

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

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie civil et hydraulique
Réf :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية والري
المرجع:

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de

Doctorat en Sciences

Option : Génie Civil

Contribution à l'étude numérique des fondations des structures offshore

Présenté par :
Nassima Zatar

Soutenu publiquement le 24/06/2025

Devant le jury composé de :

Dr. Mekki Mellas	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. Abdallah Zatar	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. Abdelhak Mabrouki	Professeur	Co-Rapporteur	Université de Biskra
Dr. Mohamed Baheddi	Professeur	Examineur	Université de Batna 2
Dr. Salah Messast	Professeur	Examineur	Université de Skikda
Dr. Rafik Demagh	Professeur	Examineur	Université de Batna 2
Dr. Djamel Benmeddour	Professeur	Invité	Université de Biskra
Dr. Alaoua Bouaicha	Maitre de Recherche "B"	Invité	CRSTRA – Biskra -

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

Remerciements

Tout d'abord, je remercie sincèrement mon directeur de thèse, le **Professeur Abdallah Zatar**, et mon Co-encadreur le Professeur **Abdelhak Mabrouki**, pour leur encadrement, leurs précieux conseils et leur soutien tout au long de ce projet.

Je tiens à remercier aussi le Docteur **Alaoua Bouaicha**, pour son accompagnement, ses conseils et son engagement qui ont apporté une valeur inestimable à mes travaux.

Je tiens également à exprimer ma reconnaissance envers le **Professeur Mekki Mellas**, pour l'honneur qu'il m'a fait de présider le jury.

Je suis également reconnaissante envers les membres du jury pour leurs remarques pertinentes et leur temps consacré à l'évaluation de ce travail. Leurs observations lors de la soutenance ont apporté des perspectives nouvelles à mon travail.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance particulière au **Laboratoire de Recherche en Génie Civil (LRGC)** de l'**Université de Biskra** ainsi qu'à l'**Université de Batna 2** pour le soutien qu'ils m'ont offert.

J'adresse mes sincères remerciements à **mes chers parents**, à **ma famille**, à **mon mari**, à **mes enfants**, à tous mes proches et à tous mes amis pour leur soutien constant et leurs encouragements.

Enfin, je tiens à exprimer ma profonde gratitude au **Docteur Messaoud Baâzouzi** et à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail.

Résumé

Notre recherche porte sur l'évaluation du comportement des fondations superficielles dans des environnements géotechniques complexes, en se focalisant sur deux configurations distinctes : les semelles filantes reposant sur des sols argileux non homogènes sous l'effet de charges excentrées, et les fondations offshore munies de jupes verticales placées sur des pentes inclinées soumises à des actions sismiques. À l'aide d'une modélisation élastoplastique effectuée avec le logiciel OptumG2, notre étude a permis d'identifier les mécanismes de rupture et de mieux comprendre les interactions sol-structure dans des conditions de chargement variées. Pour les semelles filantes, il a été mis en évidence que l'hétérogénéité du sol augmente la capacité portante, tandis que l'effet des charges excentrées tend à la réduire de manière significative, en particulier lorsque l'encastrement est faible. Les mécanismes de rupture observés traduisent une forte dépendance aux propriétés du sol et à la géométrie de la fondation. En parallèle, l'analyse des fondations offshore renforcées par des jupes verticales révèle une amélioration notable de la stabilité, notamment sur des pentes en sol frottant affectées par des charges sismiques. L'influence de l'angle de la pente, de la profondeur relative des jupes et de la position par rapport au bord de pente s'est révélée déterminante dans la variation du facteur de portance. L'ajout de jupes constitue ainsi une stratégie efficace pour atténuer les effets néfastes liés aux pentes raides et aux sollicitations dynamiques. En définitive, notre recherche propose des recommandations pratiques pour le dimensionnement optimal des fondations en milieux contraignants, tout en ouvrant des perspectives vers des études tridimensionnelles prenant en compte les effets de l'eau et des chargements sismiques complexes.

Mots clés : Analyse élastoplastique, Capacité portante, Charges excentrées, Fondations offshore, Jupes verticales, OptumG2, Sols en pente.

