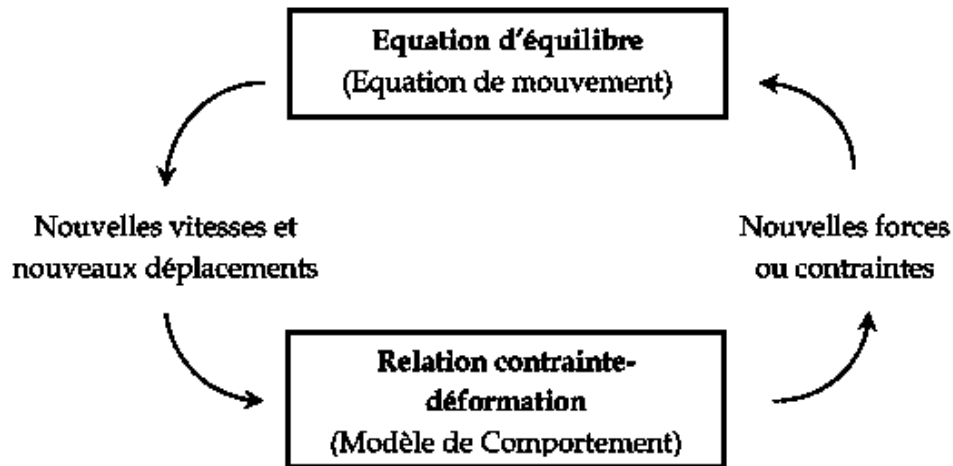


Figure 3.1. Schéma du calcul général pour un cycle du calcul (Billiaux & Cundall 1993)

3.3. Description du modèle numérique

Le modèle numérique décrit ici sera utilisé que ce soit pour le sol homogène ou pour le sol hétérogène et seules les propriétés du sol qui vont faire la différence entre les deux cas.

3.3.1. Définition du problème

Une fondation filante de largeur B repose sur la surface libre du sol (Figure 3.2). La transmission de la charge de la fondation au sol est assurée par une interface sol-fondation. Le problème est traité en déformation plane dans des conditions non-drainées. Il a été vérifié que les limites du modèle sont suffisamment loin pour ne pas affecter la charge de rupture et ne pas intercepter la formation du mécanisme de rupture. Le mouvement dans les directions (x et z) est empêché pour les frontières latérales ainsi que pour la base du modèle. Afin de satisfaire les conditions de déformation plane, le mouvement dans la direction (y) est contraint pour tout le modèle. Le maillage est raffiné aux voisinages des coins de fondation parce qu'elles constituent des points de singularité (Figure 3.3). Cette singularité est due au changement brusque de la direction du mouvement dans ces voisinages. La fondation est soumise soit à un chargement simple (vertical pur, horizontal pur ou moment pur) soit à un chargement combiné (excentré ou incliné).

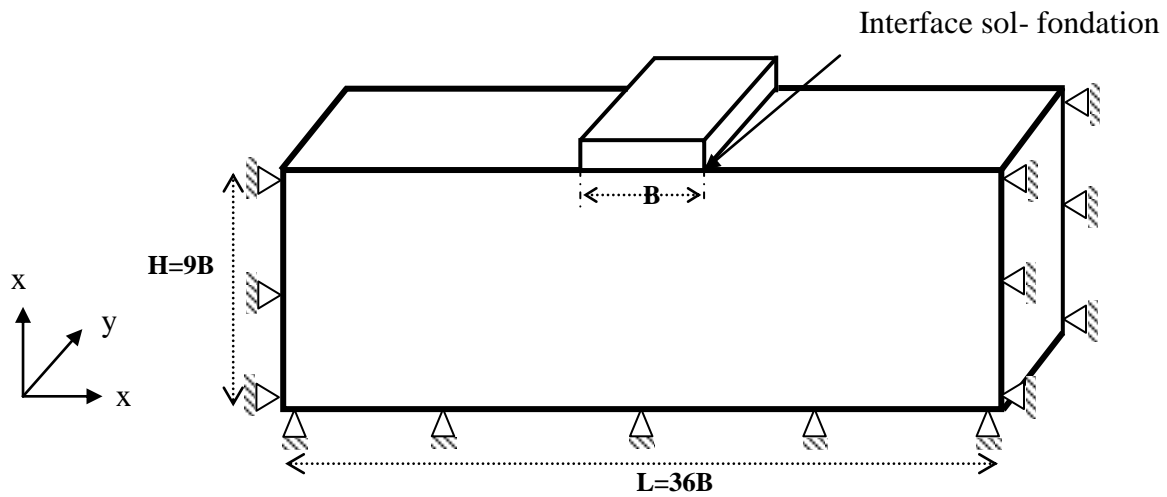


Figure 3.2. Définition du problème

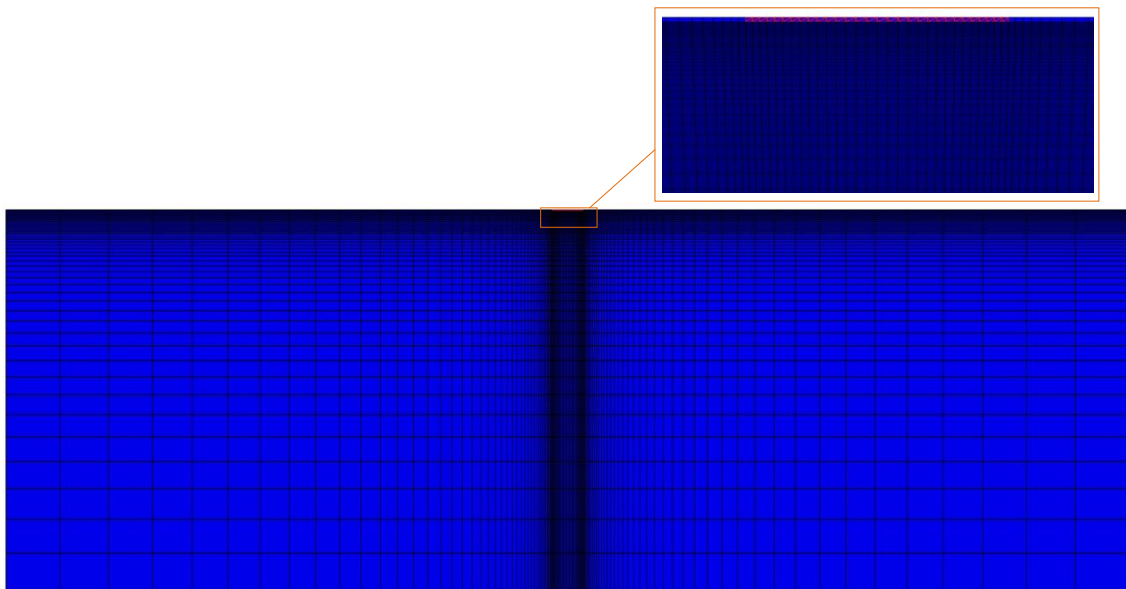


Figure 3.3. Grille du modèle numérique

3.3.2. Détails de modélisation

Le code $FLAC^{3D}$ est choisi pour la modélisation du problème décrit précédemment. Ce choix est justifié par l'efficacité de ce code à traiter les problèmes de la capacité portante des fondations superficielles. Cette efficacité apparaît clairement dans les travaux de Youssef Abdel Massih & Soubra (2007), Michalowski & Dawson (2002) et Puzakov et al. (2009).

Cette section fournit tout détail concernant le modèle numérique. Les résultats de la modélisation sont présentés dans les chapitres suivants.

3.3.2.1. Modélisation de fondation

La fondation est supposée rigide élastique avec une base rugueuse et de longueur infinie. Seule une tranche de cette longueur est prise en compte dans le modèle. La fondation est modélisée en utilisant un Liner (un élément structural de FLAC^{3D}) qui est une collection de LinerSELS attachés à la surface de la grille du sol. Ces derniers (les LinerSELS) sont des éléments finis plats, d'une épaisseur uniforme, à trois nœuds et ils peuvent être attribués un élément finis qui contrôlent la réponse structurale du Liner. Cinq éléments finis sont disponibles, deux éléments de contrainte plane (considère que l'action membrane), un élément de flexion des plaques et deux éléments coques (superposent les actions de membrane et de flexion).

L'élément finis choisi pour cette étude est l'élément coque DKT-CST qui a 15 degrés de liberté ; cinq degrés de liberté par nœud : trois composantes de translation et deux composantes de rotation (Figure 3.4). Il assure les deux actions ; de membrane et de flexion en combinant l'élément de contrainte plane CST avec l'élément plaque DKT.

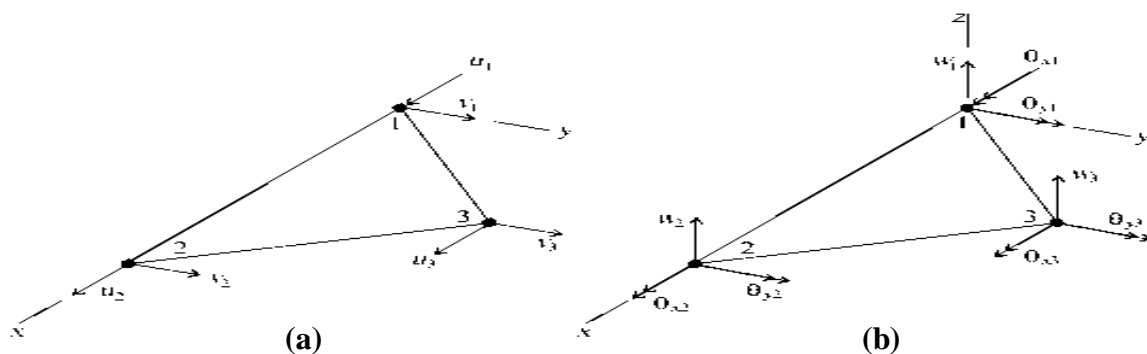


Figure 3.4. L'élément finis DKT-CST dans le plan (x, y) : (a) degrés de liberté associés à l'élément CST, (b) degrés de liberté associés à l'élément DKT (ITASCA 2006)

L'élément CST (Constant Strain Triangle) est un élément finis de contrainte plane à trois nœuds avec deux degrés de liberté de translation par nœud.

L'élément DKT (Discrete Kirchhoff Triangle) est un élément finis de flexion de plaque avec un degré de liberté de translation et deux degrés de liberté de rotation par nœud.

Lors du chargement, tous les nœuds sont mis aux mêmes vitesses, une condition qui permet au Liner de se déplacer comme un corps rigide. Cette même condition empêche le développement des forces internes dans les matériaux des zones et du liner, et elle met en jeu que les ressorts de l'interface liner-zone.

Le comportement élastique du liner est contrôlé par ses propriétés élastiques. Le liner utilisé pour cette étude a un module de Young $E = 25.7 \text{ GPa}$ et un coefficient de poisson $\nu = 0.28$. L'épaisseur du liner est prise égale à 0.04 m .

3.3.2.2. Modélisation du sol

Le sol est un massif semi-infini purement cohérent (argile). Il est modélisé comme un matériau élastique linéaire parfaitement plastique avec le critère de rupture de Tresca. Le massif est composé d'un ensemble des éléments primitifs de forme brique (Figure 3.5).

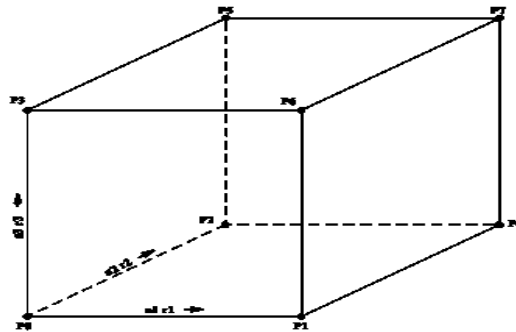


Figure 3.5. Élément brique (ITASCA 2006)

Définition des argiles

« Lorsque le sol est le résultat d'une altération chimique d'une roche, suivie d'une combinaison et d'une cristallisation, les particules de sol sont très fines et n'ont pas la même structure cristalline que la roche mère. Ces particules constituent les argiles qui ont des dimensions inférieures à $2 \mu\text{m}$ » (Delenne 2002). Le minéral d'argile est un hydro-aluminium silicate complexe $AL_2O_3 \cdot nSiO_2 \cdot kH_2O$ où k et n sont des valeurs numériques correspondant aux nombres des molécules attachées et qui peuvent varier même pour la même masse. Une particule peut absorber plus de 100 fois son volume (Bowles 1997). En général, les argiles sont caractérisées par leur cohésion et leur plasticité.

D'après Delenne (2002), la cohésion est la capacité à limiter l'effondrement ou l'écoulement d'un milieu sous sollicitations et elle traduit la tenue d'un échantillon sans confinement. Elle est principalement due à l'attraction inter-particules et à l'absorption d'eau. Pour plus de détails sur la cohésion et ses sources le lecteur est référé à (Delenne 2002).

La plasticité ou le comportement plastique « est celui d'un corps solide qui prend des déformations permanentes sans se fissurer, c'est-à-dire sans disparition de la cohésion le long de certaines surface » (Mandel 1978). La plasticité des argiles est affectée par leurs compositions minéralogiques et par leurs taux d'hydratation. Les argiles sèches montrent un peu et parfois aucune plasticité par contre, en dépassant un certain taux d'hydratation, les argiles tendent généralement à révéler des propriétés plastiques.

« La résistance à la déformation plastique dépend de la vitesse de déformation (viscoplasticité) et de l'importance des déformations permanentes déjà accomplies (écrouissage) » (Mandel 1978). Les déformations permanentes résultent de la combinaison des glissements relatifs des grains de sol avec pivotement et roulement et d'écrasement des grains. La résistance à ce type de déformation est appelée la résistance au cisaillement.

Le cas correspondant à l'absence de la viscosité et de l'écrouissage est la plasticité parfaite qui est modélisée par un patin à frottement sec. L'élasto-plasticité parfaite, quant à elle, elle est modélisée par un patin à frottement sec et un ressort (Figure 3.6). Elle combine l'élasticité linéaire avec la plasticité parfaite. En dépassant le seuil d'élasticité, un matériau plastique idéal tend à se déformer de façon continue et permanente sous l'effet de sollicitation constante.

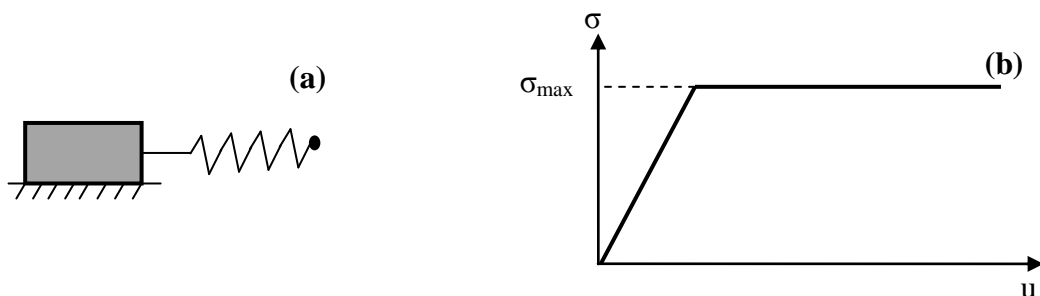


Figure 3.6. Loi de comportement élastique parfaitement plastique ; (a) modèle rhéologique, (b) courbe contrainte-déformation

Critère de rupture de Mohr-coulomb

Mohr (1900) a suggéré que la déformation plastique ou la rupture d'un corps peut prendre place sous deux conditions générales. La première est lorsque les contraintes de cisaillement, dans les plans de glissement, atteignent une valeur limite qui est exprimée en fonction de la contrainte normale aux plans de glissement. La deuxième condition concerne la contrainte normale de traction ; si la contrainte normale maximale de traction atteint une valeur caractéristique du matériau, ce matériau peut subir une rupture.

La loi de Coulomb est un cas particulier de la théorie de résistance de Mohr. Elle permet le calcul de la résistance au cisaillement (Equation 3.1). Elle est représentée par une ligne droite, dans le plan (τ, σ) , appelée l'enveloppe de Mohr (Figure 3.7).

$$\tau = c + \sigma \tan\varphi \quad (3.1)$$

Où τ est la résistance de cisaillement, c est la cohésion, σ est la contrainte normale au plan de cisaillement, φ est l'angle de frottement interne qui est nul dans le cas des sols purement cohérents.

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est un couplage entre les hypothèses de Mohr et la loi de Coulomb afin de pouvoir cerner les conditions de rupture. La généralisation de ce critère dans l'espace des contraintes principales σ_1, σ_2 et σ_3 ($\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ et les contraintes de compression sont négatives) donne une pyramide dont la coupe transversale est un hexagone irrégulier. Le critère de rupture de Tresca est un cas particulier du critère de Mohr-Coulomb quand l'angle de frottement et ce de dilatance sont nuls (Figure 3.8).

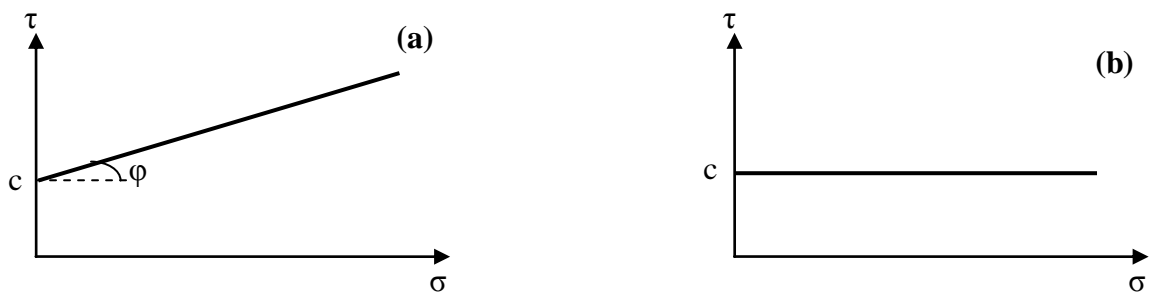


Figure 3.7. Enveloppe de Mohr ; (a) sol frottant-cohérent, (b) sol purement cohérent (argile)

La littérature est très riche avec les références qui décrivent les lois constitutives du modèle élastique linéaire isotrope parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, en citant (Coombs et al. 2013). D'après ITASCA (2006), le critère de rupture utilisé dans FLAC^{3D} est

composé du critère de Mohr-Coulomb (fonction de rupture au cisaillement) avec une 'zero tension' (fonction de rupture à la traction).

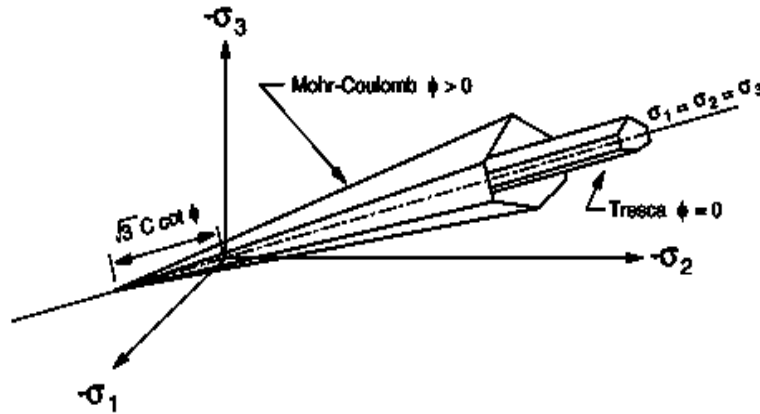


Figure 3.8. Les surfaces de rupture de Mohr-Coulomb et de Tresca dans l'espace des contraintes principales (ITASCA 2006)

La représentation du critère dans le plan (σ_1, σ_3) est illustrée sur la figure 3.9. Du point A au point B, la courbe enveloppe $f(\sigma_1, \sigma_3) = 0$ est définie par le critère de rupture de Mohr-Coulomb $f_s = 0$ tel que

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c \sqrt{N_\varphi} \quad (3.2)$$

et de B à C par le critère de rupture de la traction qui a la forme $f_t = 0$ avec

$$f_t = \sigma_3 - \sigma_t \quad (3.3)$$

où σ_t est la résistance à la traction et $N_\varphi = \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)}$

La résistance à la traction d'un matériau ne peut pas dépasser la valeur de σ_3 qui correspond au point d'intersection des lignes droites $f_s = 0$ et $\sigma_1 = \sigma_3$ dans le plan (σ_1, σ_3) . La valeur maximale est donnée par

$$\sigma_{max}^t = \frac{c}{\tan \varphi} \quad (3.4)$$

En absence d'angle de frottement (cas spécial correspondant au critère de Tresca), on trouve que

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 + 2c \quad (3.5)$$

$$\sigma_{max}^t = c \quad (3.6)$$

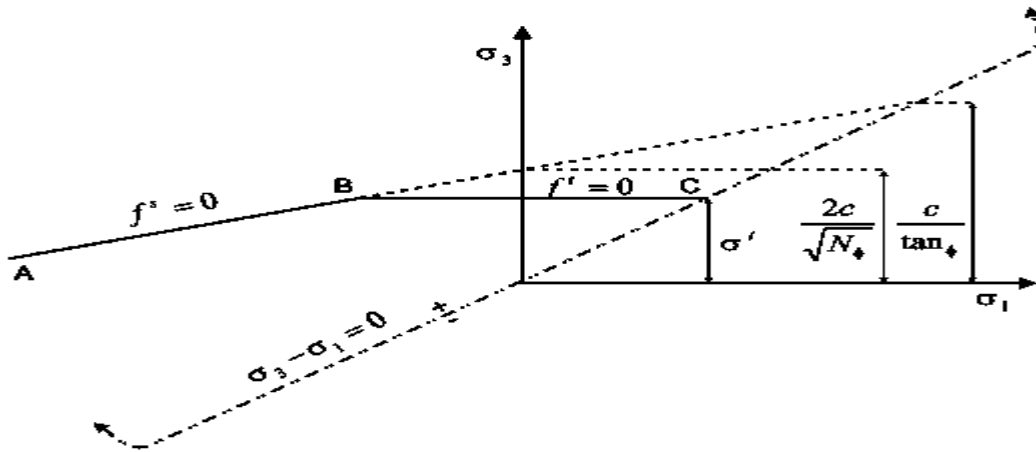


Figure 3.9. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb (ITASCA 2006)

Types de sol étudiés

Deux types de sol purement cohérent sont étudiés. Les deux sont des argiles saturées normalement consolidées dont la différence réside à l'homogénéité du sol ; un type est non-homogène et l'autre est homogène.

Les dépôts non-homogènes résultent d'empaquetage des particules en fonction de la profondeur, de la contamination de masse pendant le dépôt et de la différence dans les matériaux de la strate ou des cristallins à la profondeur désirée (Bowles 1997). L'augmentation d'empaquetage des particules et de pression de confinement avec la profondeur résultent en un module d'élasticité et une cohésion qui augmentent avec la profondeur. Cette augmentation est non linéaire dans la réalité mais pour des commodités computationnelles, il est commun de la considérer linéaire. Le profil de la cohésion du sol utilisé dans cette étude est présenté dans la figure 3.10.

L'homogénéité du sol dans la nature n'est pas évidente, due aux conditions de formation non-idéales, ce qui permet de la considérer comme une autre commodité computationnelle. Cette hypothèse résulte en plusieurs simplifications, comme la considération d'une cohésion constante et d'un module d'élasticité constant pour toute la masse du sol.

Le sol, dans les deux cas, est considéré dans les conditions non-drainées. Les propriétés des sols utilisées dans la modélisation sont présentées dans les tableaux 3.1 et 3.2.

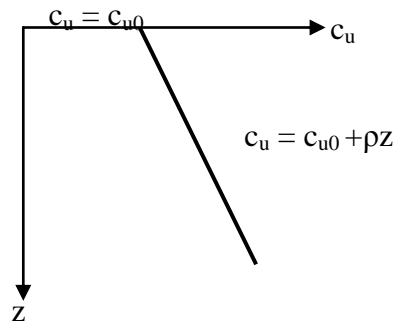


Figure 3.10. Profil de cohésion

Tableau 3.1. Propriétés du sol homogène.

c_u (kPa)	E_u (MPa)	ν
40	$1000c_u = 40$	0.49

Tableau 3.2. Propriétés du sol non-homogène.

c_{u0} (kPa)	E_u	ν	ρ (kPa)	k
40	$1000c_u$	0.49	48, 120, 240, 400	1.2, 3, 6, 10

c_u est la cohésion non-drainée du sol, c_{u0} est la cohésion non drainée à la surface du sol, E_u est le module de Young non-drainé, ν est le coefficient de poisson, ρ est le taux d'incrément de la cohésion avec la profondeur (densité de résistance) et $k = \rho B/c_{u0}$ est le facteur d'hétérogénéité qui est non-dimensionnel.

3.3.2.3. Modélisation d'interface sol-fondation

La transmission de la charge de la fondation au sol est assurée par l'interface de Liner (Figure 3.11). Dans la direction normale à l'interface, son comportement en chaque nœud est représenté numériquement par un ressort linéaire de rigidité normale par unité de surface k_n , avec une résistance finie à la traction f_t (les forces de compression et de traction peuvent être supportées) (Figure 3.12). Cependant, dans la direction tangentielle à la surface de Liner, le comportement de l'interface est cohésif avec une résistance cohésive c et une résistance

cohésive critique c_{cr} , et il est frictionnel avec un angle de frottement φ . Il est modélisé, en chaque nœud, par un ressort de rigidité tangentielle par unité de surface k_s et un patin (Figure 3.13). Donc, le comportement normal et tangentiel de l'interface Liner-zones est contrôlé par six propriétés ; quatre propriétés de résistance (f_b , c , c_{cr} , φ) et deux propriétés de rigidité (k_n , k_s). Si le liner se rompt en traction, la cohésion effective diminue de c à c_r et la résistance à la traction est mise à zéro.