Abstract

Our research focuses on assessing the performance of shallow foundations in complex geotechnical environments, with particular attention to two configurations: strip footings embedded in non-homogeneous clay under eccentric loading, and offshore foundations equipped with vertical skirts placed on sloped ground subjected to seismic actions. Through an elastoplastic analysis carried out using the OptumG2 software, this study identifies the failure mechanisms and soil–structure interactions under varying loading conditions. In the case of strip footings, soil heterogeneity was found to enhance the bearing capacity, whereas eccentric loads significantly reduce it, especially for shallow embedment ratios. The observed failure patterns are highly influenced by both the soil profile and the foundation geometry, providing valuable insights for the design of foundations in stratified soils. Furthermore, offshore skirted foundations demonstrated improved stability, particularly when installed on frictional sloped soils under seismic loading. Key parameters such as slope angle, skirt embedment depth, and the normalized distance from the slope crest were shown to have a strong impact on the seismic bearing capacity. The inclusion of vertical skirts effectively compensates for the destabilizing effects of steep slopes and dynamic loads. Overall, our research provides practical recommendations for the design of foundations under complex conditions and opens promising directions for future investigations involving three-dimensional environments and soil–water interaction under seismic excitation.

Keywords: Elastoplastic analysis, Bearing capacity, Eccentric loading, Offshore foundations, Vertical skirts, OptumG2, Sloped soils.

ملخص

تركز دراستنا على تقييم أداء الأساسات السطحية في بيئات جيوتقنية معقدة، مع التركيز على حالتين أساسيتين: الأولى تتعلق بالأساسات الشريطية المغروسة في تربة طينية غير متجانسة وتخضع لأحمال لا مركزية، والثانية أساسات بحرية مجهزة بجدران تنسيقية عمودية ومثبتة على منحدرات معرضة لتحميلات زلزالية. من خلال تحليل لدن-مرن باستخدام برنامج OptumG2 ، تم تحديد آليات الانهيار وتفاعلات التربة مع المنشأة تحت ظروف تحميل متعددة. أظهرت النتائج أن تغيير خواص التربة يساهم في تحسين قدرة التحمل، في حين تؤدي الأحمال اللامركزية إلى انخفاض كبير فيها، لا سيما في حالة الأساسات قليلة الغمر. كما بينت الدراسة أن أنماط الانهيار تتغير وفقاً لعمق التثبيت وخصائص التربة، ما يوفر مؤشرات تصميمية مهمة في التربة الطبقية.

أما بالنسبة للأساسات البحرية المزودة بجدران رأسية، فقد أظهرت الدراسة تحسناً واضحاً في الاستقرار، خاصة عند تثبيتها على منحدرات في تربة رملية معرضة لأحمال ديناميكية. وأكدت النتائج أهمية عدد من العوامل، مثل زاوية الميل، وعمق الجدار، والمسافة النسبية من حافة المنحدر، حيث تبين أن إضافة الجدران الرأسية يساهم في تعزيز قدرة التحمل والتقليل من تأثير المنحدرات الحادة والأحمال الزلزالية. تقدم هذه الدراسة توصيات تصميمية عملية لتهيئة الأساسات في البيئات المعقدة، وتفتح آفاقاً لبحوث مستقبلية تشمل النمذجة ثلاثية الأبعاد وتفاعلات التربة والماء تحت تأثير الأحمال الديناميكية.

الكلمات مفتاحية: التحليل اللدن-المرن، قدرة التحمل، الأحمال اللامركزية، الأساسات البحرية، الجدران الرأسية، OptumG2، المنحدرات.