Deux types d'interface, pour chaque type de sol, sont considérés dans la courante étude ; l'interface 'zero tension' et l'interface 'full tension'. Le type d'interface dépend essentiellement de la résistance à la traction de l'interface. Pour les deux interfaces, les propriétés de résistance sont les mêmes que celles du sol afin de modéliser une interface sol-fondation parfaitement rugueuse. Donc, la résistance cohésive de l'interface est attribuée la valeur de la cohésion du sol et l'angle de frottement est nul.

Interface zero tension

Ce type d'interface n'a aucune résistance à la traction ($f_t = 0$) et sa résistance cohésive critique est nulle ($c_{cr} = 0$). Le détachement (la séparation) à l'interface est capturé par l'enregistrement des contraintes normales nulles aux nœuds d'interface. Le comportement normal et le critère de rupture tangentielle de ce type d'interface sont illustrés par la figure 3.14.

Interface full tension

Contrairement au premier type, l'interface full tension possède une résistance illimitée à la traction (f_t est assignée une valeur très grande). Aucune séparation n'est permise à l'interface. La figure 3.15 montre le comportement normal et le critère de rupture tangentielle pour ce cas.

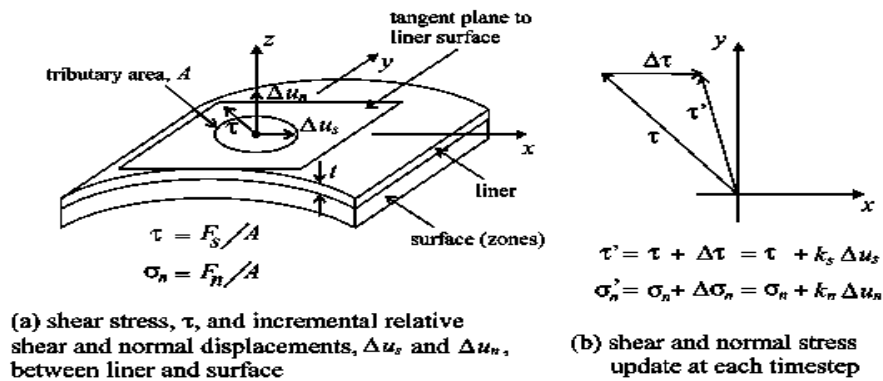
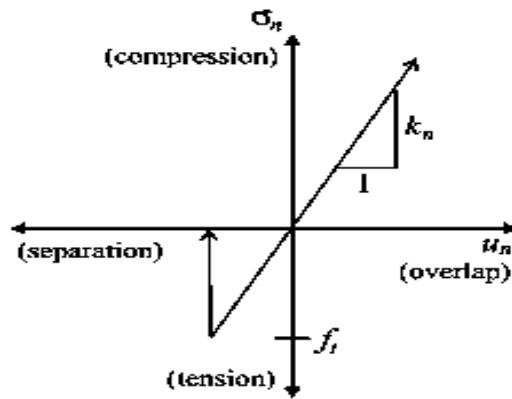
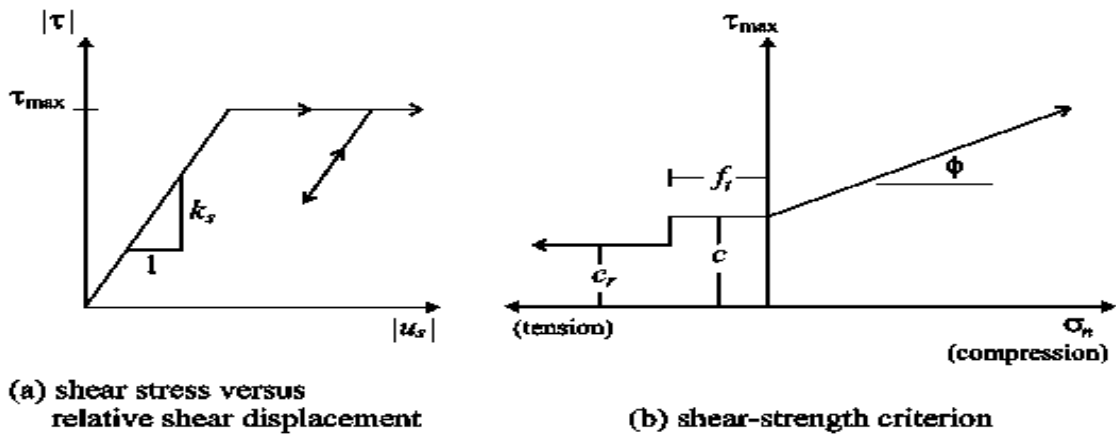


Figure 3.11. Idéalisaton du comportement d'interface à un nœud de Liner (ITASCA 2006)



normal stress versus relative normal displacement

Figure 3.12. Comportement normal d'interface pour les linerSEls (ITASCA 2006)



(a) shear stress versus relative shear displacement

(b) shear-strength criterion

Figure 3.13. Comportement tangentiel de l'interface pour les linerSEls (ITASCA 2006)

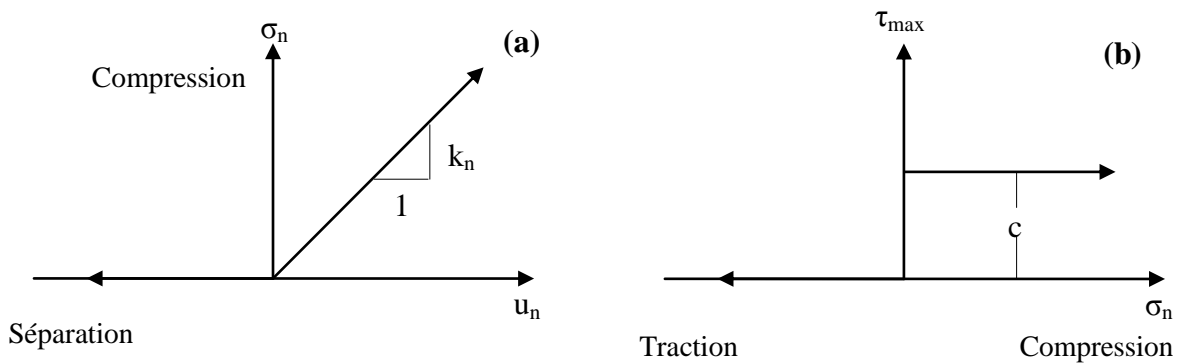


Figure 3.14. Comportement normal et critère de rupture tangentielle de l'interface zero tension

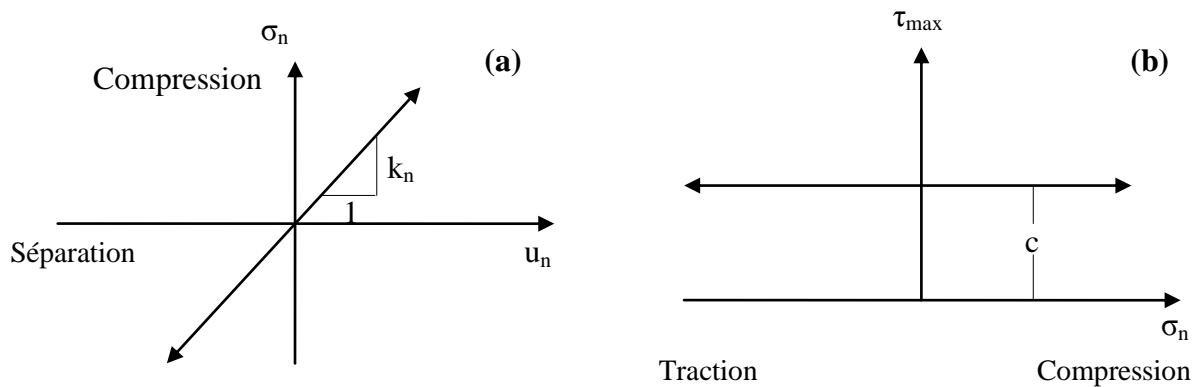


Figure 3.15. Comportement normal et critère de rupture tangentielle de l'interface full-tension

3.3.2.4. Application de la charge

La méthode utilisée dans cette étude est la méthode des déplacements contrôlés et les modes d'application des charges sont détaillés dans les sections suivantes.

Cinq types de chargement seront étudiés; chargement vertical, chargement horizontal, chargement par moment de flexion, chargement excentré et chargement incliné. Le chargement horizontal et ce par moment de flexion seront considérés comme des cas particuliers des chargements incliné et excentré, respectivement.

Chargement vertical

Sous chargement vertical, des vitesses constantes de translation verticale uniformément distribuées aux nœuds du Liner sont maintenues jusqu'au écoulement plastique. Ce type de chargement permet de trouver la capacité verticale pure.

Chargement excentré

Sous chargement de moment pur, des vitesses constantes de rotation par rapport à l'axe (y) sont appliquées aux nœuds du liner jusqu'au écoulement plastique où la capacité de moment pur peut être trouvée.

Cependant, le chargement excentré est exercé en appliquant une proportion de la capacité verticale pure comme une pression uniforme appliquée aux LinerSels. Puis, la même procédure d'application du chargement de moment pur est utilisée.

Chargement incliné

Sous chargement horizontal, des vitesses constantes de translation horizontale uniformément réparties aux nœuds du Liner sont maintenues jusqu'au écoulement plastique. Ce type de chargement permet de trouver la capacité horizontale pure.

Le chargement incliné est appliqué avec le même principe du chargement excentré. La première étape consiste toujours à appliquer une proportion de la capacité verticale pure de la même façon. Puis des vitesses constantes de translation horizontale sont maintenues jusqu'au écoulement plastique

Pour les deux chargements ; incliné et excentré, neuf proportions de la capacité verticale pure sont utilisées (10%, 20%, ..., 90%). Chaque proportion représente un point de l'enveloppe de rupture.

3.3.2.5. Calcul des forces

Le point de référence des forces et de moment est le centre de la base de fondation.

La force verticale et le moment sont calculés par l'intégration des contraintes normales, cependant, la force horizontale est obtenue en intégrant les contraintes tangentielles enregistrées aux nœuds d'interface en utilisant une fonction Fish.

3.4. Conclusion

Ce chapitre rassemble les détails et la procédure de modélisation des problèmes traités dans cette thèse. La géométrie du modèle est définie et les éléments utilisés pour modéliser ses différentes parties et leurs comportements sont présentés. Les modes d'application de la charge et les procédures du calcul des forces sont également expliqués. Le logiciel utilisé pour la modélisation est FLAC^{3D}. Ce logiciel est caractérisé par son interface dont la formulation permet d'avoir différents types d'interface en faisant varier ses propriétés. Le modèle numérique présenté dans ce chapitre est le modèle dit 'modèle 1' dans le chapitre 4. Les résultats de la modélisation sont présentés dans les chapitres 4 et 5.

Chapitre 4 : Capacité portante des argiles homogènes supportant des fondations filantes

4.1. Introduction	58
4.2. Capacité portante sous charge verticale centrée.....	58
4.2.1. Courbe charge- déplacement	58
4.2.2. Facteur de portance N_c	59
4.3. Capacité portante sous charge verticale excentrée	59
4.3.1. Résultats de l'interface 'zero tension'	59
4.3.1.1. Modèle numérique 2.....	59
4.3.1.2. Enveloppe de rupture.....	61
4.3.1.3. Distribution de contrainte normale à l'interface sol- fondation	62
4.3.1.4. Charge de rupture V/V_0 en fonction du rapport e/B	63
4.3.1.5. Mécanismes de rupture du sol	63
4.3.2. Influence de la résistance à la traction de l'interface.....	68
4.3.2.1. Enveloppes de rupture	68
4.3.2.2. Distribution de contrainte normale à l'interface sol- fondation	69
4.3.2.3. Charge de rupture normalisée V/V_0 en fonction du rapport e/B	70
4.3.2.4. Mécanismes de rupture du sol	71
	56

4.4. Capacité portante sous charge inclinée centrée	71
4.4.1. Enveloppe de rupture.....	74
4.4.2. Facteur d'inclinaison en fonction l'angle d'inclinaison	76
4.4.3. Distribution de la contrainte tangentielle au-dessous de la fondation	77
4.4.4. Mécanismes de rupture du sol	77
4.5. Conclusion.....	78

4.1. Introduction

La capacité portante des argiles homogènes est étudiée sous différents types de chargement. La définition du problème et les détails de modélisation sont explicitement présentés dans le chapitre 3. Les résultats obtenus de la modélisation sont discutés ci-après.

Une partie des résultats présentés dans ce chapitre a fait l'objet d'une publication nationale dans la revue *Courrier du Savoir* (Khitas et al. 2015) et de deux communications internationales (Khitas et al. 2015, 2016).

4.2. Capacité portante sous charge verticale centrée

Le problème de la capacité portante des fondations superficielles est classique et il a été traité répétitivement pour des cas simples tel que le cas d'une charge verticale centrée. Sous telles conditions, l'équation de la capacité portante est généralement utilisée pour calculer la charge de rupture (Terzaghi 1943). Pour les sols cohérents, seul le terme de la cohésion est considéré.

Cette section est consacrée au calcul de la charge de rupture sous chargement vertical et à la validation du modèle numérique développé pour le cas d'un sol homogène. Ici, on ne considère que la moitié du modèle grâce à la symétrie de la géométrie et de la charge.

4.2.1. Courbe charge- déplacement

En observant la courbe charge- déplacement, on peut faire un petit test pour confirmer que la capacité portante est atteinte et que la rupture globale est produite. La confirmation est donnée si la courbe charge-déplacement atteint un plateau comme le montre la figure 4.1.

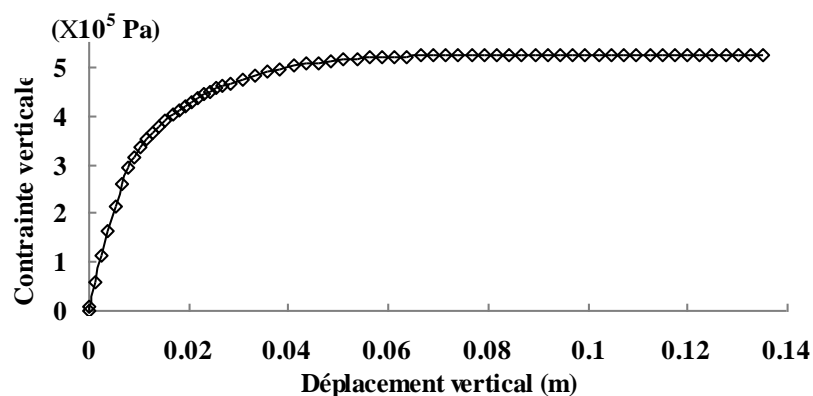


Figure 4.1. Courbe typique de charge- déplacement numérique

4.2.2. Facteur de portance N_c

Comme un test initial sur le modèle numérique, le facteur de portance N_c du sol homogène supportant une fondation filante est calculé et comparé avec des résultats publiés. Le tableau 4.1 récapitule les résultats de Prandtl (1920), Salgado et al. (2004), Quoc (2008) et Shen et al. (2016). Le facteur N_c , résultant de la courante analyse, est égal à 5.279 surestimant la solution exacte de Prandtl ($2+\pi$) par environ 3%. En général, les résultats de FLAC^{3D} sont en bonne concordance avec les estimations antérieures du facteur N_c .

Tableau 4.1. Comparaison du facteur N_c prédit avec des résultats publiés

	Prandtl (1920)	Salgado et al. (2004)		Quoc (2008)	Shen et al. (2016)
	analytique	LI	LS	EF	EF
N_c	5.14	5.132	5.203	5.24	5.24

LI : méthode de limite inférieure, *LS* : méthode de limite supérieure, *moy* : la moyenne, *EF* : la méthode des éléments finis, *MdC* : méthode des caractéristiques.

Il a été vérifié que la résistance à la traction de l'interface n'a aucune influence sur la capacité portante sous chargement vertical.

4.3. Capacité portante sous charge verticale excentrée

Ci-après, les deux types d'interface 'zero tension' et 'full tension' sont utilisés et les résultats obtenus en appliquant un chargement vertical excentré sont présentés et discutés.

4.3.1. Résultats de l'interface 'zero tension'

Deux modèles numériques sont considérés dont les interfaces sol-fondation n'ont aucune résistance à la traction. Le premier est celui présenté dans le chapitre 3 et le deuxième sera décrit dans cette section.

4.3.1.1. Modèle numérique 2

Les deux modèles ont la même taille et les mêmes conditions aux limites. La différence entre les deux réside dans la manière de modéliser la fondation et dans la méthode de chargement.

La fondation du premier modèle (modèle 1) est modélisée en utilisant un élément structural (Liner). Par contre, la deuxième fondation (modèle 2) est modélisée par un ensemble des éléments briques avec un modèle de comportement élastique linéaire (Figure 4.2). Afin de s'assurer que la fondation reste plane pendant tout le temps de chargement, la hauteur de la fondation est comprise dans l'intervalle $0.2B$ et $0.5B$ (Loukidis et al. 2008) et son module de Young est de l'ordre 10^3 fois celui du sol.

Concernant la méthode de chargement, le chargement du premier modèle est détaillé dans le chapitre 3. Pour le deuxième modèle, la charge excentrée est appliquée par deux profils de vitesse verticale augmentant linéairement de zéro par un gradient bien défini et ayant des directions opposées, jusqu'au écoulement plastique. Différentes configurations de chargement sont utilisées afin d'étudier le comportement sous différentes excentricités. La configuration présentée sur la figure 4.3 correspond à une excentricité $e/B = 0.25$.

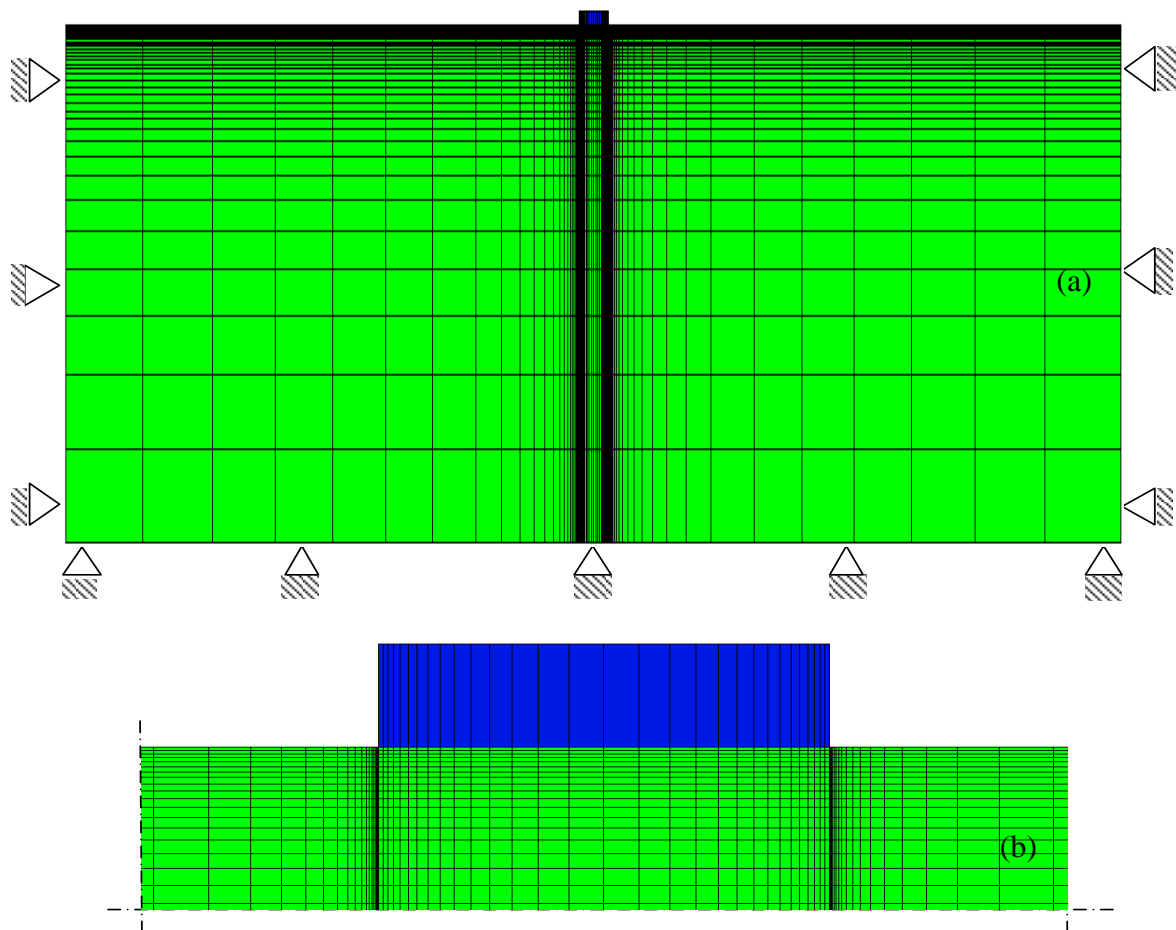


Figure 4.2. Maillage du modèle numérique ; (a) : modèle complet, (b) : au voisinage de la fondation

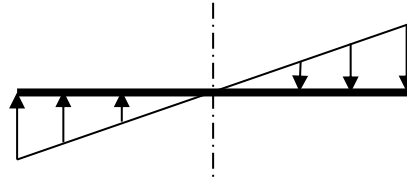


Figure 4.3. Exemple de la procédure d'application de la charge excentrée ($e/B=0.25$)(modèle 2)

4.3.1.2. Enveloppe de rupture

Les enveloppes de rupture non dimensionnelles pour les deux modèles numériques avec autres enveloppes sont présentées sur la figure 4.4. Chaque excentricité est représentée par un point de coordonnées $(V/Bc_u, M/B^2c_u)$. Toutes les enveloppes sont en bon accord pour des petites valeurs de la composante verticale de charge ($V \leq 1.53Bc_u$). Cependant, pour des valeurs plus grandes, la méthode de la largeur effective sous-estime la charge de rupture et donne les valeurs les plus faibles par rapport aux autres méthodes. Au fait, c'est logique puisque c'est une solution de limite inférieure (Houlsby & Puzrin 1999; Bransby 2001). Pourtant les deux modèles numériques résultent en même valeur de la capacité portante verticale, le premier modèle donne des valeurs de moment plus grandes que celles prédites par le deuxième modèle. Les résultats du premier modèle sont en excellent accord avec ceux de Taiebat & Carter (2002) et ceux du deuxième modèle concordent bien avec les résultats de Michalowski & You (1998). La capacité maximale de moment, pour toutes les enveloppes de rupture, a lieu sous une composante verticale égale à $0.5V_0$.

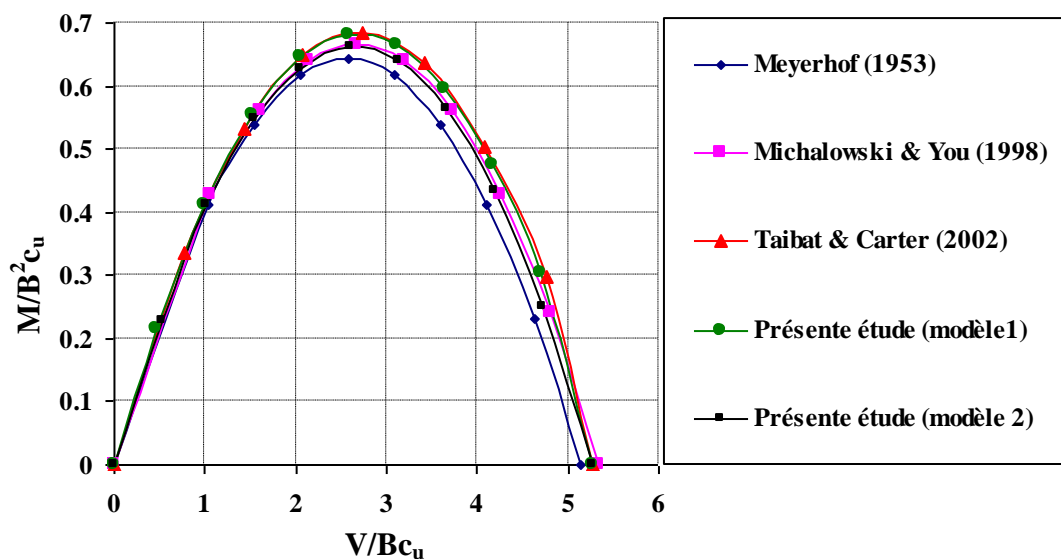


Figure 4.4. Enveloppe de rupture dans le plan de chargement (V, M)

4.3.1.3. Distribution de contrainte normale à l'interface sol- fondation

La distribution de la contrainte normale normalisée en fonction du rapport x/B (avec x est la coordonnée des points d'interfaces dans la direction de la largeur de fondation) est présentée sur les figures 4.5 et 4.6.

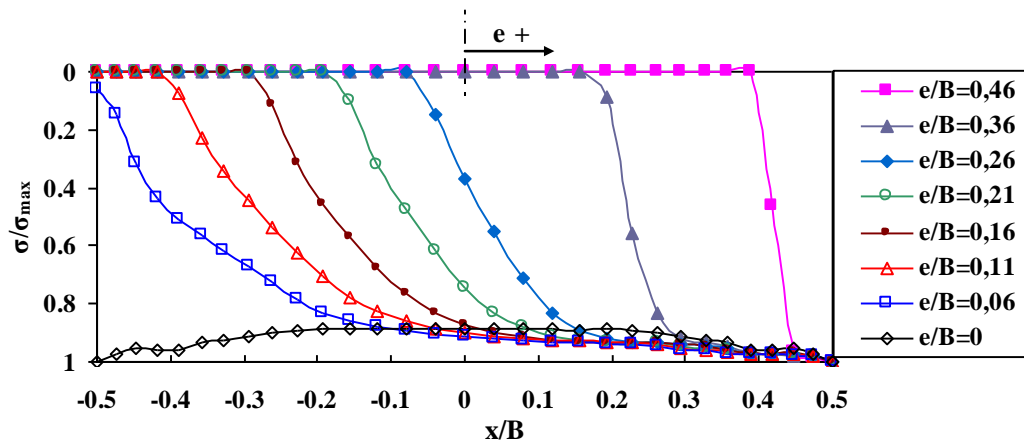


Figure 4.5. Distribution de la contrainte normale normalisée (modèle 1)

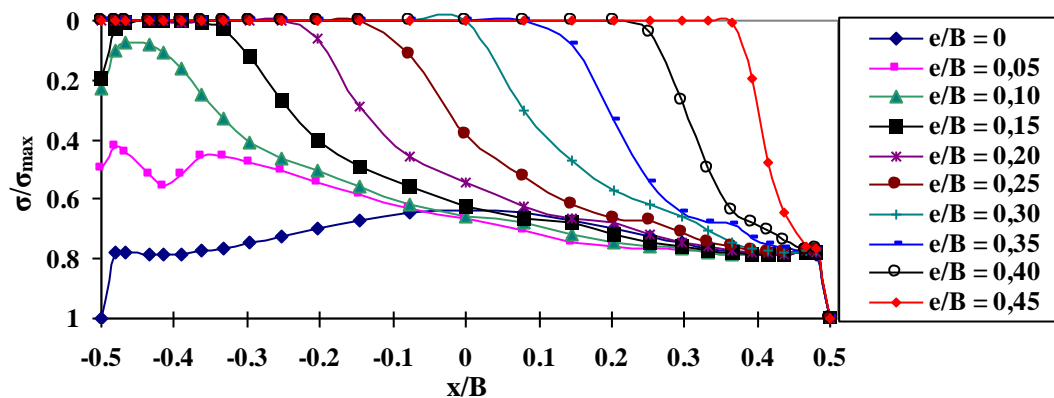


Figure 4.6. Distribution de la contrainte normale normalisée (modèle 2)

Cette distribution est très semblable pour les deux modèles. La contrainte normale normalisée est calculée comme le ratio entre la contrainte normale σ et la contrainte normale maximale σ_{\max} correspondant à chaque configuration de chargement. En cas de la charge verticale centrée, la distribution de contrainte est symétrique par rapport à l'axe central de la fondation. La comparaison des courbes montre que l'incrémention d'excentricité affecte la forme et la taille de la courbe de distribution. La contrainte normale est réduite à zéro au voisinage du coin gauche de la fondation due à l'absence de la transmission de la charge de la

fondation au sol, expliquée par le détachement à l'interface sol-fondation. Avec l'augmentation d'excentricité, ce détachement est étendu sur une surface plus large résultant en une diminution de la capacité de moment sous des valeurs faibles de composante verticale.

4.3.1.4. Charge de rupture V/V_0 en fonction du rapport e/B

L'évolution du ratio V/V_0 (charge ultime pour différentes excentricités par la charge ultime pour $e=0$) en fonction de e/B est montrée sur la Figure 4.7. En se basant sur la méthode de la largeur effective, on trouve que V/V_0 est égal à $(1 - 2e/B)$ qui est une relation linéaire. Les résultats de Michalowski & You (1998), aussi, donnent la même relation. Il apparaît que les résultats numériques du premier modèle sont conformes avec la méthode de la largeur effective à part la légère surestimation. Cependant, les résultats du deuxième modèle sont en excellent accord avec les résultats de la méthode de la largeur effective.

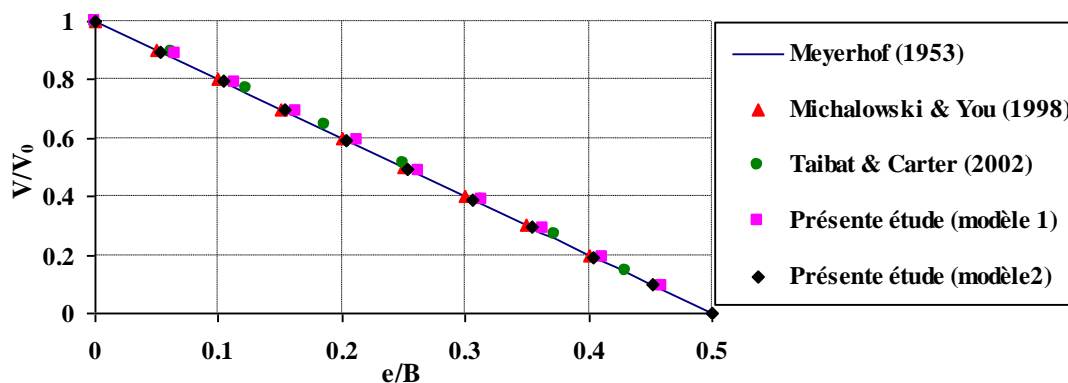


Figure 4.7. Charge de rupture V/V_0 en fonction du rapport e/B

4.3.1.5. Mécanismes de rupture du sol

Afin de représenter les mécanismes de rupture du sol, les contours de l'incrément de déformation plastique de cisaillement à la rupture sont utilisés (Figures 4.8 et 4.10).

Concernant le premier modèle, en cas de chargement vertical centré (Figure 4.8.a), le mécanisme de rupture est de type Prandtl (1920). Ce type de mécanisme est symétrique par rapport à l'axe central de la fondation et il est caractérisé par la formation de trois zones triangulaires ; une zone centrale élastique au-dessous de la fondation et les deux autres sont adjacentes aux deux zones de cisaillement radial. Ces zones de cisaillement radial ont la forme d'une spirale logarithmique pour le mécanisme original de Prandtl (1920) (Figure 4.9.a) cependant, ce n'est pas le cas du mécanisme numérique où ces zones sont circulaires.

Concernant les autres cas (Figures 4.8.b, 4.8.c, 4.8.d, 4.8.e), le mécanisme de rupture est bidirectionnel caractérisé par la formation d'un coin réfléchissant l'effet de la composante verticale de charge, en plus d'un scoop réfléchissant l'effet de moment.

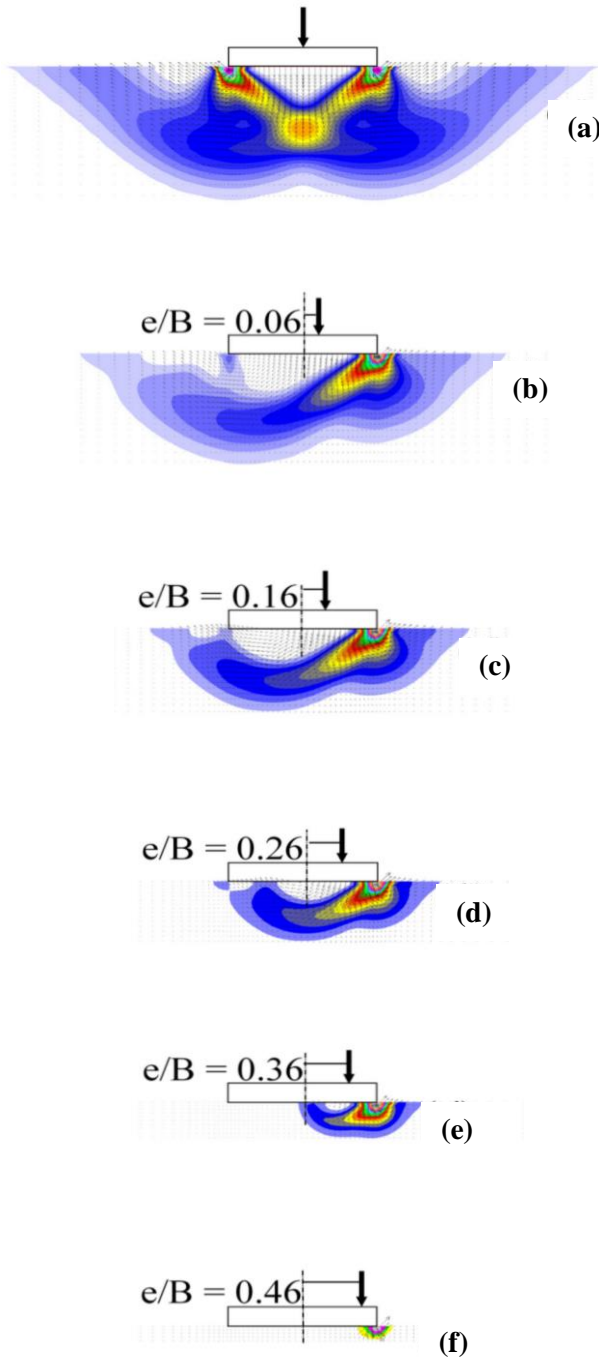


Figure 4.8. Contours des déformations plastiques de cisaillement (modèle 1)

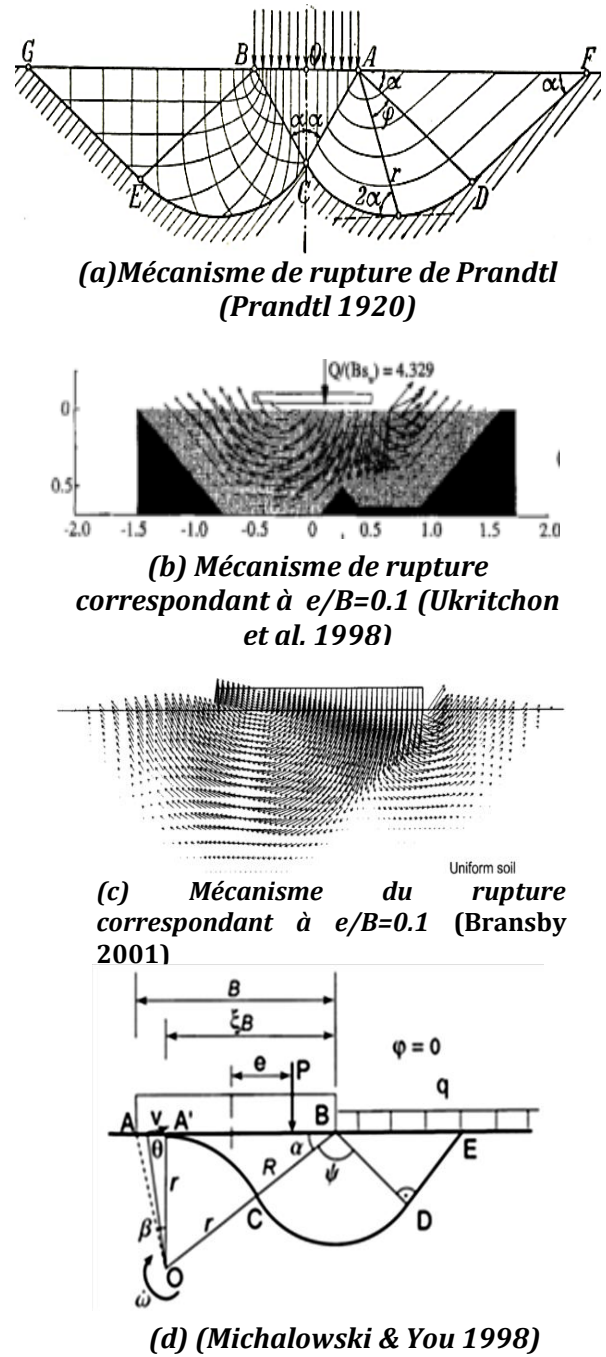


Figure 4.9. Mécanismes de rupture de littérature

Avec l'augmentation d'excentricité, la taille du mécanisme de rupture devient plus petite, chose qu'explique la diminution de la capacité portante, le scoop se rapproche de la

surface du sol, son pivot de rotation se décale vers le centre de la fondation et la taille du coin diminue. Un mécanisme similaire a été observé par Ukritchon et al. (1998) et Bransby (2001) qui ont représenté leurs mécanismes de rupture par des vecteurs de déplacement à la rupture (Figures 4.9.b and 4.9.c). Un autre mécanisme de rupture qui a été analysé pour le cas d'un chargement incliné-excentré (Salençon & Pecker 1995b; Salençon & Pecker 1995a) et pour le cas d'un chargement excentré (Michalowski & You 1998) est le mécanisme unidirectionnel représenté par la figure 4.9.d où, la fondation et le sol immédiatement au-dessous se tournent comme un corps rigide. En plus du mécanisme de rupture bidirectionnel, le mécanisme unidirectionnel sur la figure 4.9.d a aussi prouvé son efficacité dans les calculs de la capacité portante sous charge excentrée (Figure 4.4). Pour une excentricité $e/B = 0.46$, on peut remarquer la disparition du scoop et un mécanisme coin est remarqué (Figure 4.8.f).

Il est remarqué que les mécanismes de rupture numériques du deuxième modèle s'étendent sur des surfaces du sol plus larges que celles mobilisées par les mécanismes de rupture du premier modèle et même celles mobilisées par les mécanismes de rupture de la littérature. C'est peut-être la raison de la sur-estimation dans le facteur de la capacité portante numérique N_c . Cette même remarque a été soulevée par Yousssef Abdel Massih & Soubra (2007) et elle a été attribuée à l'utilisation du modèle élasto-plastique. Pour le chargement vertical (Figures 4.10.a), le mécanisme est de type Prandtl (1920). Sous chargement excentré, le mécanisme scoop-coin est observé (Figures 4.10.b et 4.10.c).

Les vecteurs de déplacement sur les figures 4.11 et 4.12 montrent la direction de déplacement du sol à la rupture. Ces figures illustrent la direction du cisaillement radial sous chargement vertical (Figures 4.11.a et 4.12.a) et certifient la bi-directivité du mécanisme de rupture sous chargement excentré, sauf le cas où e/B est égal à 0.46 , correspondant à un mécanisme coin. Les vecteurs de déplacement sur les côtés de la fondation (Figure 4.12) confirment le fait que la fondation du deuxième modèle mobilise une masse de sol plus grande que celle mobilisée par la fondation du premier modèle.

Le deuxième modèle a prouvé son efficacité dans le calcul de la charge de rupture. Cependant, la surface supplémentaire de sol, sur les côtés de la fondation, mobilisée par les mécanismes de rupture pose la question sur la fiabilité de ce modèle. Un autre critique pointu au deuxième modèle est sa méthode de chargement qui essentiellement prédéfinit le mouvement de la fondation rigide et son centre de rotation. Dans tous ce qui suit, le seul modèle utilisé est le premier modèle (modèle 1).

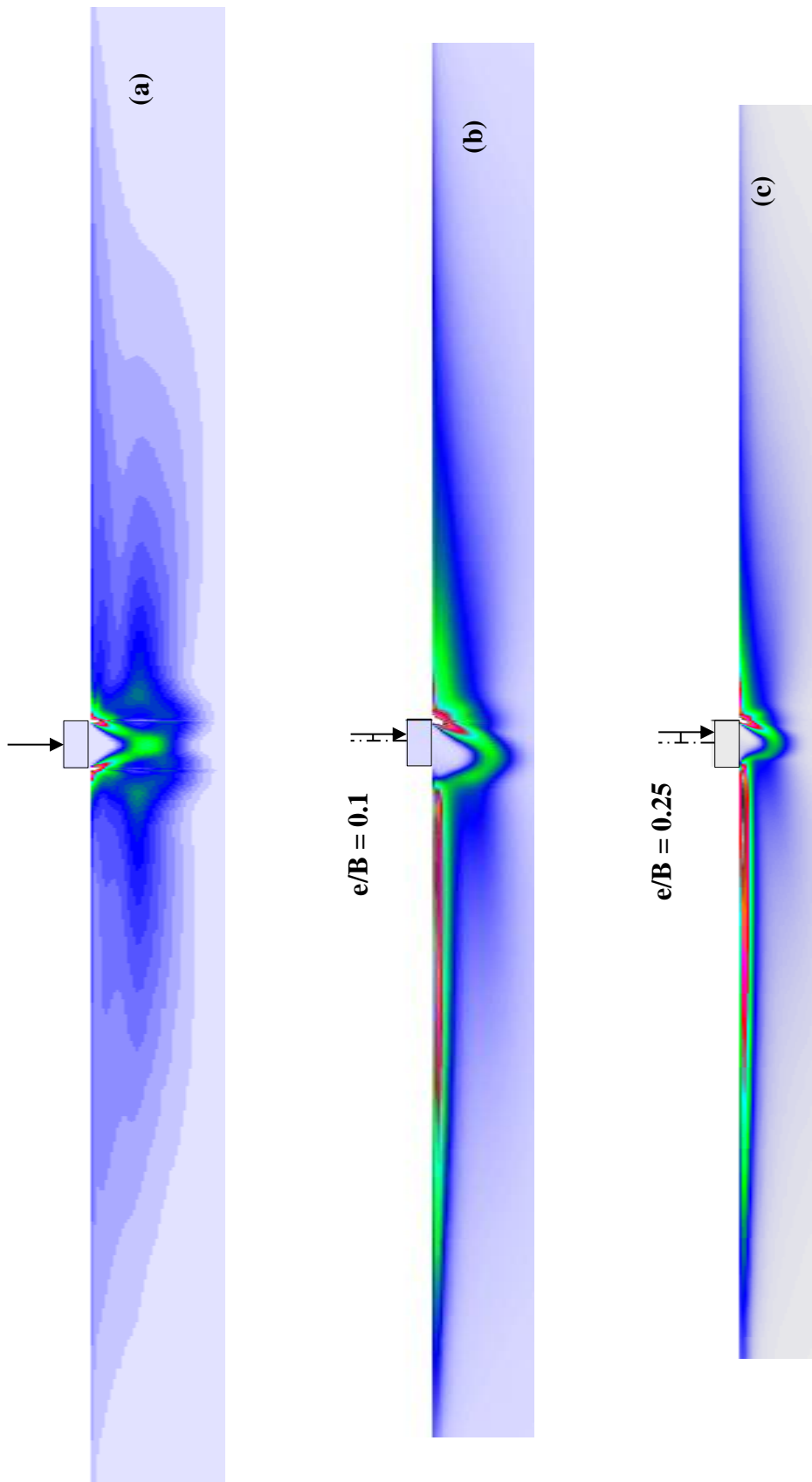


Figure 4.10. Contours de déformation plastique de cisaillement (modèle 2)

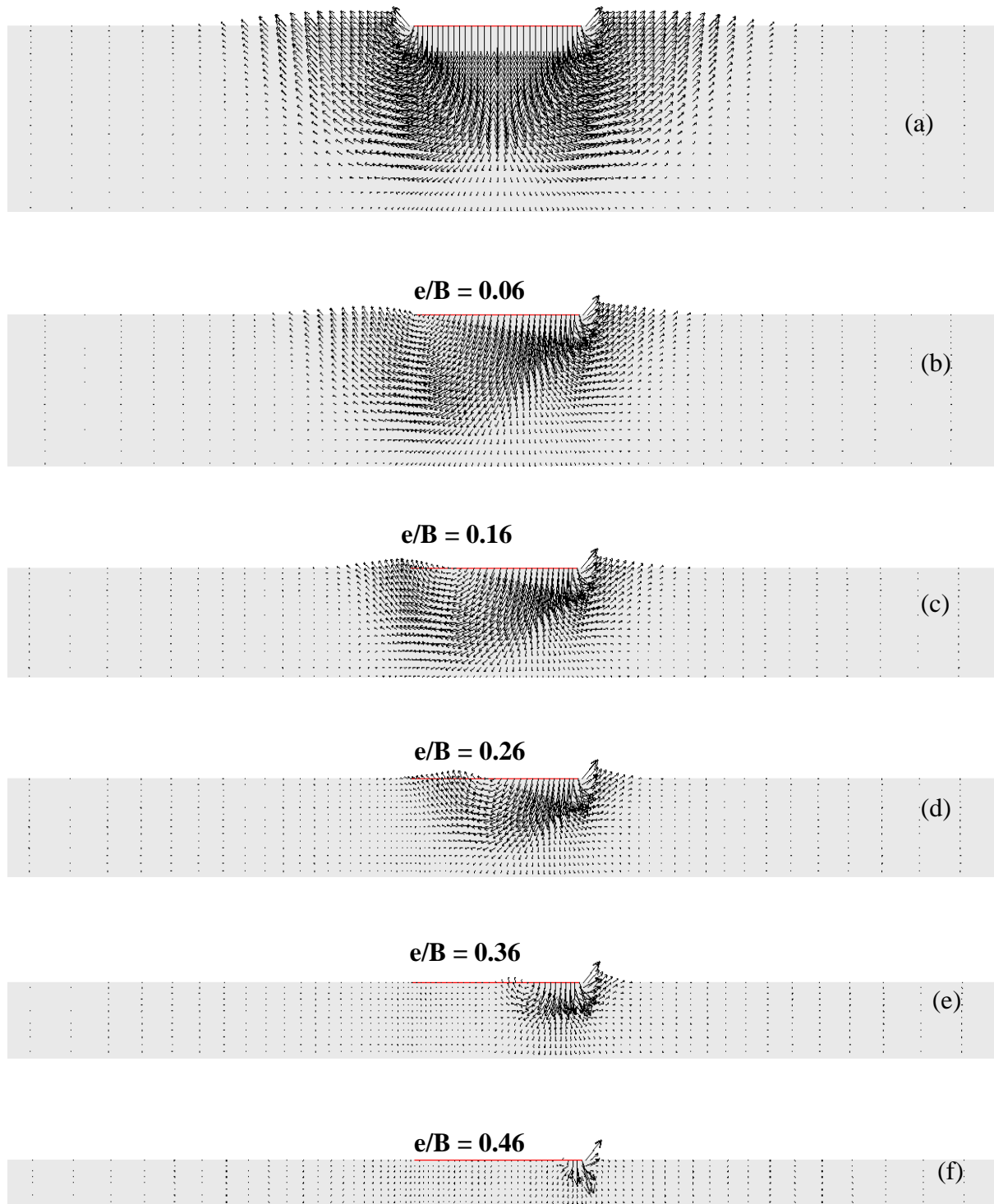


Figure 4.11. Vecteurs de déplacement à la rupture (modèle 1)

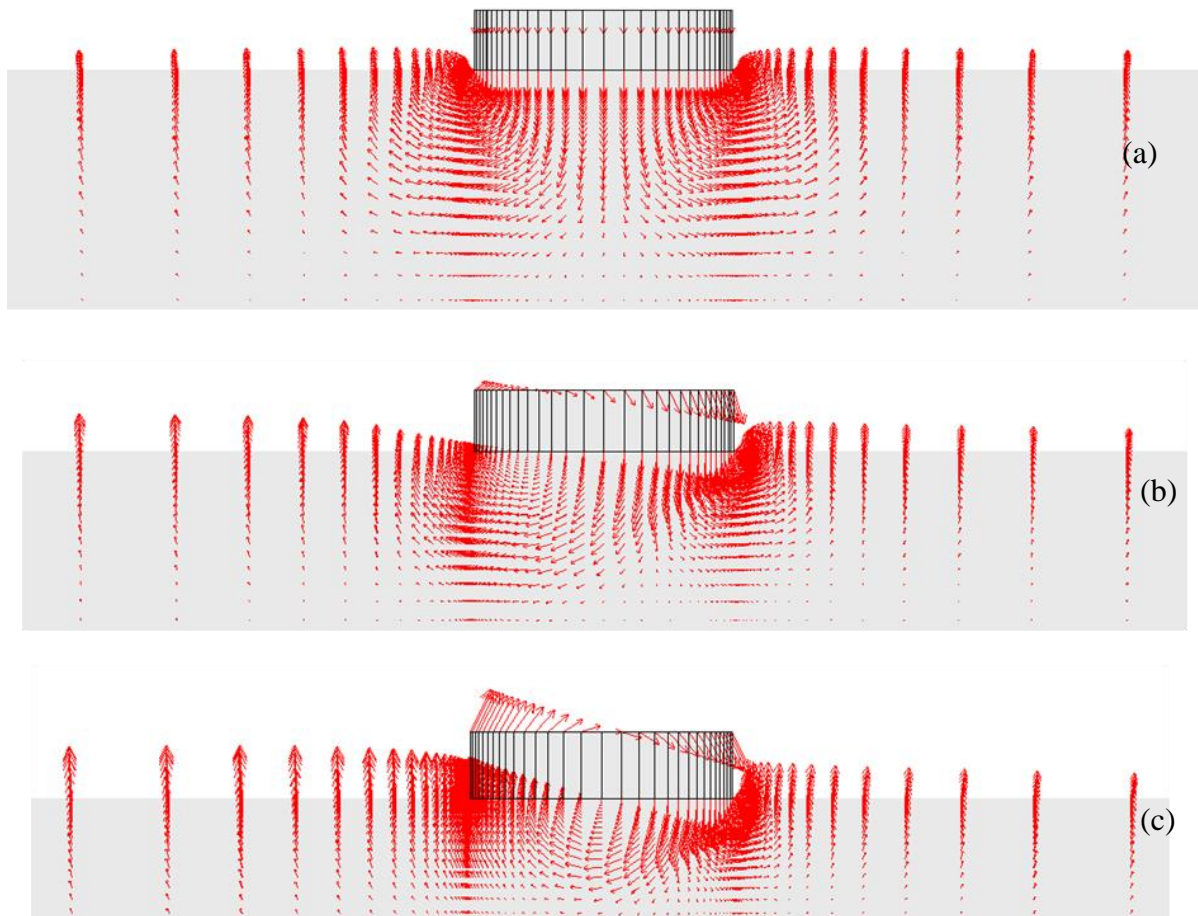


Figure 4.12. Vecteurs de déplacement à la rupture (modèle 1)

4.3.2. Influence de la résistance à la traction de l'interface

La section suivante souligne l'effet de la résistance à la traction de l'interface sur la capacité portante, sur la distribution de la contrainte normale à l'interface et sur le mécanisme de rupture de la fondation. Ici, les résultats de l'interface 'full tension' sont présentés et discutés.