Table des matières

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements.....	III
Résumé.....	IV
Abstract.....	V
ملخص.....	VI
Table des matières.....	VII
Liste des Figures.....	IIIX
Liste des Tableaux.....	XII
Introduction générale.....	1
Chapitre 1	4
1.1 Introduction.....	4
1.2 Les Fondations des structures offshore.....	5
1.2.1 Les semelles gravitaires pour les plateformes en mer.....	5
1.2.2 Structures autoélévatrices en mer (Jack-up).....	6
1.2.3 Fondations de type monopieu.....	8
1.2.4 Fondations à caisson de succion.....	9
1.2.5 Les fondations perforées.....	11
1.2.6 Structures de fondations à ossature en treillis métallique (Jackets).....	12
1.3 Analyse du comportement des fondations superficielles et des modes de rupture.....	13
1.4 Approches pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles.....	15
1.4.1 Méthode de l'équilibre limite.....	15
1.4.2 Méthode de l'analyse limite.....	16
1.4.3 Méthode des lignes de glissement (ou méthode des caractéristiques).....	17
1.4.4 Les méthodes numériques.....	18
1.4.5 Méthodes empiriques ou semi-empiriques.....	19
1.5 Théories pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles.....	19
1.5.1 Théorie de Prandtl.....	19
1.5.2 Théorie de Terzaghi.....	21
1.5.3 Théorie de Meyerhof.....	22
1.6 Conclusion.....	25
Chapitre 2	26
2.1 Introduction.....	26
2.2 Approche théorique des enveloppes de rupture.....	27
2.3 Effet de la charge excentrée.....	30
2.4 Effet de la charge inclinée-centrée.....	36
2.5 Effet de la charge combinée (inclinée-excentrée).....	40
2.6 Revue des approches d'évaluation sous chargements sismique.....	47
2.7 Conclusion.....	51

Chapitre 3	52
3.1. Introduction	52
3.2. Synthèse des travaux antérieurs et problématique	53
3.3. Présentation de l'outil numérique OptumG2	56
3.4.1. Théorie de plasticité	57
3.4.2. Analyse limite	58
3.4.3. Modèles de comportement	61
3.4. Présentation du problème étudié	63
3.4.1. Analyse limite par éléments finis	65
3.4.2. Détection des enveloppes de rupture	67
3.5. Résultats	67
3.5.1. Comparaison des solutions disponibles	67
3.5.2. Effet de l'encastrement de la semelle	70
3.5.3. Effet de l'interface	72
3.5.4. Surface d'enveloppe de rupture	72
3.5.5. Mécanisme de rupture	75
3.6. Conclusion	76
Chapitre 4	77
4.1. Introduction	77
4.2. Synthèse des travaux antérieurs et problématique	78
4.3. Présentation du cas étudié	80
4.4. Comparaison des résultats avec la littérature	82
4.5. Analyse élastoplastique à partir des courbes charge-déplacement	86
4.6. Portance sismique des semelles filantes en surface de pente	86
4.6.1. Facteurs de portance sismique $N_{\gamma E}$	91
4.6.2. Coefficients correcteur $e_{\gamma E}$	98
4.6.3. Mécanismes de rupture	100
4.7. Portance sismique des fondations offshore avec jupes verticales sur pente	104
4.7.1. Facteurs de portance sismique $N_{\gamma E}$	104
4.7.2. Coefficients correcteur $e_{\gamma E}$	110
4.7.3. Mécanismes de rupture	114
4.8. Conclusion	125
Conclusions générales et perspectives	126
Références bibliographiques	129