4.3.2.1. Enveloppes de rupture

Figure 4.13 compare les deux enveloppes de rupture pour les deux types d'interface avec l'enveloppe obtenue en se basant sur la méthode de la largeur effective. Les deux courbes numériques donnent la même capacité de moment pour des valeurs élevées de la composante verticale de charge. La différence entre les deux apparaît sous l'effet de composantes verticales inférieures à $2.587Bc_u$ ($0.5V_0$). La capacité de moment est préservée sous des valeurs faibles de la composante verticale pour l'interface 'full tension' et la capacité maximale de moment est égale à $0.724B^2c_u$ sous un chargement de moment pur. Pour

l'interface 'zero tension', la capacité maximale de moment est égale à $0.680 B^2 c_u$ et elle est atteinte sous une composante verticale égale à $2.587 B c_u$. La comparaison d'enveloppe de l'interface 'full tension' avec celle de la méthode de la largeur effective permet de voir que cette dernière est inadéquate pour les calculs de la capacité portante dans la présence de la résistance à la traction à l'interface sol- fondation. Substituant V_0 et M_0 de la présente étude dans l'équation (2.5) et prenant n égale à 4.6 donnent une excellente calibration d'enveloppe de rupture numérique de l'interface 'full tension' (Equation 4.1).

$$\left(\frac{V}{5.279 B c_u} \right)^{4.6} - \left(1 - \frac{M}{0.724 B^2 c_u} \right) = 0 \tag{4.1}$$

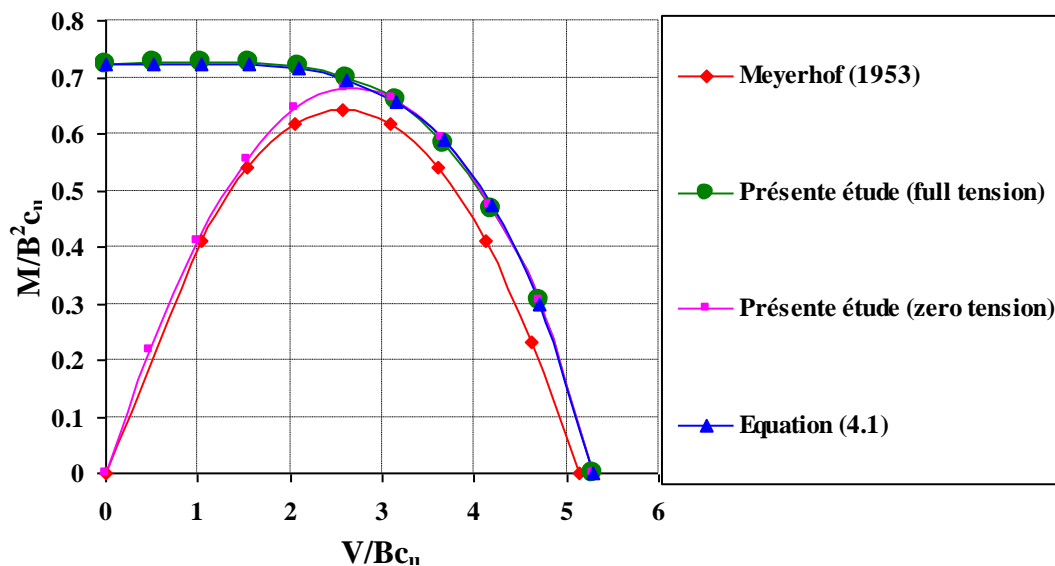


Figure 4.13. Comparaison des enveloppes de rupture non dimensionnelles dans le plan de chargement (V, M)

4.3.2.2. Distribution de contrainte normale à l'interface sol- fondation

Afin d'arriver à une meilleure compréhension de l'effet de la résistance à la traction de l'interface sur la capacité portante, la distribution de la contrainte normale normalisée, en fonction du rapport x/B , à l'interface 'full tension' est étudiée (Figure 4.14) et comparée avec celle de l'interface 'zero tension' (Figure 4.5). En cas de charge verticale centrée, la distribution de contrainte est symétrique et la résistance à la traction de l'interface n'a aucune influence sur cette distribution. La distribution de contrainte est similaire pour les deux types d'interface quand l'excentricité est très faible ($e/B \leq 0.06$). Cependant, pour des valeurs plus grandes, la résistance à la traction permet la génération des contraintes de traction ce qui

maintient la fondation en contact avec le sol et préserve la capacité de moment. La surface sous traction augmente avec l'augmentation d'excentricité.

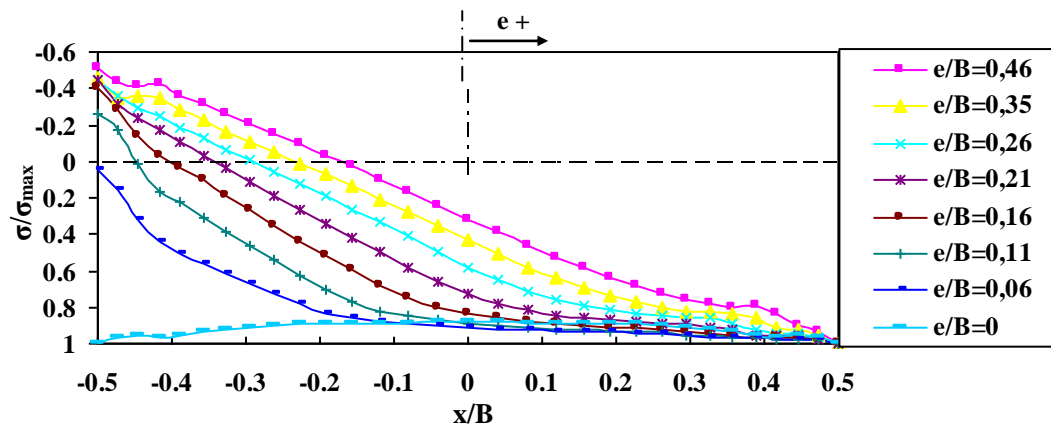


Figure 4.14. Distribution de la contrainte normale normalisée à l'interface full tension

4.3.2.3. Charge de rupture normalisée V/V_0 en fonction du rapport e/B

L'évolution du rapport V/V_0 en fonction du rapport e/B est montrée sur la figure 4.15. Contrairement à l'interface 'zero tension', l'interface 'full tension' résulte en une relation non linéaire entre la capacité verticale et l'excentricité. Dans l'absence de la résistance à la traction de l'interface, la capacité portante verticale diminue avec l'augmentation d'excentricité et elle peut atteindre des valeurs très faibles et même s'annuler sous chargement de moment pur. Par contre, dans la présence de la résistance à la traction, cette capacité se stabilise à une valeur de V/V_0 égale à 0.29. Pour $e/B > 0.21$, la résistance de l'interface sol-fondation a une influence significative sur la capacité portante verticale. Cette influence augmente avec l'augmentation d'excentricité.

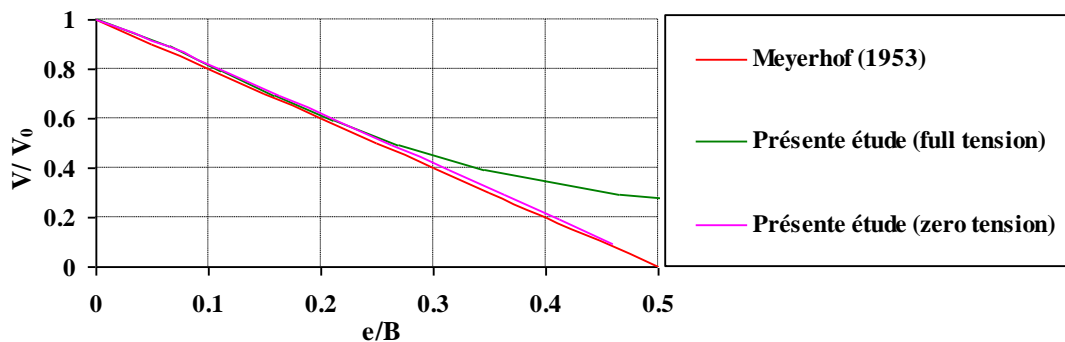


Figure 4.15. Charge de rupture normalisée V/V_0 en fonction du rapport e/B

4.3.2.4. Mécanismes de rupture du sol

Les contours de l'incrément de déformation plastique de cisaillement représentent les mécanismes de rupture pour les deux types d'interface étudiés (Figure 4.16).

Des mécanismes de rupture similaires sont observés quand l'excentricité est inférieure à 0.26 expliquant la ressemblance dans les valeurs de la capacité portante. Quand e/B est égal à 0.26 (Figures 4.16.d and 4.16.d'), les deux mécanismes de rupture et les deux scoops ont des tailles différentes. Cette différence n'est pas très visible, ce qu'explique la légère différence dans les valeurs de la capacité portante. Concernant les cas restants, dans la présence de la résistance à la traction (Figures 4.16.e, 4.16.f et 4.16.g), la diminution de la composante verticale de charge (c.à.d. l'augmentation d'excentricité) affecte la taille du coin seulement. Ce dernier diminue jusqu'à ce qu'il disparaît sous chargement de moment pur et un mécanisme scoop est observé. Dans l'autre côté, le mécanisme de rupture est influencé globalement par la diminution de la composante verticale pour l'interface 'zero tension' (Figures 4.16.e' et 4.16.f'). La réduction de la taille du mécanisme de rupture est très remarquable et un très petit mécanisme coin 'wedge' est observé.

Les vecteurs de déplacement sur la figure 4.17 illustrent la direction de déplacement du sol à la rupture pour l'interface 'full tension'. La figure confirme que tous les mécanismes sont bidirectionnels sauf le mécanisme scoop observé sous chargement de moment pur. Pour des excentricités e/B inférieures à 0.26, ces vecteurs sont identiques pour les deux types d'interface.

4.4. Capacité portante sous charge inclinée centrée

Dans la pratique les charges appliquées à la fondation ne sont pas toujours verticales centrées. Une excentricité, une inclinaison de chargement ou parfois les deux peuvent prendre place selon la nature de la structure et sa destination. Les codes de calcul à l'échelle mondiale utilisent explicitement l'approche des facteurs d'inclinaison introduit à l'équation de la capacité portante pour le cas d'un chargement incliné.

Cette section étudie la performance de l'approche des facteurs d'inclinaison dans la prédiction de la capacité portante des fondations superficielles filantes sous l'effet de chargement incliné. En plus d'enveloppe de rupture, la distribution de la contrainte

tangentielle à l'interface sol-fondation et les mécanismes de rupture du sol sont aussi présentés.

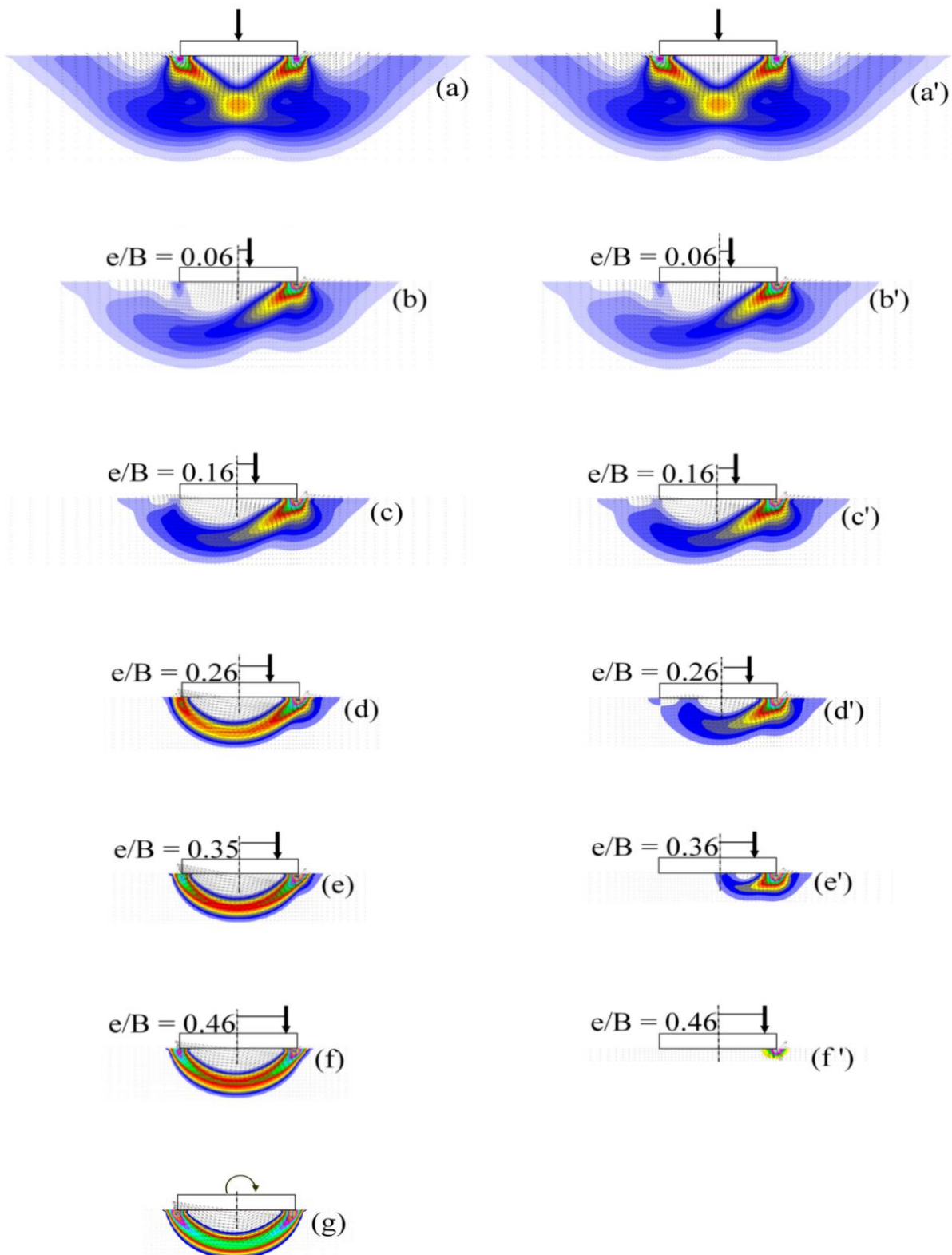


Figure 4.16. Mécanismes de rupture; (a, b, c, d, e, f) pour l'interface 'full tension', (a', b', c', d', e') pour l'interface 'zero tension'

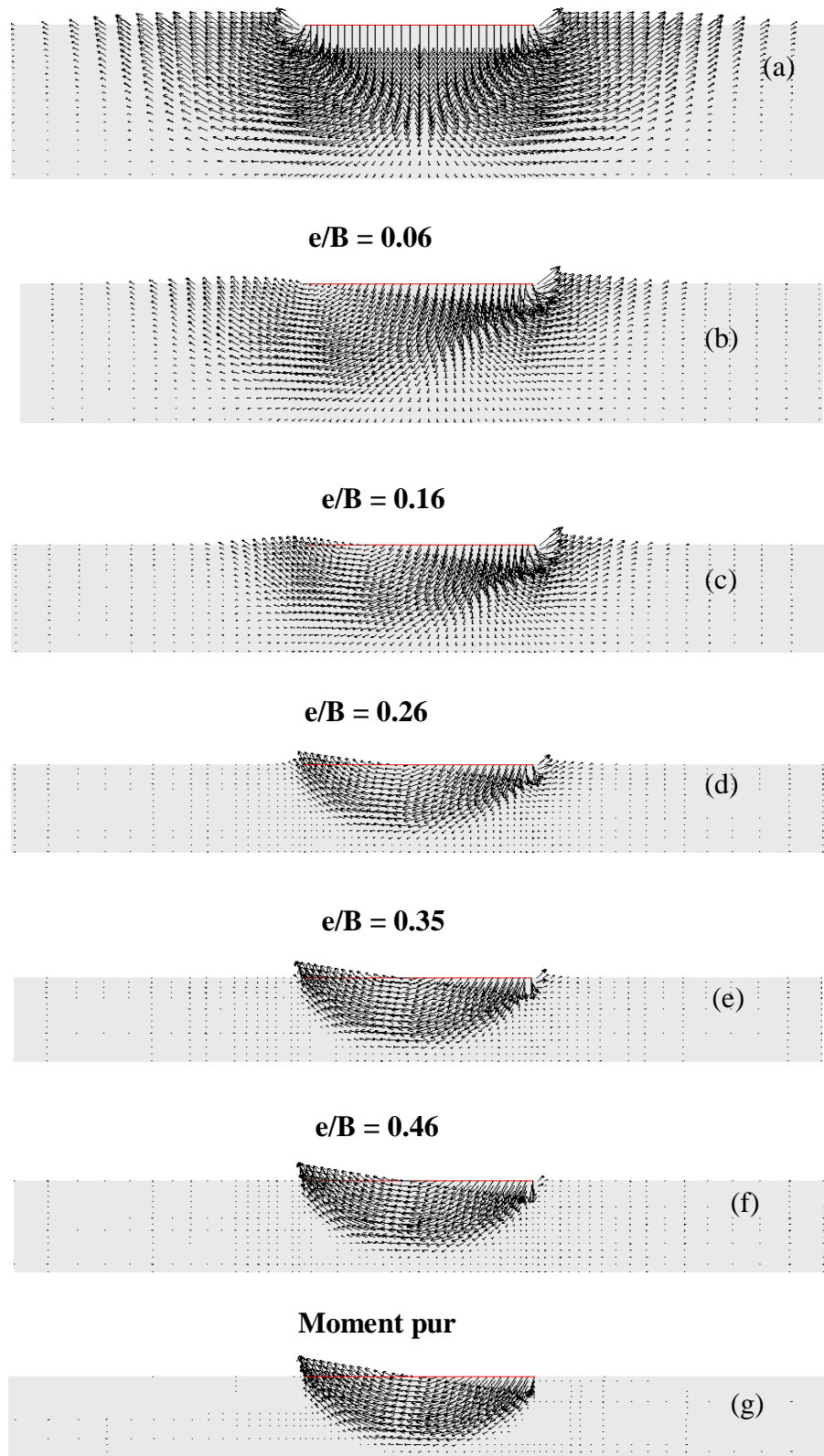


Figure 4.17. Vecteurs du déplacement

4.4.1. Enveloppe de rupture

L'enveloppe de rupture prédite pour le cas d'un chargement incliné (V, H) est présentée sur la figure 4.18 avec des résultats de la littérature (Tableau 2.1).

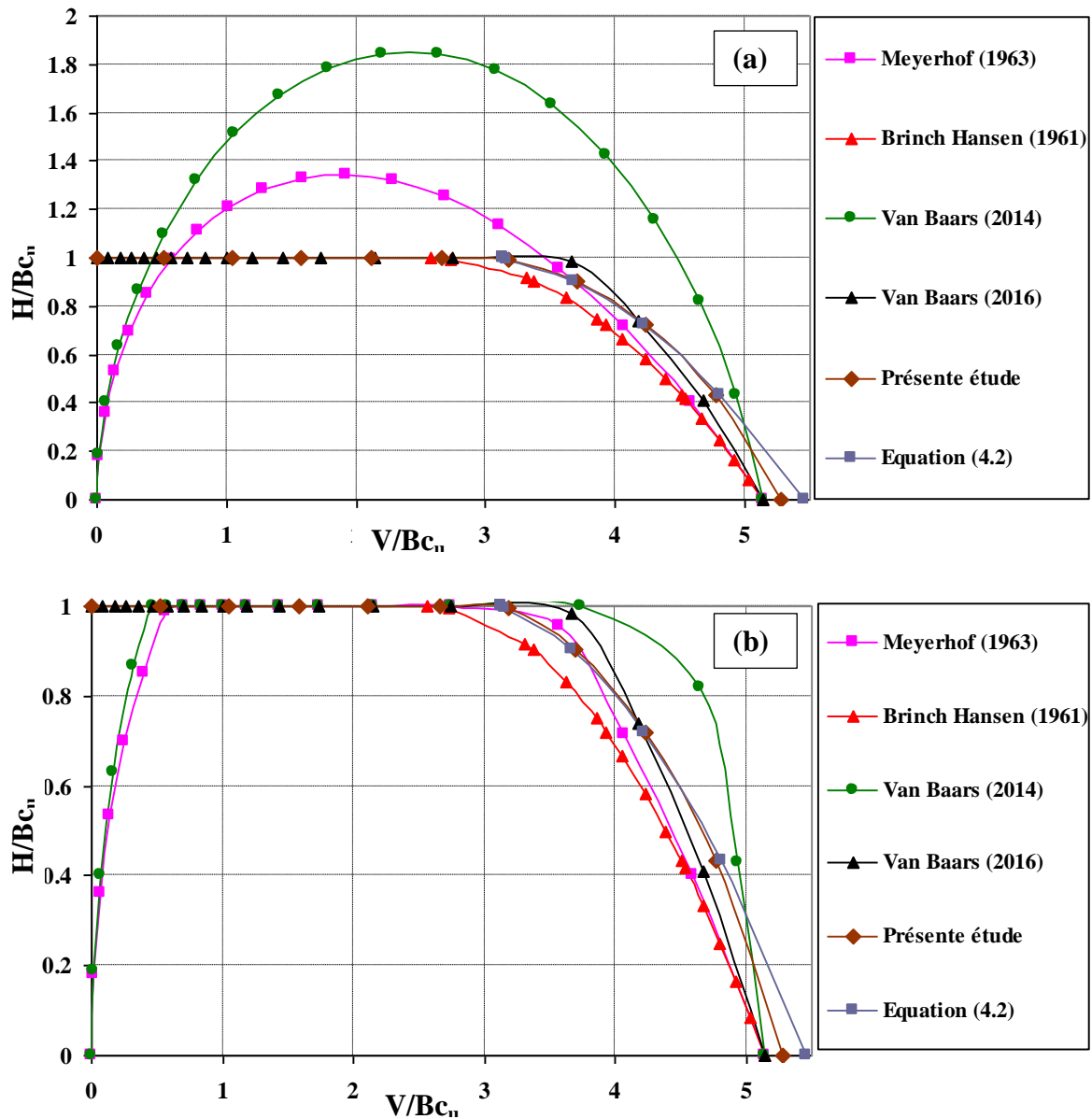


Figure 4.18. Enveloppes de rupture dans le plan de chargement (V, H).

D'après la figure 4.18.a, il est clair que le facteur d'inclinaison de Van Baars (2014) surestime largement la capacité portante. Ce même facteur et celui de Meyerhof (1963) ne tient pas en compte le mode de rupture par glissement à l'interface sol-fondation, ce qu'explique l'absence de la partie linéaire horizontale dans les deux enveloppes correspondantes. Dans son nouveau facteur d'inclinaison, Van Baars (2016) a ajouté une

restriction sur la valeur du facteur d'inclinaison. Cette dernière a été dérivée à partir de la loi de Coulomb. Appliquant cette restriction sur l'ancien facteur de Van Baars (2014) et sur le facteur de Meyerhof (1963) résultent aux courbes dans la figure 4.18.b. Même après considération de la rupture de Coulomb à l'interface, l'utilisation de ces deux facteurs suggèrent qu'il n'y a pas de résistance au cisaillement dans l'absence du chargement vertical et que cette résistance augmente avec l'augmentation de la composante verticale de charge jusqu'à ce qu'elle atteigne sa valeur maximale.

La comparaison des courbes dans la figure 4.18.b montre que la présente analyse numérique génère généralement des valeurs non-conservatives de la capacité portante pour les fondations sous chargement incliné. Toutes les courbes indiquent qu'il existe une composante verticale critique de chargement qui sépare deux modes de rupture ;

- rupture par glissement à l'interface, pour toute valeur de composante verticale inférieure à la valeur critique où, la capacité portante ne dépend que de la résistance au cisaillement du sol ;
- rupture par insuffisance de capacité portante pour des composantes verticales supérieures à la valeur critique.

Cette composante critique correspond à un angle d'inclinaison critique. Tableau 4.2 résume les composantes verticales critiques et les angles d'inclinaison correspondants pour tous les cas étudiés.

Tableau 4.2. Composante verticale critique est angle d'inclinaison correspondant

	Composante verticale critique	Angle d'inclinaison critique (°)
Meyerhof (1963) modifié	$0.53V_0$	20
Brinch Hansen (1961)	$0.50V_0$	21.25
Van Baars (2014) modifié	$0.72V_0$	15
Van Baars (2016)	$0.53V_0$	20
Présente étude	$0.50V_0$	20.64

Malgré le criticisme pointu par Van Baars (2014, 2016) au facteur d'inclinaison de Brinch Hansen (1961) concernant la mixture des deux modes de rupture, les résultats montrent que la considération de la rupture de Coulomb de l'interface est essentielle pour la dérivation d'un facteur d'inclinaison fiable.

D'après la figure 4.18, il est clair que la courbe de la présente étude et celle basée sur le facteur d'inclinaison de Brinch Hansen (1961) ont des tendances très proches. L'expression (4.2) représente une expression du facteur d'inclinaison basée sur l'ajustement de la courbe de la présente étude. Le facteur résultant de cette opération est très similaire au facteur de Brinch Hansen (1961).

$$i_c = 0.52 + 0.51 \sqrt{1.02 - \frac{H}{Bc_u}} \quad (4.2)$$

4.4.2. Facteur d'inclinaison en fonction l'angle d'inclinaison

La figure 4.19 représente la variation des facteurs d'inclinaison de Brinch Hansen et celui de la présente étude en fonction de l'angle d'inclinaison α dans l'intervalle $[0^\circ, 20.64^\circ]$. Le facteur d'inclinaison numérique est calculé comme le rapport entre la capacité portante sous différents angles d'inclinaison $\alpha \geq 0$ et la capacité verticale pure ($\alpha = 0$). Les courbes ont une tendance linéaire et elles sont en bonne accord, chose qui confirme la conclusion précédente concernant la similarité entre le facteur d'inclinaison numérique et celui de Brinch Hansen (Figure 4.18).

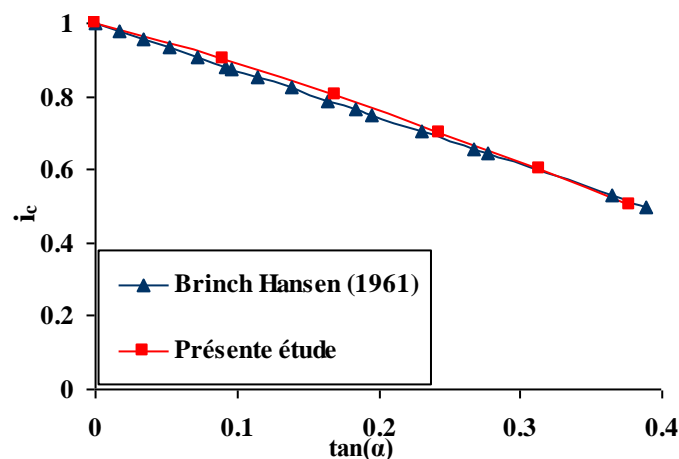


Figure 4.19. Variation du facteur d'inclinaison i_c en fonction de $\tan \alpha$

4.4.3. Distribution de la contrainte tangentielle au-dessous de la fondation

La figure 4.20 montre la distribution de la contrainte tangentielle normalisée à l'interface sol-fondation en fonction du rapport x/B . La contrainte de cisaillement normalisée est calculée comme le rapport entre la contrainte de cisaillement τ et la contrainte de cisaillement maximale τ_{max} qui est égale à la valeur de la cohésion non-drainée du sol c_u . Le cas de la charge verticale centrée résulte en une symétrie entre les valeurs positives et négatives de la contrainte de cisaillement par rapport à l'axe central de la fondation. Sur la largeur en contact avec la zone centrale du mécanisme de rupture, la contrainte de cisaillement est nulle parce que cette zone élastique se déplace avec la fondation comme un corps rigide, due à la rugosité de la base de fondation (Figure 4.21.a). Sous des grandes valeurs de composante verticale de chargement ($\alpha < 20.64^\circ$), les contraintes négatives deviennent positives afin de contrebalancer la charge horizontale appliquée. Par contre, sous des composantes verticales plus petites ($\alpha > 20.64^\circ$), la contrainte de cisaillement se stabilise à la valeur de cohésion de sol c_u , un cas typique du glissement à l'interface sol-fondation.

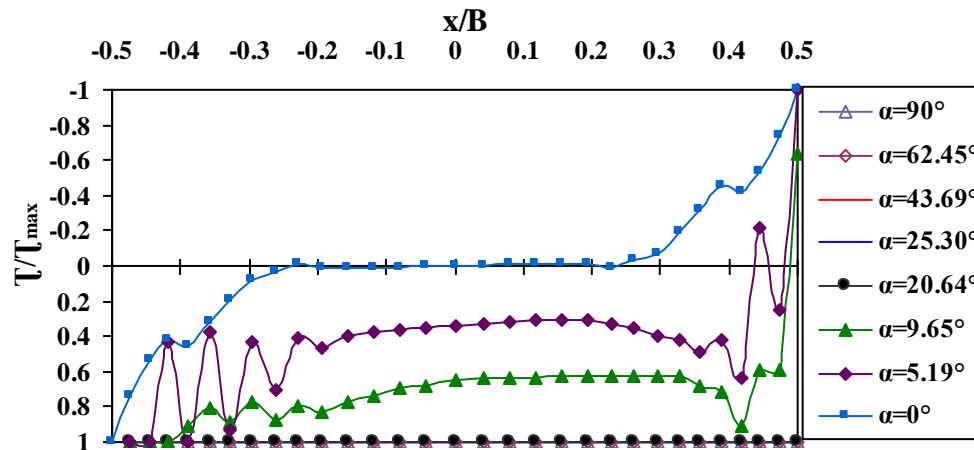


Figure 4.20. Distribution de la contrainte de cisaillement normalisée sous la fondation.

4.4.4. Mécanismes de rupture du sol

Figure 4.21 représente les contours d'incrément de déformation plastique de cisaillement à la rupture illustrant les formes des mécanismes de rupture. Il est clair que l'augmentation d'angle d'inclinaison cause la réduction de la taille du mécanisme de rupture et par conséquent la diminution de la capacité portante. Pour des faibles valeurs d'angle

d'inclinaison, le mécanisme de rupture est unidirectionnel de type Brinch Hansen, ce qu'explique l'arrangement entre les résultats de la présente étude et ceux basés sur le facteur de Brinch Hansen (Figure 4.18), et le mode de rupture est rupture par insuffisance de capacité portante (Figure 4.21.b). Pour des valeurs plus grandes d'angle d'inclinaison (Figure 4.21.c), le mécanisme de rupture s'étend sur une surface plus petite et sa forme est un peu différente mais il reste toujours unidirectionnel. Pour la valeur d'angle d'inclinaison critique, on peut remarquer que l'incrément de déformation plastique de cisaillement est concentrée au-dessous des deux coins de la fondation (Figure 4.21.d). En dépassant cette valeur critique, on provoque la rupture par glissement à l'interface sol-fondation. Le mécanisme de rupture correspondant au cas de la charge horizontale pure est représenté par la figure 4.21.e.

Quoique les mécanismes de rupture utilisés pour dériver les facteurs d'inclinaison discutés précédemment sont tous unidirectionnels (Figure 4.22), ces facteurs génèrent différents angles d'inclinaison critiques (Tableau 4.1).

Les vecteurs de déplacement sur la figure 4.23 illustrent la direction de déplacement. D'après cette figure, on peut remarquer que le mécanisme de rupture est unidirectionnel sous chargement incliné. A la valeur critique de l'angle d'inclinaison, on peut remarquer un mouvement du sol suivant la direction d'application de charge et qu'aucun mouvement vers le haut est observé expliquant l'absence des coins dans le mécanisme de rupture correspondant (Figure 4.21.d).

4.5. Conclusion

Des simulations numériques du comportement des fondations filantes, reposant sur la surface libre d'une argile homogène et sujets des chargements vertical, excentré et incliné sont réalisées. La capacité portante verticale a été calculée. Une erreur d'environ 3% par rapport à la solution exacte a été trouvée. Ce bon accord entre les résultats de la présente étude et de la solution analytique de Prandtl (1920) confirme et donne confiance au modèle numérique.

Pour le chargement excentré, les résultats montrent que la présence de la résistance à la traction de l'interface sol-fondation permet la génération des contraintes de traction ce qui empêche la fondation de se séparer du sol même sous des faibles valeurs de composante verticale de charge. Dans ce cas, la capacité de moment est préservée et la capacité maximale du moment a lieu sous un chargement de moment pur.

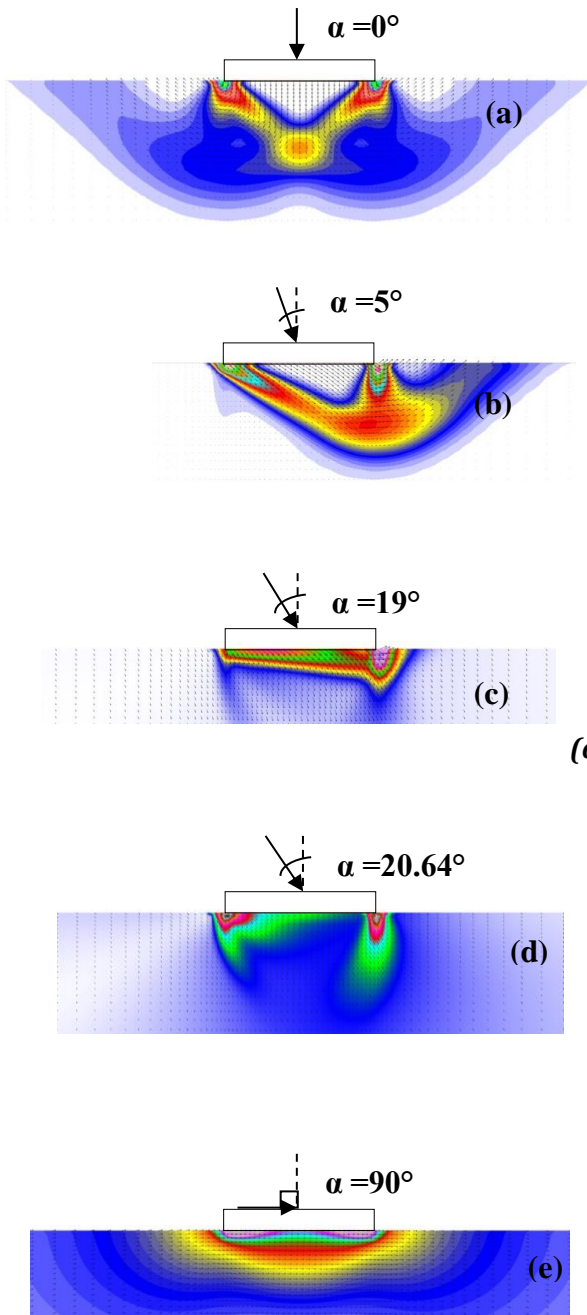


Figure 4.21. Mécanismes de rupture Numériques

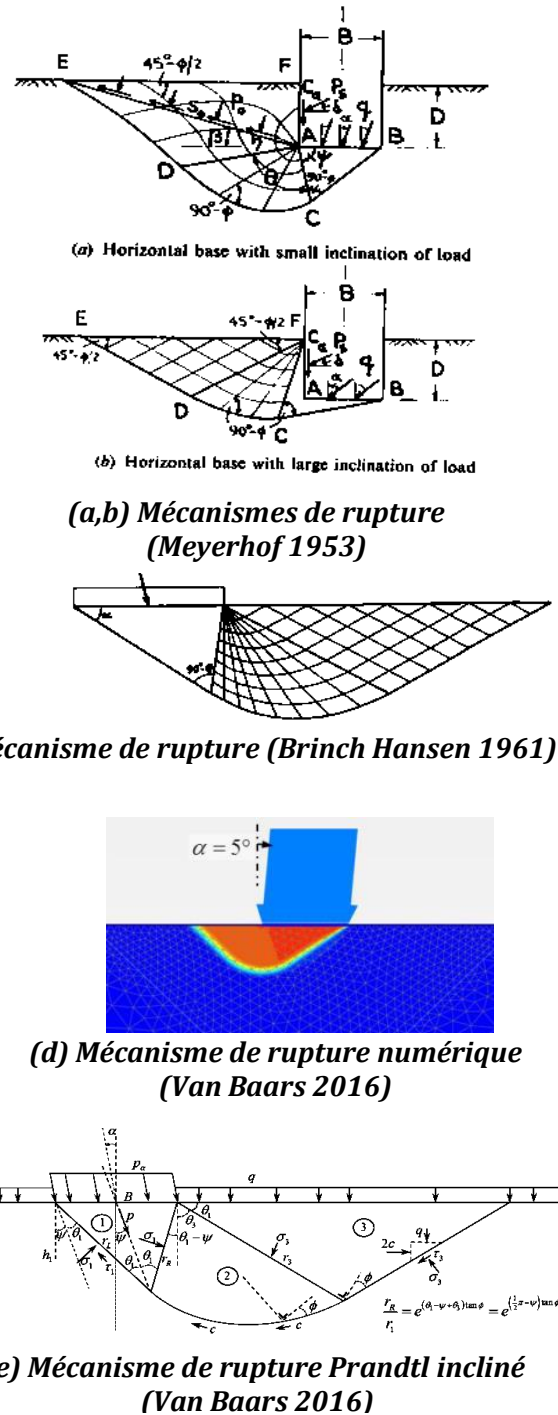


Figure 4.22. Mécanismes de rupture de littérature

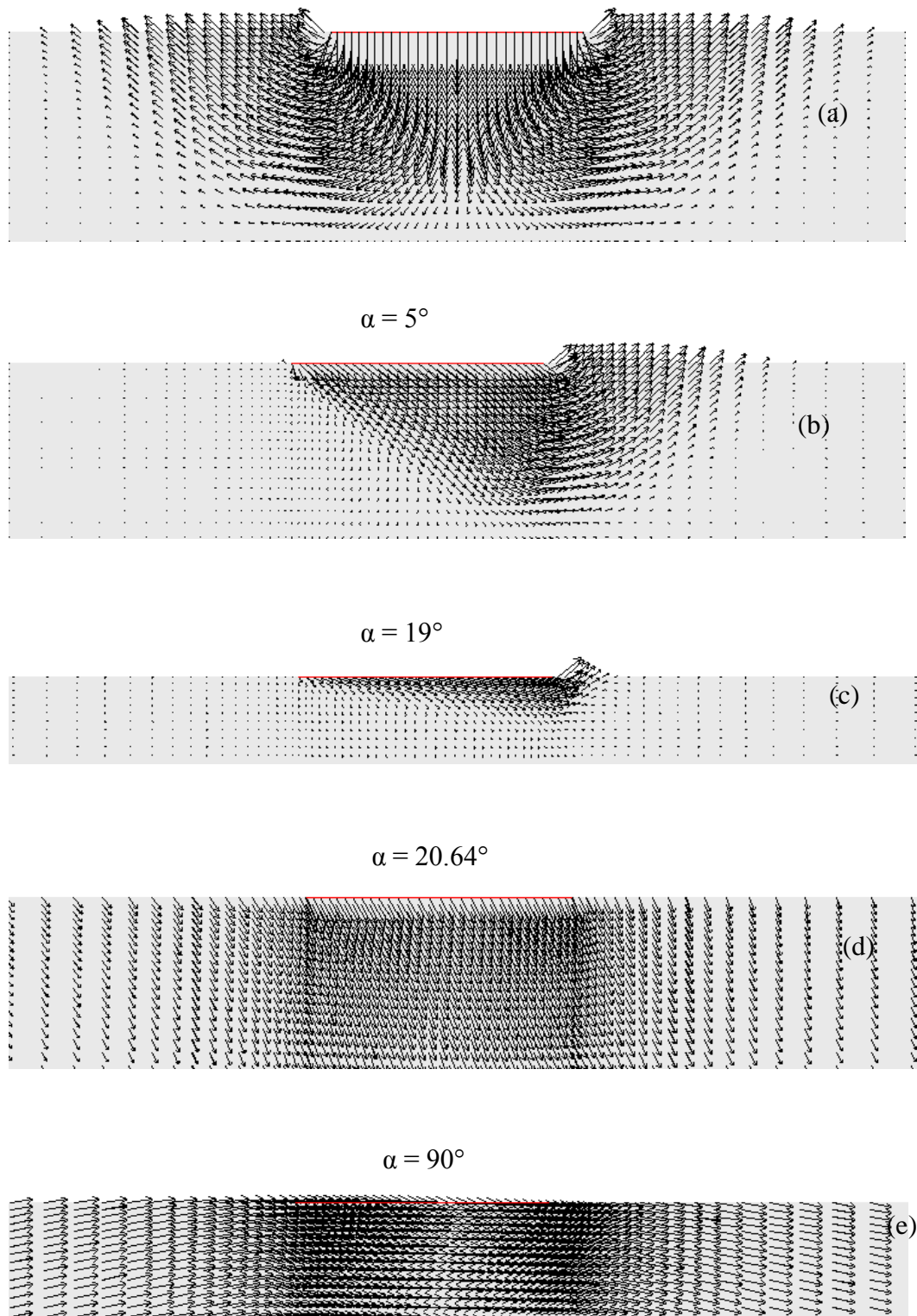


Figure 4.23. Vecteurs de déplacement numériques à la rupture

La méthode de la largeur effective donne une bonne approximation en cas d'interface 'zero tension' et elle est trouvée non fiable pour prédire la capacité portante non drainée des fondations avec une interface 'full tension'.

Sous un chargement incliné, si la composante verticale est inférieure à une valeur critique ($V = 0.5V_0$) correspondant à un angle d'inclinaison critique ($\alpha = 20.64^\circ$), la composante horizontale est dominante et la rupture prend place selon le mode de rupture de glissement à l'interface. Cependant, si la charge verticale dépasse cette valeur critique, la rupture se passe par insuffisance de capacité portante et un mécanisme de rupture unidirectionnel du type Brinch Hansen est observé. Les résultats montrent que le facteur d'inclinaison de Brinch Hansen (1961, 1970) donne la meilleure approximation de la capacité portante.

Il a été vérifié que la capacité portante sous chargement incliné ne dépend que de la résistance au cisaillement à l'interface sol-fondation et elle est indépendante de la résistance à la traction d'interface.

Chapitre 5 : Capacité portante des argiles non-homogènes supportant des fondations filantes

5.1. Introduction	84
5.2. Capacité portante sous charge verticale centrée.....	84
5.2.1. Facteur de portance N_c	84
5.2.2. Mécanismes de rupture du sol	85
5.3. Capacité portante sous charge verticale excentrée	86
5.3.1. Résultats de l'interface 'zero tension'	86
5.3.1.1. Moment maximal.....	86
5.3.1.2. Enveloppes de rupture	87
5.3.1.3. Distributions de contrainte normale à l'interface sol- fondation.....	88
5.3.1.4. Mécanismes de rupture du sol	90
5.3.2. Influence de la résistance à la traction de l'interface.....	91
5.3.2.1. Capacité de moment pur	91
5.3.2.2. Enveloppes de rupture	92
5.3.2.3. Distributions de contrainte normale à l'interface sol- fondation.....	94
5.3.2.4. Mécanismes de rupture du sol	95
5.4. Capacité portante sous charge inclinée centrée.....	97
5.4.1. Capacité portante horizontale	97

5.4.2. Enveloppes de rupture	97
5.4.3. Distributions de contrainte tangentielle à l'interface sol- fondation	99
5.4.4. Mécanismes de rupture du sol	100
5.5. Conclusion.....	101

5.1. Introduction

Le comportement non-drainé du sol, dont la résistance au cisaillement augmente linéairement avec la profondeur, supportant une fondation avec des jupes (skirted foundation) peut être approximé par le comportement d'un sol ayant un profil de résistance décrit par $c_u = c_{u0} + \rho z$ supportant une fondation restant sur la surface libre du sol (Figure 5.1). Cette hypothèse propose que le sol au-dessus du niveau des jupes de fondation n'ait pas une influence significative sur la capacité portante. Des tests à la centrifugeuse supportent l'hypothèse précédente pour une profondeur de jupe (skirt) inférieure à 30% de la largeur de la fondation (Tani & Craig 1995).

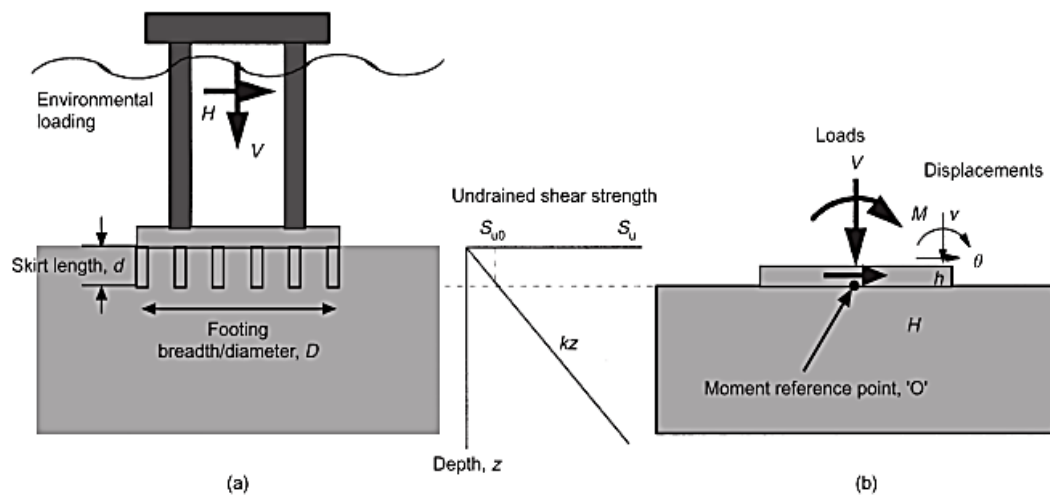


Figure 5.1. Fondation avec des jupes (skirted foundation) ; (a) prototype de fondation, (b) problème équivalent (Bransby & Randolph 1998)

Comme le montre la figure 5.1.b, le problème se simplifie au problème décrit dans le chapitre 3. Les résultats de la modélisation du problème sont présentés et discutés dans le présent chapitre.

5.2. Capacité portante sous charge verticale centrée

5.2.1. Facteur de portance N_c

Le tableau 5.1 récapitule les valeurs du facteur de portance N_c calculées à partir des résultats de la présente étude et les données publiées concernant la capacité portante verticale des argiles hétérogènes. La comparaison des résultats montre un bon accord entre les résultats de

la présente étude et ceux de Shen et al. (2016). Les résultats des différences finies présentent une erreur maximale de 3%, correspondant à un facteur d'hétérogénéité $k = 10$, par rapport à la solution exacte de Davis & Booker (1973).

En se basant sur les résultats de la présente étude, l'équation 5.1 peut être proposée pour calculer le facteur de portance N_c . Cette équation est obtenue en utilisant les techniques d'ajustement de courbe donc, elle est valable pour un facteur d'hétérogénéité $0 \leq k \leq 10$.

$$N_c = V_0/Bc_{u0} = 5.279 + 1.5393 (k)^{0.709} \quad (5.1)$$

Avec V_0 est la capacité portante sous chargement vertical pur.

Tableau 5.1. Valeurs du facteur de portance N_c pour différentes valeurs du facteur d'hétérogénéité k .

	$k = \rho B/c_{u0}$			
	1.2	3	6	10
Davis & Booker (1973)		8.43 ¹	10.46 ¹	12.76 ¹
Nakase (1981)	6.36	8.19	10.21	12.23
Bransby (2001)	6.99	8.54	10.53	12.70
Gourvenec & Randolph (2003)		8.55	10.62	12.95
Shen et al. (2016)			10.68	13.06
Présente étude	7.00	8.65	10.77	13.15

¹ Valeurs estimées à partir de la figure 2.11.

5.2.2. Mécanismes de rupture du sol

Les vecteurs du déplacement sur la figure 5.2 montrent les mécanismes de rupture sous chargement vertical pour les différentes valeurs de $0 \leq k \leq 10$. On peut remarquer que tous les mécanismes sont du type Prandtl (1920). Ce type de mécanisme a été détaillé dans le chapitre précédent. Ici, on ne s'intéresse qu'à la zone élastique du mécanisme qui correspond à la zone limitée par le triangle rouge et dans laquelle le sol se déplace verticalement avec la fondation (Figure 5.2). En augmentant le facteur k , la taille de cette zone diminue progressivement jusqu'à ce qu'elle devient extrêmement petite pour $k = 10$. Cependant, les résultats de Bransby & Randolph (1998) ont révélé une absence totale de la zone élastique à partir de $k = 6$ et un mécanisme de type Hill (1951) a été observé. Ce dernier est un mécanisme double-coins symétrique dont chacun de ces coins est du type Prandtl. Dans ce cas, le sol a tendance d'être refoulé vers l'extérieur sur les deux côtés de la fondation pour que la déformation du sol se

limite dans les couches du sol immédiatement au-dessous de la fondation qui sont les couches les plus faibles (Bransby & Randolph 1998).