Liste des Figures

Figure 1.1 - Illustration d'une plateforme offshore à fondation gravitaire (Puech, 2004).....	5
Figure 1.2 - Représentation d'une plateforme à fondation gravitaire (Ellers, 1982).....	6
Figure 1.3 - Différentes phases de fonctionnement d'une plate-forme autoélevatrice (McClelland et al., 1982).....	7
Figure 1.4 - Plate-forme autoélevatrice équipée de jambes indépendantes (Hambly, 1985).....	7
Figure 1.5 - Configuration standard d'une semelle spudcan (McClelland et al., 1982).....	8
Figure 1.6 - Illustration d'une fondation de type monopieu (Mo et al., 2017).....	9
Figure 1.7 - Fondation à succion : (a) modèle 3D et (b) schéma explicatif (Liingard et al., 2007).....	10
Figure 1.8 - Phases d'installation d'une ancre à succion (Puech, 2004).....	10
Figure 1.9 - Types variés de fondations perforées (Tapper, 2013).....	11
Figure 1.10 - Fondation de type annulaire (Ring footing).....	12
Figure 1.11 - Plate-forme offshore en treillis métallique : (a) modèle Jacket, (b) illustration d'une semelle Mudmat (NgoTran, 1996).....	12
Figure 1.12 - Évolution du tassement en fonction de la charge appliquée sur une fondation superficielle (Frank, 1999).....	13
Figure 1.13 - Différents mécanismes de rupture sous une fondation superficielle : (a) Cisaillement généralisé ; (b) Cisaillement localisé ; (c) Poinçonnement (Xiao, 2015).....	14
Figure 1.14 - Représentation de la théorie de l'équilibre plastique de Prandtl (1920).....	20
Figure 1.15 - Représentation de la théorie de l'équilibre plastique de Terzaghi (1943).....	22
Figure 2.1 - Illustration de l'excentricité positive et négative (Gottardi et Butterfield, 1993).....	29
Figure 2.2 - Enveloppe de rupture dans le plan H-M (Gottardi et Butterfield, 1993).....	29
Figure 2.3 - Fondation chargée excentriquement (Meyerhof, 1953).....	31
Figure 2.4 - Dérivation de la théorie de la capacité portante proposée par Prakash et Saran (1971).....	31
Figure 2.5 - Capacité portante sur un sol cohérent pour différents modèles d'interface sol-fondation (sans surcharge) (Michalowski et You, 1998).....	32
Figure 2.6 - Capacité portante sur un sol cohérents-frottants pour différents modèles d'interface sol-fondation (milieu non pesant et sans surcharge) (Michalowski et You, 1998).....	33
Figure 2.7 - Solutions numériques pour la capacité portante des fondations chargées de manière excentrique selon Michalowski et You (1998).....	33
Figure 2.8 - Courbe enveloppe dans le plan V-M (Krabbenhoft et al., 2012).....	34
Figure 2.9 - Mécanismes de rupture pour $\phi = 30^\circ$ avec $e = 0,0.2, 0.3$ et 0.40 (Krabbenhoft et al., 2012).....	34
Figure 2.10 - Enveloppe de rupture dans le plan V-M face à une charge verticale excentrée : (a) Sable, (b) Argile (Pham et al., 2019).....	35
Figure 2.11 - Modes de rupture de la fondation face à une charge excentrée sur un sable pour $e/B = 0,3$: (a) rugueuses, (b) lisses (Pham et al., 2019).....	35
Figure 2.12 - Modes de rupture de la fondation face à une charge excentrée sur l'argile pour $e/B = 0,3$: (a) rugueuses, (b) lisses (Pham et al., 2019).....	35
Figure 2.13 - Charge inclinée appliquée à une fondation filante rugueuse (Meyerhof, 1953).....	36
Figure 2.14 - Mécanismes de rupture pour une inclinaison ($\alpha = 10^\circ$) et la variation de l'enveloppe de rupture normalisée dans le plan VH pour différentes valeurs de ϕ , $c/\gamma B$ et D/B (Zheng et al., 2019).....	38
Figure 2.15 - Les enveloppes de rupture dans le plan V-H pour $\phi=35^\circ$: (a) $D/B = 0.25$, et (b) $D/B = 3$ (Femmam et al., 2022).....	39

Figure 2.16 - Facteurs d'inclinaison i_y^* pour $\varphi=35^\circ$: (a) $D/B = 0.25$, et (b) $D/B = 3$ (Femam et al., 2022)	39
Figure 2.17 – Mécanismes de rupture, pour $\varphi=30^\circ$ et $D/B=1$ (Femam et al., 2022)	39
Figure 2.18 - Charge inclinée-excentrée sur une fondation (Meyerhof, 1963)	40
Figure 2.19 - Contours des déformations incrémentales maximales de cisaillement plastiques, illustrant le mécanisme de rupture dans les analyses sous charge combinée : (a) combinaison de charge « positive » et (b) combinaison de charge « négative » (Loukidis et al., 2008)	41
Figure 2.20 - Enveloppe de rupture normalisé dans le plan $H-M$ (Loukidis et al., 2008)	42
Figure 2.21 - Modèle de calcul proposé par (Cassidy et al., 2013)	42
Figure 2.22 - 50 enveloppes de rupture choisies parmi les 1000 simulations réalisées pour un $COV= 0.3$ (Cassidy et al., 2013)	43
Figure 2.23 – Enveloppe de rupture dans le plan $H-M$ pour $V=V_{max} = 0,50$, $\varphi=30^\circ$ (Krabbenhoft et al., 2014)	44
Figure 2.24 - Courbe enveloppe de rupture dans l'espace $V-H-M$ pour un sable ($\varphi = 30^\circ$)(Pham et al., 2020)	44
Figure 2.25 - Courbe enveloppe de rupture dans l'espace $V-H-M$ pour l'argile (Pham et al., 2020)	44
Figure 2.26 - Géométrie du problème étudié selon Bouaicha et Mabrouki (2024)	45
Figure 2.27 – Enveloppes de rupture 3D proposées par Bouaicha et Mabrouki (2024).....	46
Figure 2.28 – Facteur de capacité portante N_γ en fonction du facteur d'accélération critique (Sarma et Iossifelis, 1990).	47
Figure 2.29 - Mécanisme de rupture de type « Coulomb » selon Richards et al. (1993)	48
Figure 2.30 - Surfaces de rupture statiques et sismiques proposé par Budhu et Al-Karni (1993)	49
Figure 2.31 - Réseaux de lignes caractéristiques pour le problème $N_{\gamma E}^s$ avec $\varphi = 30^\circ$, $kh= 0-0.5$, $k_v=0$: (a) fondations lisses et (b) fondations rugueuses (Cascone et Casablanca, 2016)	49
Figure 2.32 - Division d'un élément quadrilatéral en cellules de lissage plus petites (SSC) : (a) $SSC = 1$; (b) $SSC = 2$; (c) $SSC = 4$; (d) $SSC = 8$ (Nguyen et Vo-Minh, 2022)	50
Figure 3.1 - Distribution des contraintes normales à la base sous différentes excentricités dans la méthode d'analyse classique (Pham et al., 2020)	54
Figure 3.2 - Surface de rupture.....	57
Figure 3.3 - Corps solide ayant un volume V , délimité par $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions at sur S_σ est fixé en S_u	59
Figure 3.4 - Représentations possibles de la surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales. Dans (a) et (b), l'ordre des contraintes principales est $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$, tandis qu'aucun ordre particulier n'est supposé dans (c)	62
Figure 3.5 - Surface de rupture de Tresca généralisée dans le plan déviatorique et dans l'espace des contraintes principales pour une valeur intermédiaire de sue / suc. Les points indiqués correspondent à la compression triaxiale (TC) et à l'extension triaxiale (TE). Aucun ordre particulier des contraintes principales n'est supposé.....	64
Figure 3.6 - Définition du problème.....	65
Figure 3.7 - Exemple de maillage adaptatif.....	67
Figure 3.8 - Comparaison entre le modèle de l'étude et le modèle proposé dans la littérature.....	68
Figure 3.9 - Comparaison des résultats obtenus avec la solution exacte pour le cas de l'argile non homogène non drainée	69
Figure 3.10 - Comparaison des résultats obtenus avec la solution exacte pour le cas de l'argile homogène non drainée	70
Figure 3.11 - Comparaison des résultats obtenus avec les études précédentes pour le cas de l'argile homogène et non homogène et pour une semelle encastrée ($D/B=0$)	70
Figure 3.12 - Comparaison des résultats obtenus avec les études précédentes pour le cas de l'argile homogène et non homogène et pour une semelle encastrée ($D/B=1$)	71
Figure 3.13 - Effet de e/B , k et D/B sur la capacité portante pour des interfaces lisses et rugueuses	73