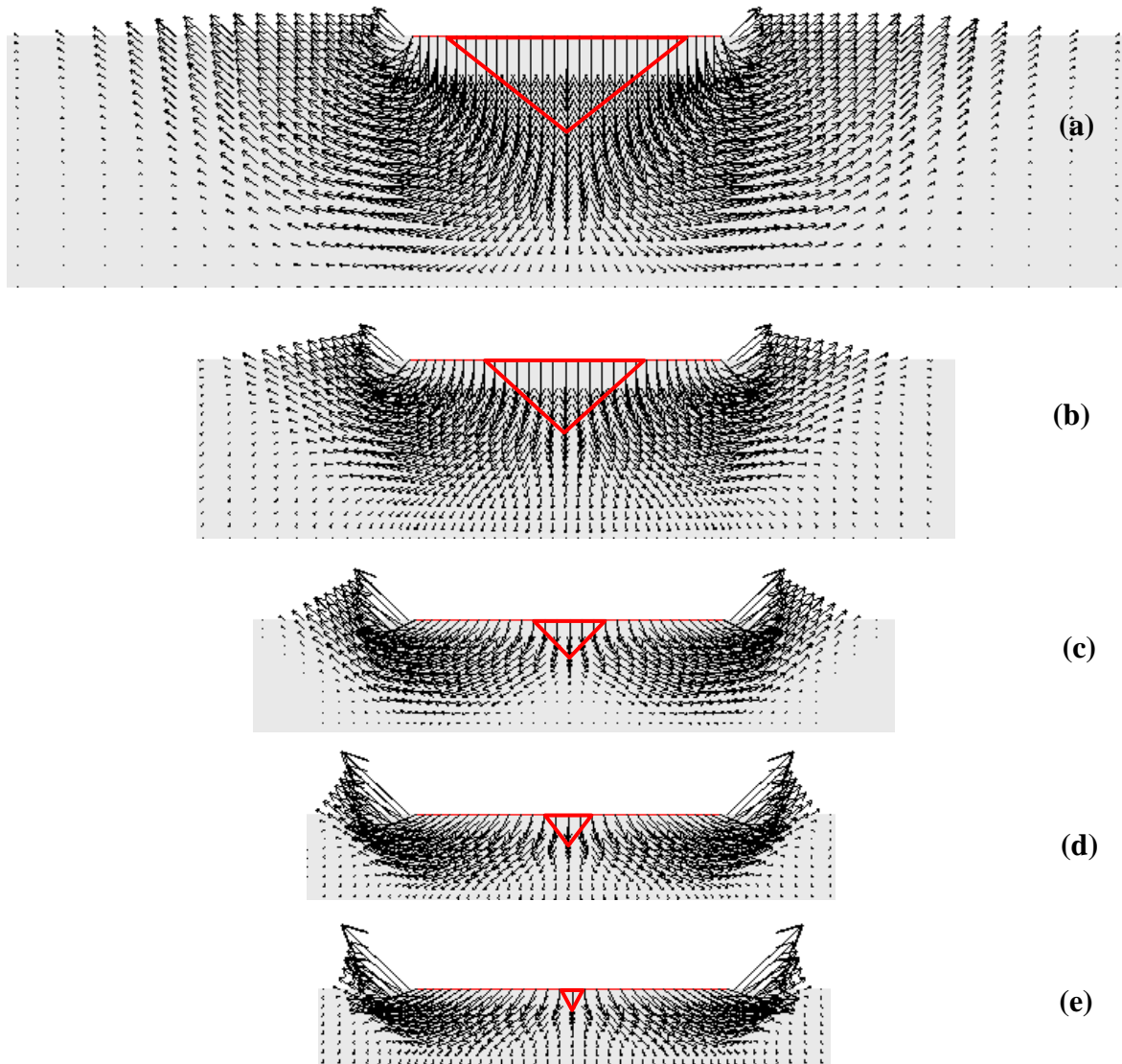


Figure 5.2 . Mécanismes de rupture sous charge verticale centrée ; (a) $k=0$, (b) $k=1.2$, (c) $k=3$, (d) $k=6$, (e) $k=10$

5.3. Capacité portante sous charge verticale excentrée

5.3.1. Résultats de l'interface 'zero tension'

5.3.1.1. Moment maximal

Le tableau 5.2 récapitule les valeurs du moment maximal non-dimensionnel M_{max}/B^2c_{u0} et les valeurs de la composante verticale non-dimensionnelle V/Bc_{u0} et celle normalisée V/V_0

correspondantes, pour la présente étude et pour l'analyse de Shen et al. (2016). Les résultats montrent une incrémentation du moment maximal en fonction d'augmentation du facteur d'hétérogénéité. Les valeurs du M_{max}/B^2c_{u0} de la présente étude sont très proches à ceux de Shen et al. (2016). Pour la courante étude, le moment maximal se manifeste en conjonction avec une composante $V/V_0 = 0.50$, cependant, il a été enregistré sous une composante $V/V_0=0.47$ pour des valeurs de k égales à 6 et 10 par Shen et al. (2016).

Tableau 5.2. Valeurs du moment maximal non-dimensionnel et composantes verticales correspondantes pour différentes valeurs de k .

		$k = \rho B/c_{u0}$			
		1.2	3	6	10
Shen et al. (2016)	M_{max}/B^2c_{u0}			1.11	1.31
	V/Bc_{u0}			5.02	6.14
	V/V_0			0.47	0.47
Présente étude	M_{max}/B^2c_{u0}	0.80	0.94	1.13	1.33
	V/Bc_{u0}	3.44	4.26	5.32	6.51
	V/V_0	0.50	0.50	0.50	0.50

5.3.1.2. Enveloppes de rupture

La figure 5.3 montre les enveloppes de rupture non-dimensionnelles dans le plan du chargement (M/B^2c_{u0} , V/Bc_{u0}) pour des différentes valeurs du facteur d'hétérogénéité k ($k = 0, 1.2, 3, 6, 10$). La taille d'enveloppe est dépendante du degré d'hétérogénéité du sol. Plus le facteur d'hétérogénéité augmente, plus la taille d'enveloppe augmente.

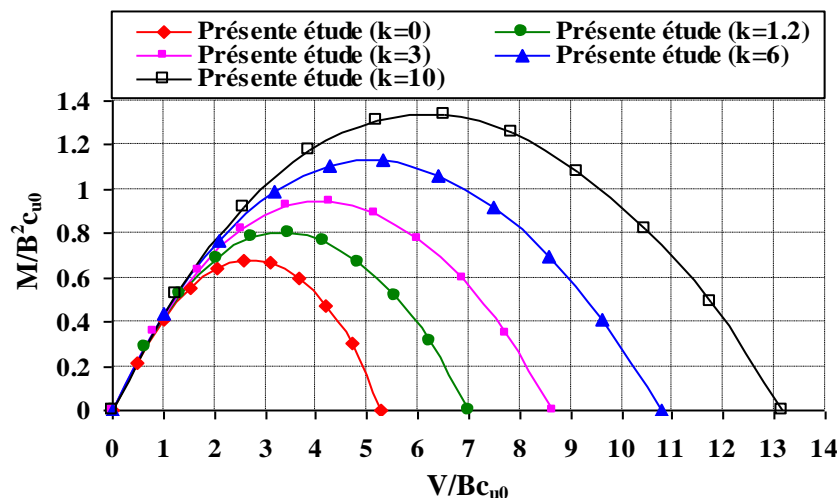


Figure 5.3. Enveloppes de rupture non-dimensionnelles dans le plan de chargement (V, M)

Les enveloppes de rupture normalisées sont représentées dans le plan de chargement (M/M_0 , V/V_0) sur la figure 5.4. Les enveloppes du sol hétérogène ($k \neq 0$) sont superposées. L'enveloppe du sol homogène est en bon accord avec les autres enveloppes avec une légère inclinaison vers la droite. Cette inclinaison résulte en une légère sous-estimation pour des valeurs de $V/V_0 < 0.5$ et une légère surestimation pour des valeurs de $V/V_0 > 0.5$. L'enveloppe de Shen et al. (2016) a la tendance de la courbe du sol homogène ($k = 0$) avec un bon accord entre les deux.

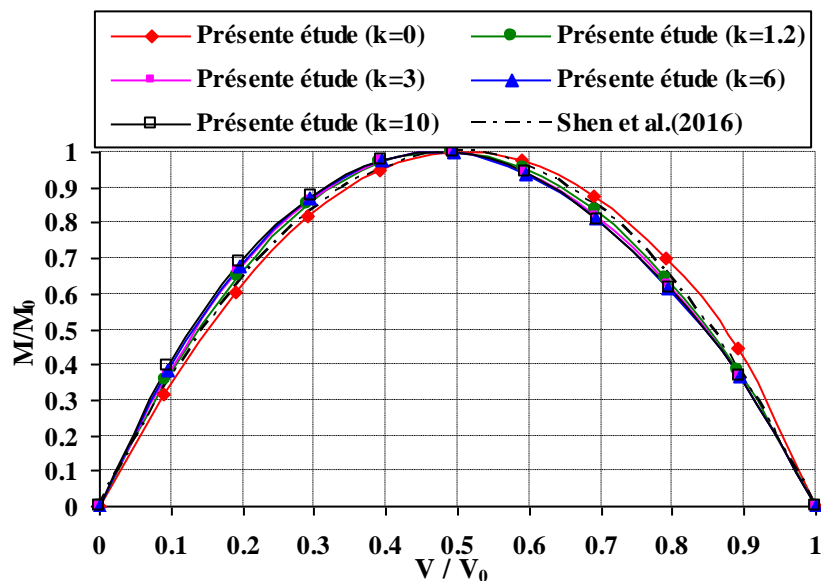


Figure 5.4. Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement (V , M)

5.3.1.3. Distributions de contrainte normale à l'interface sol- fondation

La figure 5.5 montre la distribution de la contrainte normale normalisée en fonction du rapport x/B (avec x est la coordonnée des points d'interface dans la direction de la largeur de fondation) pour différentes valeurs d'excentricité pour chaque valeur de k . Ces distributions sont très semblables. Concernant le cas de la charge verticale centrée, la distribution de contrainte est symétrique par rapport à l'axe central de la fondation avec une valeur maximale sous le centre de la fondation. Avec l'augmentation de k , la distribution devient plus triangulaire. Elle est différente de celle du sol homogène et on peut remarquer qu'elle est beaucoup plus similaire à la distribution d'un sol frottant-cohérent. Cette remarque supporte la conclusion de Davis & Booker (1973) concernant l'analogie entre le sol cohérent avec une résistance au cisaillement qui augmente linéairement avec la profondeur et le sol frottant-cohérent. En comparant les courbes correspondant à chaque valeur de k , on peut remarquer

que l'augmentation d'excentricité cause une réduction de la contrainte normale au voisinage du coin gauche de la fondation due à l'absence de la transmission de charge de la fondation au sol. La comparaison des distributions des quatre cas avec celle du sol homogène révèle que la largeur effective de la fondation (la partie de la fondation qui reste en contact avec le sol) est indépendante du degré d'hétérogénéité du sol et qu'elle est, seulement, fonction d'excentricité de la charge.

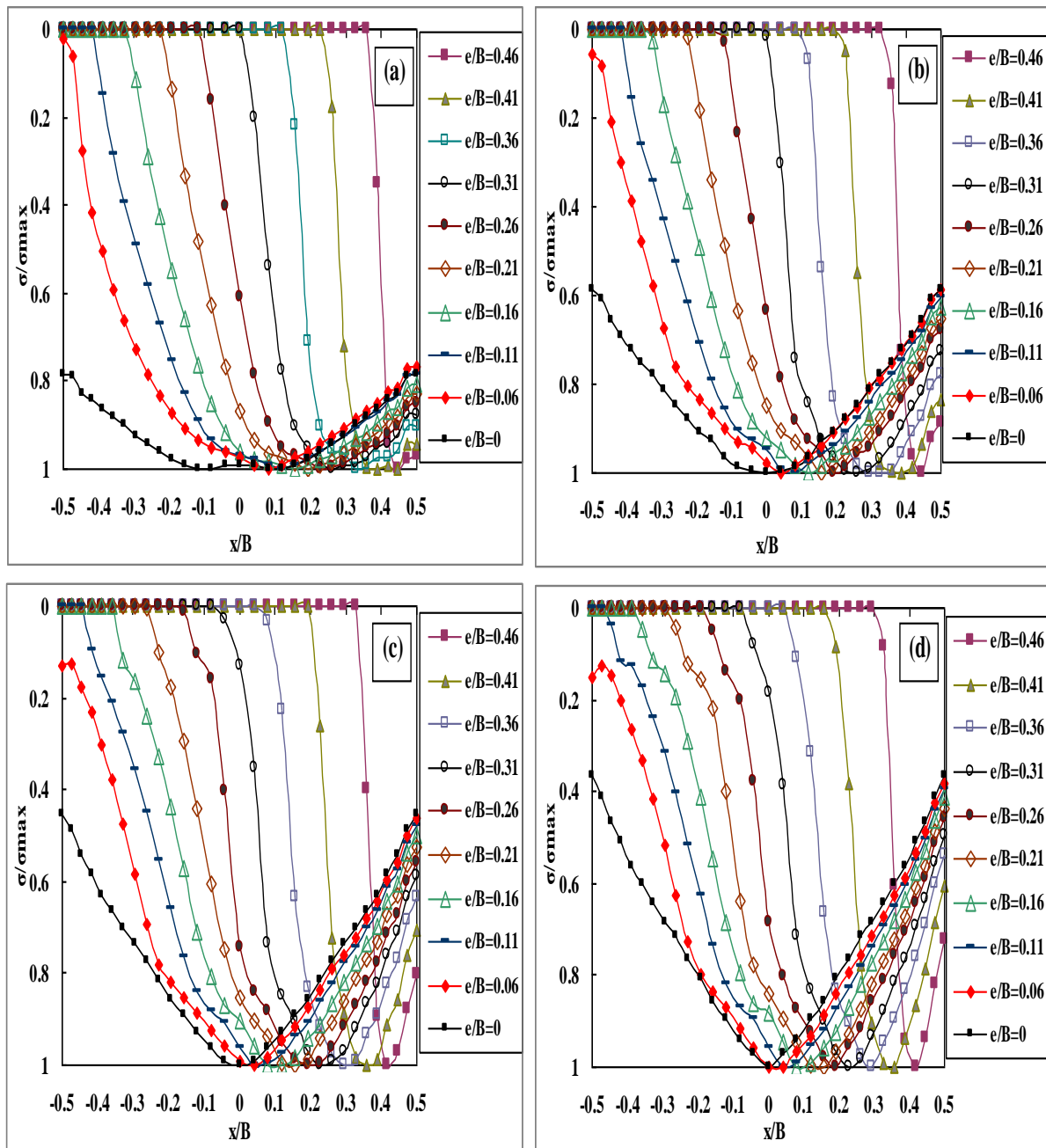


Figure 5.5. Distributions de la contrainte normale normalisée à l'interface sol-fondation ; (a) pour $k=1.2$, (b) pour $k=3$, (c) pour $k=6$, (d) pour $k=10$

5.4.1.4. Mécanismes de rupture du sol

Les mécanismes de rupture pour $k = 6$ et $k = 10$ pour différentes valeurs d'excentricité sont montrés sur la figure 5.6.

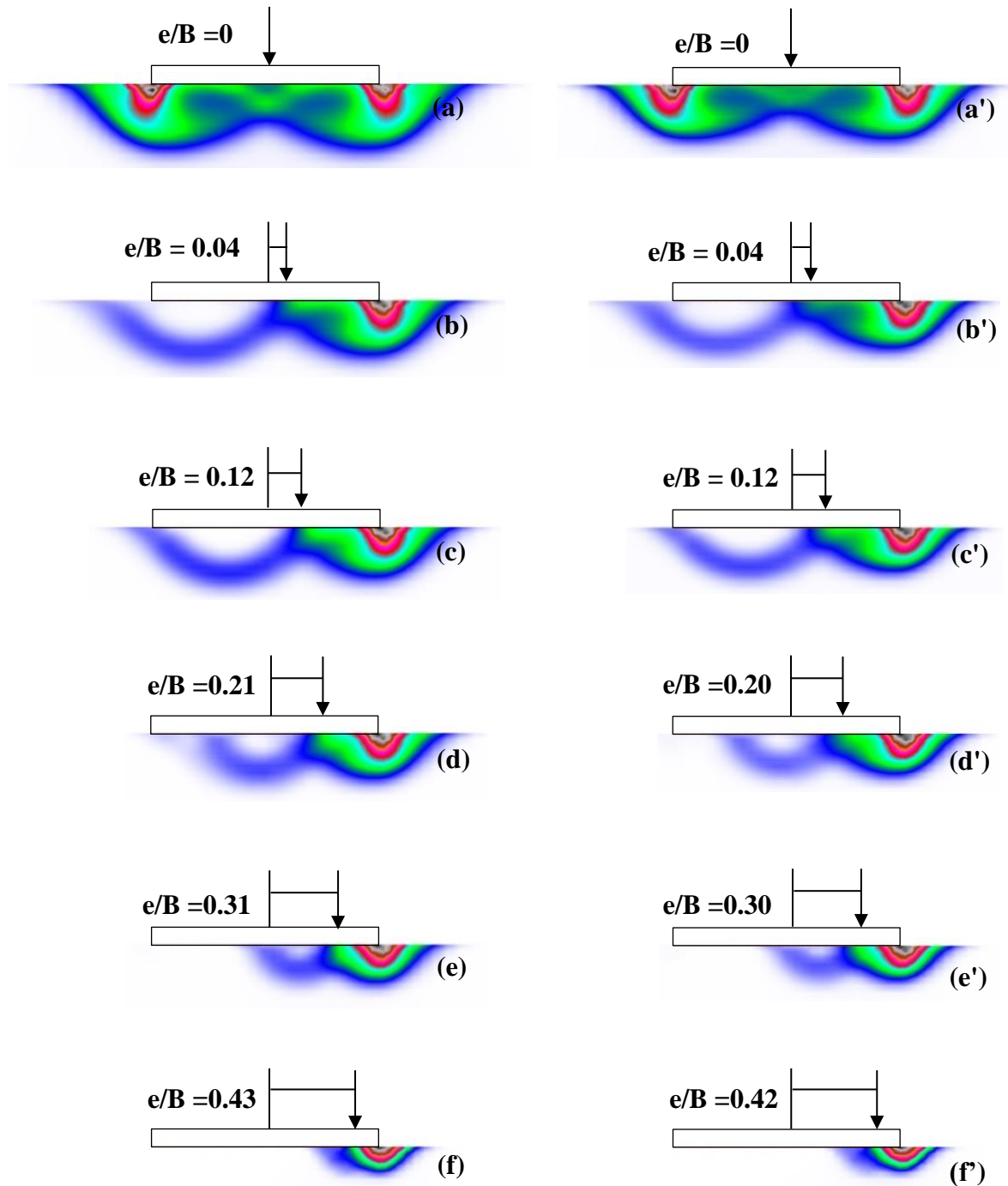


Figure 5.6. Mécanismes de rupture sous différentes valeurs d'excentricité ; (a, b, c, d, e, f) pour $k = 6$, (a', b', c', d', e', f') pour $k = 10$

En comparant les mécanismes correspondant aux deux cas, on peut remarquer une tendance de contraction en augmentant la valeur de k , indépendamment de la valeur d'excentricité. La diminution de la taille du mécanisme est justifiée par la tentative du sol à éviter le cisaillement à travers ses couches les plus résistantes, en repoussant les surfaces de glissement vers les couches les plus faibles immédiatement au-dessous de la fondation (Griffiths 1982; Salgado 2008). Les mécanismes de rupture ont les mêmes types que ceux du sol homogène. Le mécanisme observé est bidirectionnel du type scoop-coin introduit par Bransby & Randolph (1998). Avec l'augmentation d'excentricité, la taille du mécanisme de rupture devient plus petite, le scoop se rapproche de la surface libre du sol et son pivot de rotation décale vers le centre de la fondation, chose qu'explique la diminution de la capacité portante. Un mécanisme similaire a été observé par Ukritchon et al. (1998) et Bransby (2001) qui ont représenté leurs mécanismes de rupture par des vecteurs du déplacement à la rupture.

En fait, à part la diminution de taille avec l'augmentation du facteur k , les mécanismes de rupture du sol hétérogène se différencient des mécanismes du sol homogène par la conservation d'une certaine proportionnalité entre les tailles du scoop et du coin. Pour le sol hétérogène, on peut remarquer que le scoop et le coin des mécanismes ont presque la même taille (sauf pour le dernier cas où un mécanisme coin se développe). D'un autre côté, pour le sol homogène, la présence d'une excentricité de charge, même si elle est très petite, cause une diminution brusque de la taille du coin par rapport à la taille du scoop.

5.3.2. Influence de la résistance à la traction de l'interface

5.3.2.1. Capacité de moment pur

Le tableau 5.3 compare les valeurs de la capacité portante non-dimensionnelle sous moment pur M_0/BAc_{u0} de la présente étude avec des valeurs de la littérature. Les résultats montrent une incrémentation de M_0 avec l'augmentation du degré d'hétérogénéité. Un très bon accord entre les résultats de la courante étude avec ceux des éléments finis de Gourvenec & Randolph (2003) est remarqué.

La capacité portante sous moment pur peut être approximée par l'équation 5.2 qui est basée sur l'ajustement de courbe de la présente étude.

$$M_0/B^2 c_{u0} = 0.7244 + 0.1671 (k)^{0.8468} \quad (5.2)$$

Tableau 5.3. Valeurs du $M_0/B^2 c_{u0}$ pour différentes valeurs de k

	$k = \rho B/c_{u0}$			
	1.2	3	6	10
Bransby (2001)	0.86 ¹	1.08 ¹	1.42 ¹	1.85 ¹
Gourvenec & Randolph (2003)	Elément finis		1.15	1.49
	Limite supérieure		1.08	1.43
Présente étude	0.90	1.15	1.50	1.89

¹Valeurs calculées à partir de l'équation 2.12.

5.3.2.2. Enveloppes de rupture

La figure 5.7 présente les enveloppes de rupture normalisées pour $0 \leq k \leq 10$. Une tendance de contraction avec l'incrément du degré d'hétérogénéité est observée. La partie linéaire de la courbe devient plus petite avec l'augmentation du facteur k et même s'annule pour $k = 10$.

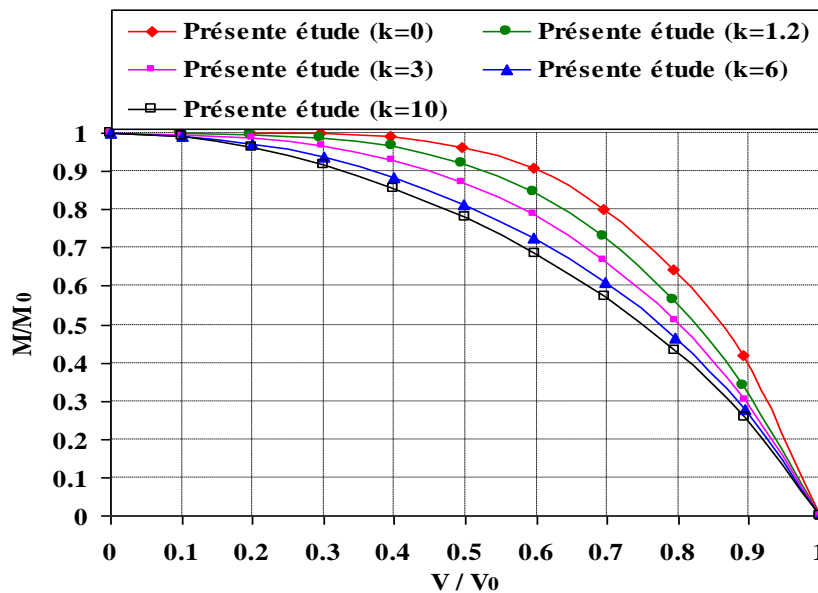


Figure 5.7. Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement (V, M)

La figure 5.8 compare les enveloppes de rupture non-dimensionnelles de la présente étude avec celles de Bransby (2001). Pour le cas d'un sol homogène ($k = 0$), les résultats de la courante étude sous-estiment les résultats de Bransby (2001) et vice versa pour le sol hétérogène. Il est remarqué que la différence entre ces résultats augmente avec l'augmentation du degré d'hétérogénéité. La comparaison des courbes de la présente étude confirme la remarque soulevée précédemment sur la partie linéaire de l'enveloppe de rupture cependant, il est noté que la taille des enveloppes de rupture non-dimensionnelles augmente avec

l'incrémentation du degré d'hétérogénéité au lieu de diminuer (cas des enveloppes normalisées).

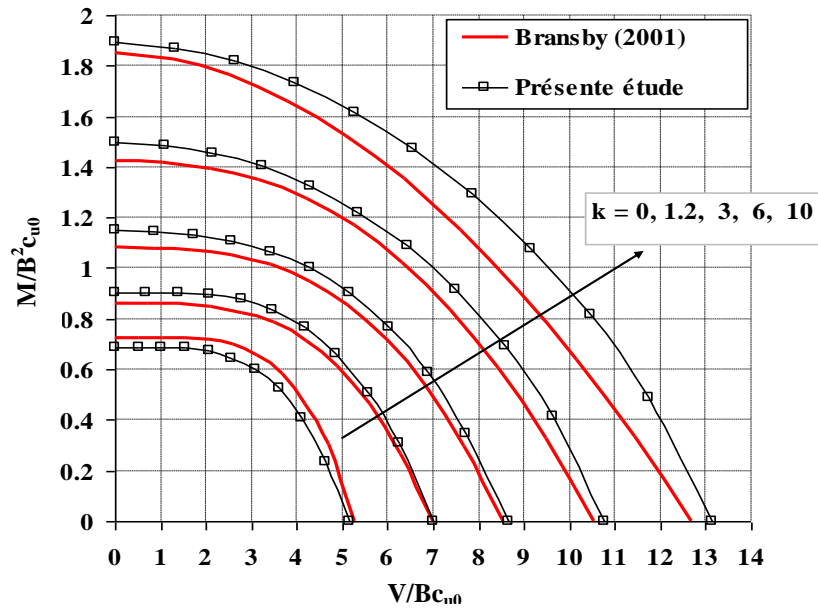


Figure 5.8. Enveloppes de rupture non dimensionnelles dans le plan de chargement (V, M)

L'équation (5.3) qui a été proposée par Bransby (2001) peut être utilisée pour représenter les enveloppes non-dimensionnelles de la présente étude à condition que V_0 et M_0 soient calculés en utilisant les équations (5.1) et (5.2), respectivement, et que l'exposant n soit calculé en utilisant l'équation (5.4). La figure 5.9 montre les deux enveloppes de rupture correspondant aux deux types d'interface étudiés avec l'enveloppe obtenue en utilisant l'équation (5.3) pour chaque valeur de k étudiée. La figure montre que l'équation (5.3) en conjonction avec les équations (5.1), (5.2), (5.4) représente une excellente calibration des résultats à la présence de la résistance à la traction de l'interface. La comparaison des enveloppes des deux interfaces permet de remarquer que les deux enveloppes sont toujours en excellent accord pour des valeurs de $V < 0.5V_0$ cependant, à la valeur correspondant à $V = 0.5V_0$, la différence entre les deux enveloppes augmente à partir d'une valeur négligeable pour un sol homogène ($k = 0$) (Figure 4.13) jusqu'à une valeur plus remarquable pour $k = 10$.

$$(V/V_0)^n - (1 - M/M_0) = 0 \quad (5.3)$$

$$n = 4.6 - 0.9937 (k)^{0.3813} \quad (5.4)$$

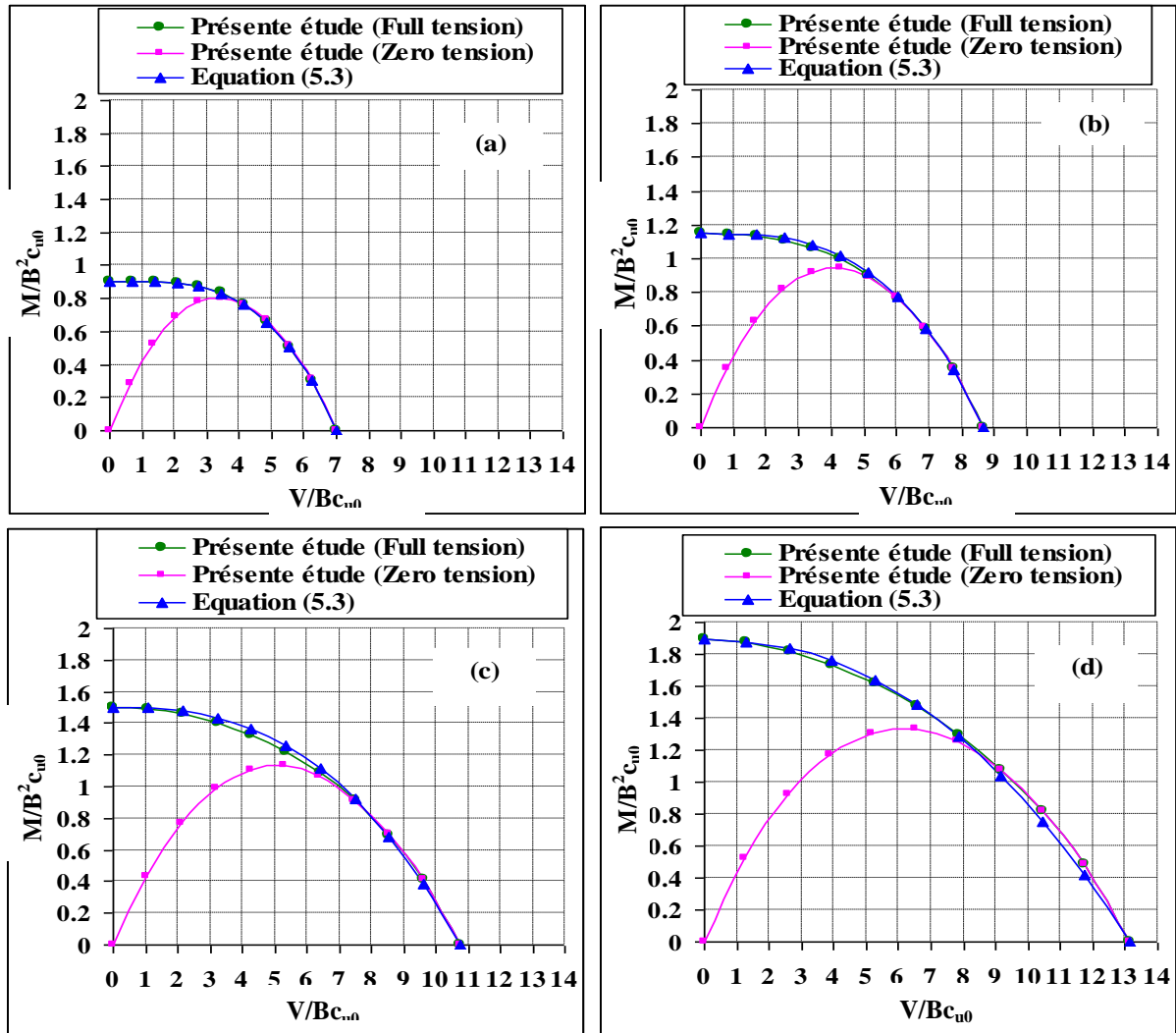


Figure 5.9. Comparaison des enveloppes de rupture non dimensionnelles dans le plan de chargement (V, M)

5.3.2.3. Distributions de contrainte normale à l'interface sol- fondation

La distribution de la contrainte normale normalisée en fonction du rapport x/B pour l'interface 'full tension' est présentée sur la figure 5.10, pour les différentes valeurs de k considérées dans la présente étude. Les quatre cas montrent des distributions très similaires à part la triangulation qui est plus prononcée avec l'augmentation du degré d'hétérogénéité. Cette comparaison confirme la conclusion retenue précédemment, à partir des résultats de l'interface 'zero tension', concernant l'analogie entre le type du sol étudié et le sol frottant-cohérent. En comparant les figures 5.10 et 5.5, on peut remarquer que la distribution de contrainte normale sous l'effet du chargement vertical centré est indépendante de la résistance à la traction de l'interface sol-fondation. Egalement, la distribution de contrainte est similaire

pour les deux types d'interface quand l'excentricité est très faible ($e/B \leq 0.05$). Cependant, pour des grandes valeurs d'excentricité, la résistance à la traction de l'interface permet la génération des contraintes de traction ce qui empêche le soulèvement de la fondation. La surface sous traction devient plus large en augmentant l'excentricité.

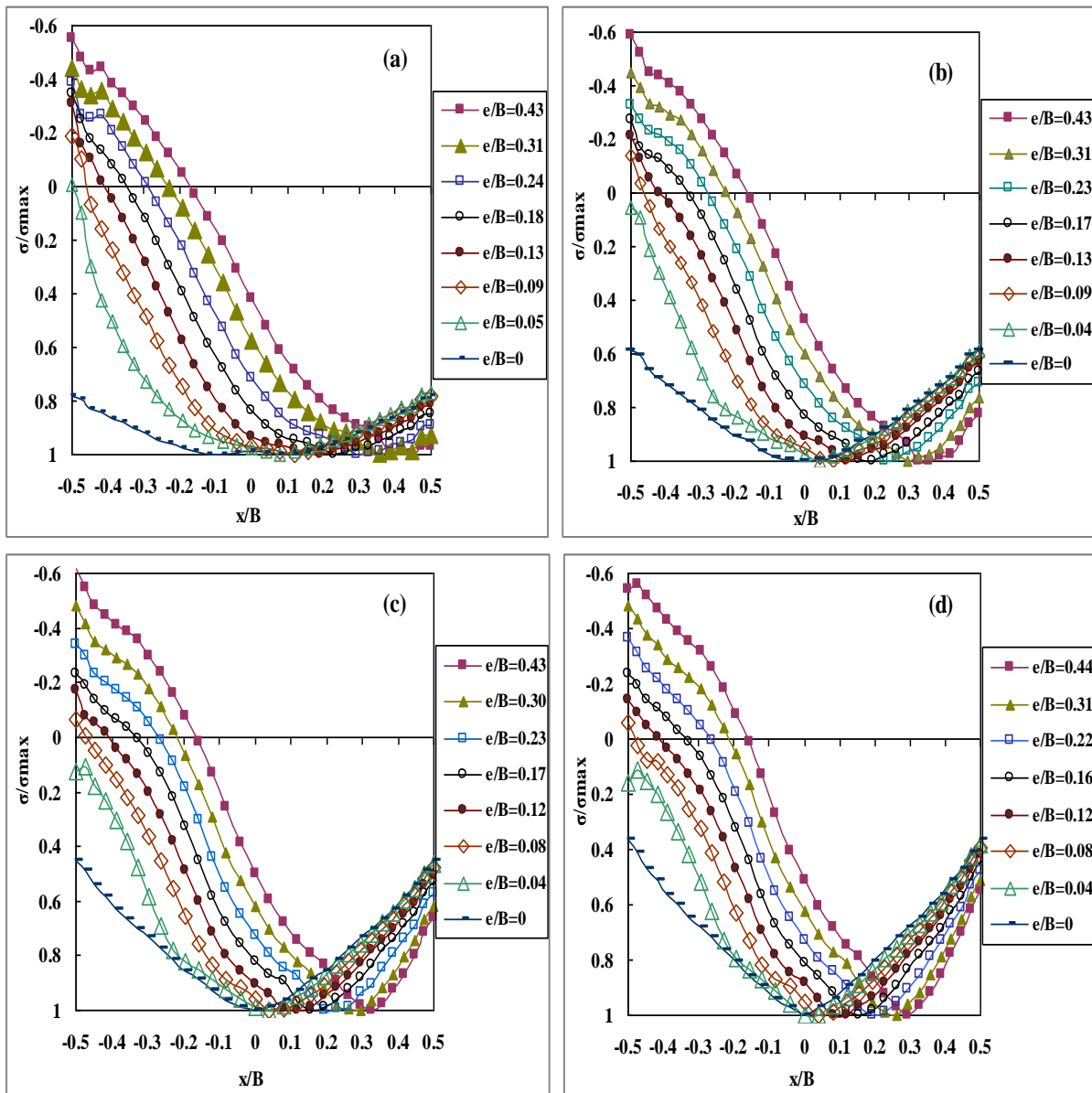


Figure 5.10. Distributions de contrainte normale normalisée à l'interface sol-fondation ; (a) pour $k=1.2$, (b) pour $k=3$, (c) pour $k=6$, (d) pour $k=10$

5.4.2.4. Mécanismes de rupture du sol

La figure 5.11 montre les mécanismes de rupture pour $k = 6$ et $k = 10$ correspondant à différentes valeurs d'excentricité. La remarque sur la diminution de la taille du mécanisme de rupture avec l'augmentation du degré d'hétérogénéité est toujours valable.

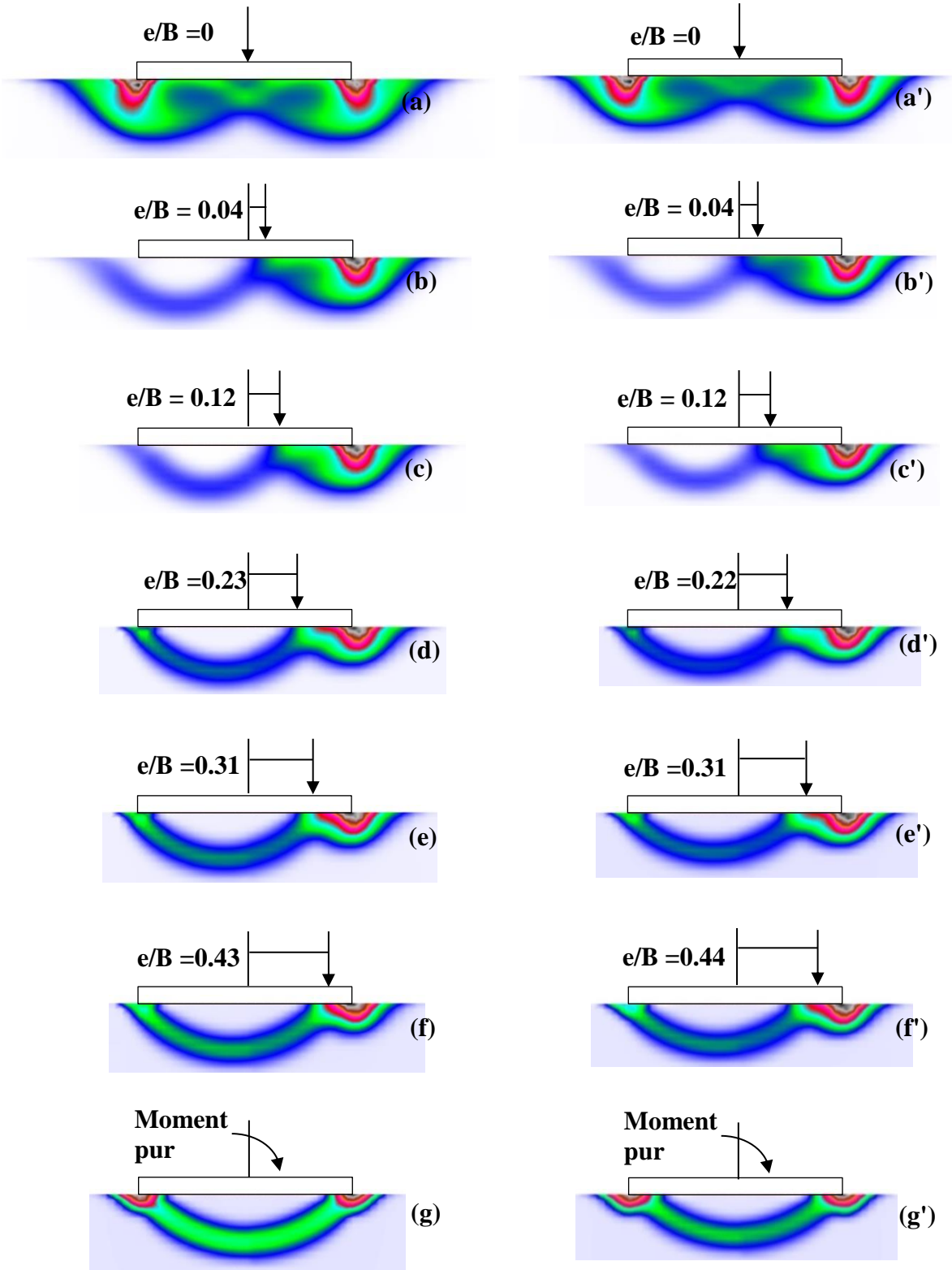


Figure 5.11 . Mécanismes de rupture sous différentes valeurs d'excentricité ; (a, b, c, d, e, f, g) pour $k=6$, (a', b', c', d', e', f', g') pour $k=10$

Sous un chargement de moment pur, le mécanisme de rupture du sol est le mécanisme coin-scoop-coin. Ce type de mécanisme a été observé par Bransby & Randolph (1998) et Gourvenec & Randolph (2003) pour une fondation sous une combinaison de moment et de charge horizontale en approchant le point du moment maximal. Ils ont justifié la formation des petits coins du mécanisme par l'influence de la composante horizontale de charge, ce qui pose la question sur la cause de la formation de ces coins, pourtant la composante horizontale est nulle pour le résultat discuté. Ces chercheurs ont observé un mécanisme scoop sous chargement de moment pur.

La comparaison des mécanismes dans les figures 5.11 et 5.6 permet de remarquer que pour des excentricités de $e/B < 0.23$ et $e/B < 0.22$ correspondant à $k = 6$ et $k = 10$, respectivement, la similarité des mécanismes de rupture des deux types d'interface, qui a été signalée déjà pour le sol homogène, est remarquée même pour le sol hétérogène. Ainsi, quand $e/B=0.23$ pour $k = 6$ et $e/B=0.22$ pour $k = 10$, la différence entre les mécanismes de rupture est observée. Cette différence, qui n'est pas très visible pour le sol homogène, augmente avec l'augmentation du degré d'hétérogénéité expliquant l'incrément de la différence dans les valeurs de la capacité portante (Figure 5.9). Concernant les cas restants, la présence de la résistance à la traction préserve la taille du scoop avec l'augmentation d'excentricité.

5.4. Capacité portante sous charge inclinée centrée

5.4.1. Capacité portante horizontale

La capacité portante horizontale pure H_0 des fondations superficielles est basée sur le fait que la rupture se révèle par glissement à l'interface sol-fondation avec une contrainte de cisaillement égale à c_{u0} . Par conséquent, la solution exacte pour ce cas est $H_0 = Bc_{u0}$ indépendamment du degré d'hétérogénéité du sol. La présente étude prédit une capacité portante horizontale égale à la solution exacte. Cette précision est attribuée à l'utilisation de l'élément d'interface.

5.4.2. Enveloppes de rupture

Les enveloppes de rupture non-dimensionnelles dans le plan de chargement (V/Bc_{u0} , H/Bc_{u0}) sont présentées sur la figure 5.12 pour différentes valeurs du facteur k . Avec l'incrément de k , la taille d'enveloppe devient plus grande. Ces enveloppes de rupture ont la même forme d'enveloppe du sol homogène. Pour des valeurs de la composante verticale de charge

$V < 0.5V_0$ pour $k = 1.2$ et 3 et $V < 0.6V_0$ pour $k = 3$ et 6 , la rupture se manifeste par glissement à l'interface cependant, pour toute valeur de $V > 0.5V_0$ pour $k = 1.2$ et 3 et $V > 0.6V_0$ pour $k = 3$ et 6 , le sol se rompt par insuffisance de capacité portante. Cette valeur de la composante verticale qui sépare les deux modes de rupture est une valeur critique qui correspond à un angle d'inclinaison critique. Le tableau 5.4 résume les angles d'inclinaison critiques pour chaque valeur de k étudiée. On peut remarquer une diminution dans la valeur d'angle critique en augmentant le degré d'hétérogénéité.

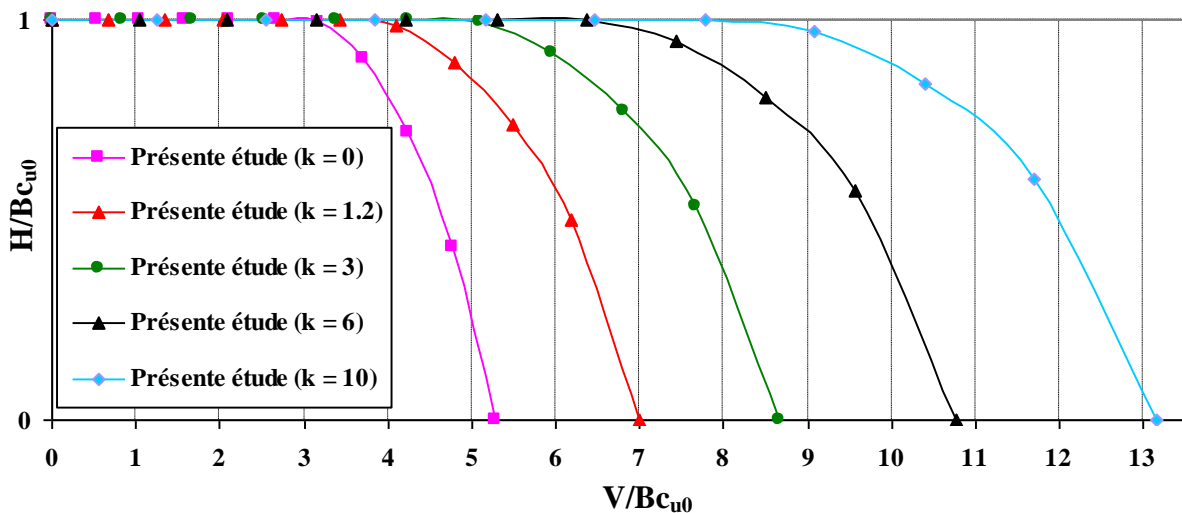


Figure 5.12. Enveloppes de rupture non-dimensionnelles dans le plan de chargement (V, H)

Tableau 5.4. Angle d'inclinaison critique pour différentes valeurs de k .

		$k = \rho B/c_{u0}$			
		1.2	3	6	10
Présente étude	α (°)	16.23	13.25	8.93	7.32
	V/Ac_{u0}	3.44	4.26	6.36	7.78
	V/V_0	0.50	0.50	0.60	0.60

La figure 5.13 montre que les enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement ($V/V_0, H/H_0$) pour les différentes valeurs de k sont très proches et se situent dans une bande très étroite. L'équation proposée par Shen et al. (2016) sous-estime les résultats de la présente étude.

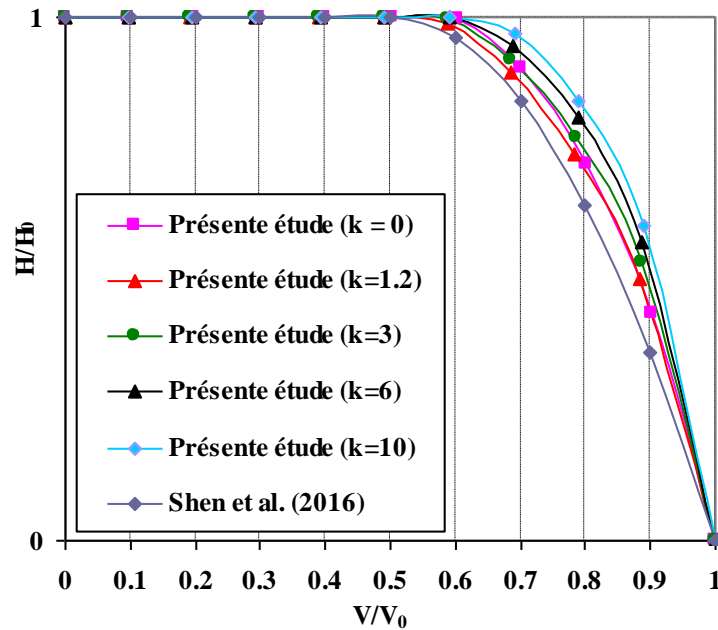


Figure 5.13. Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement (V, H)

5.4.3. Distributions de contrainte tangentielle à l'interface sol-fondation

La distribution de la contrainte tangentielle normalisée à l'interface sol-fondation en fonction du rapport x/B est présentée sur la figure 5.14. La contrainte normalisée du cisaillement est le rapport entre la contrainte de cisaillement τ et la valeur de la cohésion à l'interface c_{u0} . Sous chargement vertical centré, la distribution montre une symétrie entre les valeurs positives et négatives de la contrainte de cisaillement par rapport à l'axe central de la fondation. Avec l'augmentation de la valeur de k , la taille de la zone centrale élastique du mécanisme de rupture diminue et elle est presque nulle pour $k = 10$ (Figure 5.2). En fait, c'est la raison d'augmentation de la contrainte de cisaillement qui atteint sa valeur maximale pour presque toute la largeur de la fondation avec des directions opposées, après la diminution primordiale de la taille de la zone élastique du mécanisme (Figure 5.14.d). Sous des grandes valeurs de la composante verticale de chargement, les contraintes négatives deviennent positives afin de contrebalancer la charge horizontale appliquée. Cependant, sous des composantes verticales plus petites, la contrainte de cisaillement correspond à la valeur de cohésion du sol à l'interface c_{u0} , ce qui reflète la rupture par glissement à l'interface sol-fondation.

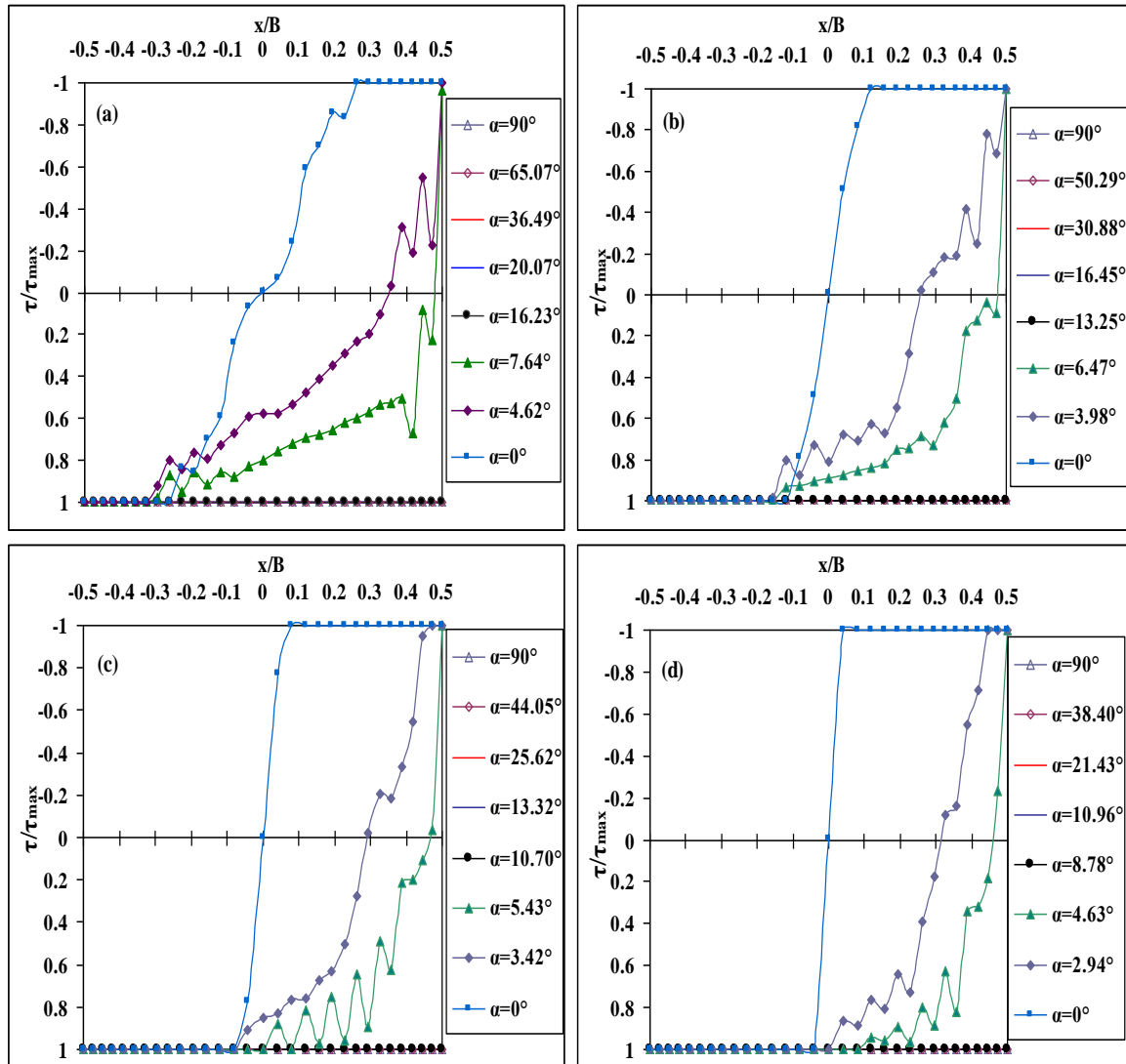


Figure 5.14. Distributions de contrainte de cisailent normalisée sous la fondation; (a) pour $k=1.2$, (b) pour $k=3$, (c) pour $k=6$, (d) pour $k=10$

5.4.4. Mécanismes de rupture du sol

La figure 5.15 montre les contours d'incrément de déformation plastique de cisailent à la rupture qui représentent les mécanismes de rupture correspondant à des valeurs de $k = 6$ et 10 . On peut remarquer que le mécanisme de rupture devient moins profond avec l'augmentation du degré d'hétérogénéité. Sur la partie linéaire d'enveloppe de rupture correspondant au $H/H_0 = 1$, la rupture se manifeste par glissement de la fondation sur la surface libre du sol (Figures 5.11.e et 5.11.e'). Pour des faibles valeurs de H ($H \approx 0$), le mode de rupture est l'insuffisance de la capacité portante qui est révélé par le mécanisme bidirectionnel double-corns, contrairement au mécanisme unidirectionnel du type Brinch Hansen observé pour le sol

homogène. Ce mécanisme, qui a été observé par Bransby & Randolph (1998), est asymétrique dont l'asymétrie est plus prononcée avec l'augmentation d'angle d'inclinaison α (Figures 5.15.b, 5.15.c, 5.15.b' et 5.15.c'). Pour la valeur d'angle d'inclinaison critique, on peut remarquer la formation de deux coins séparés. Ce cas représente le point de transfert du mécanisme de rupture d'un mécanisme de glissement à un mécanisme double coins (Figure 5.15.d et 5.15.d').

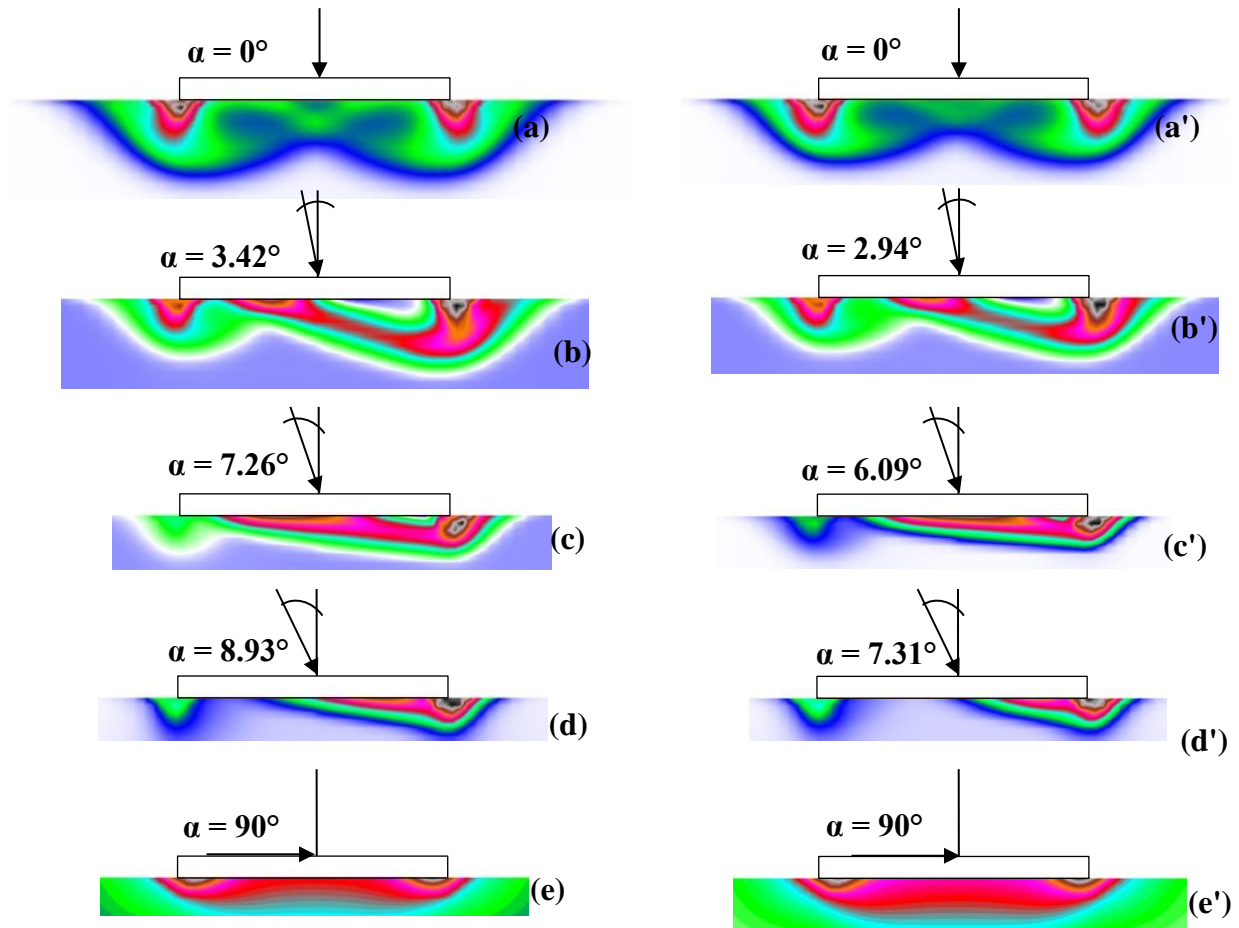


Figure 5.15. Mécanismes de rupture sous différents angles d'inclinaison; (a, b, c, d, e,) pour $k=6$, (a', b', c', d', e') pour $k=10$

5.5. Conclusion

La portance des fondations filantes, reposant sur la surface libre d'une argile dont la cohésion augmente linéairement avec la profondeur sous l'effet des chargements vertical centré, vertical excentré et incliné centré, est étudiée.

La capacité portante verticale est calculée. Une erreur maximale d'environ 3% est enregistrée. La calibration des résultats a permis de proposer une équation pour le calcul du facteur de portance N_c .

La résistance à la traction de l'interface sol-fondation joue sur la stabilité de la fondation sous chargement excentré et elle n'a pas d'influence pour les chargements vertical et incliné. Cette résistance restreint le détachement de la fondation du sol. Des contraintes de traction se révèlent à l'interface sol-fondation ce qui préserve la capacité du moment même sous des faibles valeurs de composante verticale de charge. La capacité maximale du moment est observée sous un chargement de moment pur.

Les résultats montrent que la largeur effective de la fondation est indépendante d'homogénéité du sol, elle ne dépend que de la valeur d'excentricité de charge.

Sous chargement incliné, l'angle d'inclinaison critique diminue avec l'augmentation du degré d'hétérogénéité du sol et la composante de charge correspondante varie entre $0.5V_0$ et $0.6V_0$ pour $k = 1.2$ ou 3 et $k = 6$ ou 10 , respectivement. Si la composante verticale de charge dépasse la valeur critique, le mécanisme de rupture observé est bidirectionnel du type double coins dont chaque coin est du type Prandtl.

Avec l'augmentation du degré d'hétérogénéité, le mécanisme de rupture devient moins profond peu importe le type du chargement appliqué. Les surfaces du glissement sont repoussées vers les couches du sol les plus faibles immédiatement au-dessous de la fondation afin d'éviter le cisaillement à travers les couches les plus résistantes.

Conclusion générale et perspectives

Ce travail de thèse portait sur l'étude de l'influence de la résistance à la traction de l'interface sol – fondation et de l'effet d'hétérogénéité du sol sur la portance des fondations offshore. La performance des méthodes actuelles du dimensionnement, aussi, était mise en question. Des simulations numériques du comportement des fondations filantes, reposant sur la surface libre du sol sous différents types de chargement ; vertical centré, vertical excentré et incliné centré ont été abordées. Cette étude a concerné, à la fois, les argiles homogènes et les argiles ayant une résistance au cisaillement qui augmente linéairement avec la profondeur.

La capacité portante verticale calculée présente une erreur maximale de 3% par rapport à la solution exacte. En se basant sur les résultats, une équation pour le calcul du facteur de capacité portante N_c était proposée.

Pour les argiles homogènes, les résultats montrent que la méthode de la largeur effective se révèle d'être fiable pour l'estimation de la charge de rupture des fondations classiques par contre, elle est inadéquate pour les fondations offshore. D'un autre côté, l'utilisation de l'approche des facteurs d'inclinaison est trouvée convenable pour le calcul de la portance des fondations classiques et offshore. Le facteur d'inclinaison proposé par Brinch Hansen (1961) est recommandé.

La présence de la résistance à la traction de l'interface sol-fondation permet la génération des contraintes de traction ce qui empêche la fondation de se séparer du sol même sous des faibles valeurs de composante verticale de charge. Dans ce cas, la capacité de moment est préservée et la capacité maximale de moment a lieu sous un chargement de

moment pur. Une équation pour le calcul de la capacité sous chargement de moment pur est proposée en addition d'une équation qui suit l'allure d'enveloppe de rupture pour différent degré d'hétérogénéité. Ces équations sont recommandées pour le calcul de la capacité portante des fondations offshore sous chargement excentré. Les enveloppes de rupture résultant de cette étude pour l'interface 'zero tension' sont recommandées pour le calcul de la capacité portante des fondations classiques.

La capacité portante sous chargement horizontal pur est égale à la résistance au cisaillement à l'interface sol-fondation et elle est indépendante du type d'interface sol-fondation et du degré d'hétérogénéité du sol.

La profondeur du mécanisme de rupture diminue avec l'augmentation du degré d'hétérogénéité indépendamment du type du chargement appliqué. Les surfaces du glissement se rapprochent de la surface libre du sol afin de limiter la déformation dans les couches du sol les plus faibles immédiatement au-dessous de la fondation.

La comparaison des résultats du sol homogène avec ceux du sol hétérogène a permis de tirer les conclusions suivantes ;

- Sous chargement excentré, le comportement est très similaire entre les deux types du sol à la présence et en absence de la résistance à la traction de l'interface. La seule différence qu'il faut signaler est le type du mécanisme de rupture sous chargement du moment pur pour l'interface 'zero tension'. Le sol homogène révèle un mécanisme du type scoop cependant, le sol hétérogène présente un mécanisme coin-scoop-coin.
- Concernant le chargement incliné, la différence entre les comportements des deux types du sol réside principalement au type du mécanisme de rupture et à la valeur de la composante verticale critique de la charge. Le mécanisme de rupture est unidirectionnel du type Brinch Hansen pour le sol homogène, par contre, il est bidirectionnel du type double coins pour le sol hétérogène. La composante verticale critique de la charge correspond à la valeur de $0.5V_0$ pour le sol homogène et varie entre $0.5V_0$ et $0.6V_0$ pour $k = 1.2$ ou 3 et $k = 6$ ou 10 , respectivement.

Perspectives

Dans ce rapport, les effets de la combinaison (chargement vertical centré - moment) et celle du (chargement vertical centré - chargement horizontal) sur la stabilité des fondations superficielles sont étudiés. Ces combinaisons représentent des cas particuliers du chargement général appliqué sur la fondation. Afin d'accomplir cette étude, il sera intéressant de considérer la combinaison moment - chargement horizontal et la combinaison générale chargement vertical centré - moment - chargement horizontal et d'étudier leurs effets sur la stabilité des sols étudiés.

Il sera, aussi, intéressant d'étudier la capacité portante des fondations de géométrie rectangulaire et circulaire et d'analyser l'effet de la forme et de la combinaison de charge sur la portance des sols cohérents.

Les méthodes numériques donnent le mécanisme de rupture du sol comme un résultat d'analyse par contre, le mécanisme de rupture fait partie des hypothèses préliminaires pour les méthodes analytiques. Ce qu'on propose, ici, est d'exploiter les mécanismes de rupture obtenus à partir de la modélisation numérique pour développer des solutions analytiques. Cette procédure permettra d'utiliser des mécanismes de rupture plus réalistes et par conséquence, d'éviter un des sources majeures de criticisme pointu aux méthodes analytiques. Elle permet, également, et de minimiser l'erreur de la solution.

Liste des références bibliographiques

- Andersen, K.H., Jostad, H.P. & Dyvik, R., 2008. Penetration Resistance of The offshore Skirted Foundations and Anchors in Dense Sand. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(1), pp.106-116.
- API. American Petroleum Institute, 2011. Geotechnical and foundation design considerations, ANSI/API Recommended Practice 2 GEO First Edition.
- Billaux, D. & Cundall, P., 1993. Simulation des Geomatériaux par la Méthode des Éléments Lagrangiens. *Revue Française de Géotechnique*, (4).
- Bolton, M., 1986. The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, 36(1), pp.65–78.
- Bowles, J.E., 1997. *Foundation Analysis and Design Fifth Edition.*, The McGraw-Hill Companies.
- Bransby, M.F. & Randolph, M.F., 1998. Combined loading of skirted foundations. *Géotechnique*, 48(5), pp.637–655.
- 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), pp.329–346.
- Brinch Hansen, J., 1961. A general formula for bearing capacity. *Bulletin of the Danish Geotechnical Institute*, 11, pp.38–46.
- Brinch Hansen, J., 1970. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. *Bulletin of the Danish Geotechnical Institute*, 28, pp.5–11.
- Brown, J. D. & Meyerhof, G. G., 1969. Experimental study of bearing capacity in layered soils. *Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Mexico, pp. 97–106
- Coombs, W.M., Crouch, R.S. & Heaney, C.E., 2013. Observations on Mohr-Coulomb Plasticity under Plane Strain. *Journal of Engineering Mechanics*, 139, pp.1218–1228.

- Davis, E.H. & Booker, J.R., 1973. The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. *Géotechnique*, 32(4), pp.551–563.
- Dean E.T.R., 2010. *The offshore geotechnical engineering, Principles and practice*, Thomas Telford Limited, London, UK.
- Delenne, J.Y., 2002. *Milieux granulaires à comportement solide . Modélisation , analyse expérimentale de la cohésion, validation et applications*. Université Montpellier II.
- Eide, A., Tuen, K.A. & Baerheim, M., 1996. The Yme jack-up with skirt foundation. The offshore technology conference, Houston, TX (United States).
- FLAC^{3D}, 2006. *Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 dimensions, Version 3.10*. Minneapolis. ITASCA Consulting Group, Inc.
- Gao, F., Li, J., Qi, W., & Hu, C., 2015. On the instability of offshore foundations : theory and mechanism. *Science China*, 58(12).
- Gavin, K., Igoe, D. & Doherty, P., 2011. Piles for offshore wind turbines: a state of the art review. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 164(4), pp.245–256.
- Gourvenec, S. & Barnett, S., 2011. Undrained failure envelope for skirted foundations under general loading. *Géotechnique*, 61(3), pp.263–270.
- 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. *Géotechnique*, 53(6), pp.575–586.
- Gourvenec, S. & Randolph, M., 2003. Failure of shallow foundations under general combined loading. In *Proc. XIII ECSMGE*. pp. 25–28.
- Gourvenec, S., 2007. Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading. *Géotechnique*, 57(8), pp.637–646.
- Griffiths, D. V., 1982. Computation of bearing capacity on layered soils. *Proceedings of the fourth international conference on numerical methods in geomechanics*. pp. 163–170.
- Houlsby, G.T. & Byrne, B.W., 2004. Calculation procedures for installation of suction caissons. Report No. OUEL 2268/04.
- Houlsby, G.T. & Martin, C.M., 2003. Undrained bearing capacity factors for conical footings on clay. *Géotechnique*, 53(5), pp.513–520.
- Houlsby, G.T. & Puzrin, A. M., 1999. The bearing capacity of a strip footing on clay under combined loading. *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 455, pp.893–916.
- ISO. ISO 199051-1, 2012. *Petroleum and natural gas industries – Site specific assessment of mobile offshore units – Part 1: Jack-ups*. Geneva: International Organization for Standardization.
- Jostad, H.P. & Andersen, K.H., 2006. Potential benefits of Using Skirted Foundations for Jackup Platforms. The offshore Technology Conference, Paper OTC 18016.

- Keeverling Buisman, A.S., 1940. Grondmechanica. Waltman, Delft, the Netherlands, 243.
- Khitas, N.E.H., Benmeddour, D., Mellas, M. & Mabrouki, A., 2015. Numerical Analysis of Shallow Foundations on Purely Cohesive Soil under Eccentric Loading. *Courrier du Savoir*, (20), pp.15-20.
- Khitas, N.E.H., Mabrouki, A., Benmeddour, D. & Mellas, M., 2015. Numerical Analysis of Shallow Foundations on Purely Cohesive Soil under Eccentric Loading. 16th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Tunisia.
- Khitas, N.E.H., Mellas, M., Benmeddour, D. & Mabrouki, A., 2016. Bearing capacity of strip footings resting on purely cohesive soil subjected to eccentric and inclined loading. 4th International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Nicosia, North Cyprus.
- Li, X. et al., 2014. Effect of perforations on uplift capacity of skirted foundations on clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(3), pp.322–331.
- 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), pp.768–787.
- Madsen S., Andersen L.V. & Ibsen L.B., 2012. Instability during Installation of Foundations for The offshore Structures. Nordic geotechnical meeting , NGM Copenhagen.
- Mana, D.S.K., Gourvenec, S. & Randolph, M.F., 2013. Experimental investigation of reverse end bearing of offshore shallow foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 50, pp.1022–1033.
- Mandel, J., 1978. Propriétés Mécaniques Des Matériaux.
- McClelland, B., Young, A.G. & Remmes, B.D., 1982. Avoiding jackup rig foundation failures. *Geotechnical Engineering*, 13(2), pp.151-188.
- Meyerhof, G.G., 1951. The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, pp.301–332.
- Meyerhof, G.G., 1953. The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loading. *Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, pp.440–445.
- Meyerhof, G.G., 1963. Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), pp.16–26.
- Michalowski, R.L. & Dawson, E.M., 2002. Three-dimensional analysis of limit loads on Mohr-Coulomb soil. *Foundations of civil and environmental Engineering*, (1).
- Michalowski, R.L. & You, L., 1998. Effective width rule in calculations of bearing capacity of shallow footings. *Computers and Geotechnics*, 23(4), pp.237–253.
- Mohr, O., 1900. Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials. *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*.
- Murff, J.D. & Young, A.G., 2008. Overturning Analysis of Maleo Jackup Mat Foundation on Soft Clay. Paper OTC 19553, The offshore Technology Conference.

- Nakase, A., 1981. Bearing capacity of rectangular footings on clays of strength increasing linearly with depth. *Soils and Foundations*, 21(4), pp.101–108.
- Potts, D.M., 2003. Numerical analysis: a virtual dream or practical reality? *Géotechnique*, 53(6), pp.535–573.
- Prandtl, L., 1920. Über die Härte plastischer Körper. In *Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse*. pp. 74–85.
- Puzakov, V., Drescher, A. & Michalowski, R.L., 2009. Shape factor s_g for shallow footings. *Geomechanics and Engineering*, 1(2), pp.113–120.
- Quoc, V.N., 2008. Numerical Modelling of the Undrained Vertical Bearing Capacity of Shallow Foundations. University of Southern Queensland.
- Randolph, M. & Gourvenec, S., 2011. *Offshore Geotechnical Engineering*, CRC Press.
- Reissner, H., 1924. Zum Erddruckproblem. *Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics*. Delft, pp. 295–311.
- Salençon, J. & Pecker, A., 1995a. Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. part I: purely cohesive soil. *Eur. J. mech., A/Solids*, 14(3), pp.349–375.
- Salençon, J. & Pecker, A., 1995b. Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. part II: purely cohesive soil without tensile strength. *Eur. J. mech., A/Solids*, 14(3), pp.377–396.
- Salgado, R., 2008. *the Engineering of Foundations*.
- Salgado, R., Lyamin, A. V., Sloan, S. W., & Yu, H. S., 2004. Two and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay. *Géotechnique*, 54(5), pp.297–306.
- Shen, Z., Feng, X. & Gourvenec, S., 2016. Undrained capacity of surface foundations with zero-tension interface under planar V-H-M loading. *Computers and Geotechnics*, 73, pp.47–57.
- Sheshpari, M. & Khalilzad, S., 2016. New Frontiers in the Offshore Geotechnics and Foundation Design. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 21, pp.1–59.
- Skempton, A. W., 1951. The Bearing Capacity of Clays. *Building Research Congress*, London, 1, pp. 180–189.
- Taiebat, H.A. & Carter, J.P., 2000. Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading. *Géotechnique*, 50(4), pp.409–418.
- Taiebat, H.A. & Carter, J.P., 2002. Bearing capacity of strip and circular foundations on undrained clay subjected to eccentric loads. *Géotechnique*, 52(1), pp.61–64.
- Taiebat, H.A. & Carter, J.P., 2010. A failure surface for circular footings on cohesive soils. *Géotechnique*, 60(4), pp.265–273.
- Tani, K. & Craig, W., 1995. Bearing capacity of circular foundations on soft clay of strength increasing with depth. *Soils and Foundations*, 35(4), pp.21–35.

- Templeton, J.S., 2008. Time Domain FE Seismic Analysis of MatSupported Jackup Structure on Soft Clay. The offshore Technology Conference, Paper OTC 19645.
- Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics, New York: John Wiley and Sons, INC.
- Turner, E.L., Chevallier, J. & Rapaport, V., 1987. Placement of MatSupported Jackup Rig on Very Weak Soil. The offshore Technology Conference, Paper OTC 5358.
- 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, pp.265–276.
- Van Baars, S., 2014. The inclination and shape factors for the bearing capacity of footings. Soils and Foundations, 54(5), pp.985–992.
- Van Baars, S., 2016. 100 Year Prandtl 's Wedge - Intermediate report.
- Vesic, S.A., 1973. Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, pp.45–73.
- Vesic, S.A., 1975. Bearing capacity of shallow foundations, Van Nostrand Reinhold Company, Inc.
- Vulpe, C., 2015. Design method for the undrained capacity of skirted circular foundations under combined loading: effect of deformable soil plug. Géotechnique, 65(8), pp.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, pp.187–196.
- Wilkins, M.L., 1964. Fundamental methods in hydrodynamics. Methods in Computational physics, 3, pp.211–263.
- Young, A.G., Remmes, B.D. & Meyer, B.J., 1984. Foundation performance of the offshore jackup drilling rigs. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 110(7), pp.841-859.
- Youssef Abdel Massih, D., & Soubra, A., 2007. Numerical simulations for the bearing capacity of strip footings. New Peaks in Geotechnics. pp. 1–10.
- Zhang, Q.Y., 2008. Failure mode of foundation under combined loadings. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, pp.1–10.