Figure 3.14 - Enveloppes de rupture normalisées pour $k = 0, 5, 10, 20$ et 30	74
Figure 3.15 - Mécanismes de rupture pour différents chargements excentrés (e/B).....	75
Figure 4.1 - Géométrie du problème étudié dans les simulations.....	81
Figure 4.2 – Mécanisme de rupture et maillage adaptatif pour : $\varphi = 35^\circ, D/B = 1, H/B = 2, \beta = 25^\circ$, et $kh = 0$	82
Figure 4.3 – Coefficient correcteur sismique pour : $\varphi = 35^\circ, D/B = 0, \beta = 0^\circ$	85
Figure 4.4 – Courbe charge-déplacement, effet de l'angle de la pente β avec $L/B = 0$ et $\varphi = 30^\circ$	87
Figure 4.5 – Courbe charge-déplacement, effet de la distance L/B avec $\beta = 20^\circ$ et $\varphi = 30^\circ$	88
Figure 4.6 – Courbe charge-déplacement, effet de la distance D/B avec $L/B = 0, \beta = 20^\circ$ et $\varphi = 30^\circ$	89
Figure 4.7 – Courbe charge-déplacement, effet de β avec $D/B = 1, L/B = 0$ et $\varphi = 30^\circ$	90
Figure 4.8 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de φ et kh : (a) $\beta = 15^\circ, L/B = 0$, (b) $\beta = 15^\circ, L/B = 2.5$, (c) $\beta = 30^\circ, L/B = 0$, (d) $\beta = 30^\circ, L/B = 2.5$	92
Figure 4.9 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de kh et L/B : (a) $\varphi = 35^\circ$ et $\beta = 15^\circ$, (b) $\varphi = 35^\circ$ et $\beta = 20^\circ$, (c) $\varphi = 35^\circ$ et $\beta = 25^\circ$, (d) $\varphi = 35^\circ$ et $\beta = 30^\circ$	94
Figure 4.10 – Variation de coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ en fonction de L/B et β : (a) $\varphi = 35^\circ$ et $kh = 0.2$, (b) $\varphi = 35^\circ$ et $kh = 0.4$, (c) $\varphi = 35^\circ$ et $kh = 0.2$, (d) $\varphi = 35^\circ$ et $kh = 0.4$	99
Figure 4.11 – Variation de coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ en fonction de kh et φ : (a) $\beta = 30^\circ, L/B = 0$, (b) $\beta = 30^\circ, L/B = 1$	99
Figure 4.12 – Effet de kh sur le mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ, \beta = 15^\circ$, et $L/B = 1$: (a) $kh = 0$, (b) $kh = 0.1$, (c) $kh = 0.2$, (d) $kh = 0.3$	101
Figure 4.13 – Effet de β sur le mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ, kh = 0.1$, et $L/B = 1$: (a) $\beta = 15^\circ$, (b) $\beta = 20^\circ$, (c) $\beta = 25^\circ$, (d) $\beta = 30^\circ$	102
Figure 4.14 – Effet de L/B sur le mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ, kh = 0.1$, et $\beta = 25^\circ$: (a) $L/B = 0$, (b) $L/B = 0.5$, (c) $L/B = 1$, (d) $L/B = 2.5$	103
Figure 4.15 – Mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ, kh = 0$, et $\beta = 25^\circ$, et $L/B = 5$	104
Figure 4.16 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de φ et k_h pour $L/B = 0$ et $\beta = 25^\circ$: (a) $D/B = 0$, (b) $D/B = 0.50$, (c) $D/B = 0.75$, (d) $D/B = 1$	105
Figure 4.17 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de φ et k_h pour $L/B = 0$ et $D/B = 1$: (a) $\beta = 15^\circ$, (b) $\beta = 20^\circ$, (c) $\beta = 25^\circ$, (d) $\beta = 30^\circ$	107
Figure 4.18 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de φ et k_h pour $\beta = 15^\circ$ et $D/B = 0.75$: (a) $L/B = 0$, (b) $L/B = 0.5$, (c) $L/B = 1$, (d) $L/B = 5$	108
Figure 4.19 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de k_h et D/B pour $\beta = 20^\circ$ et $\varphi = 40^\circ$: (a) $D/B = 0.25$, (b) $D/B = 0.5$, (c) $D/B = 0.75$, (d) $D/B = 1$	110
Figure 4.20 – Variation de coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ en fonction de D/B et β pour $\varphi = 40^\circ$ et $k_h = 0.2$: (a) $L/B = 0$, (b) $L/B = 0.25$, (c) $L/B = 0.5$, (d) $L/B = 1$, (e) $L/B = 2.5$, (f) $L/B = 5$	112
Figure 4.21 – Variation de coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ en fonction de L/B et β pour $\varphi = 40^\circ$: (a) $k_h = 0.2$ et $D/B = 0.5$, (b) $k_h = 0.4$ et $D/B = 0.5$, (c) $k_h = 0.2$ et $D/B = 1$, (d) $k_h = 0.4$ et $D/B = 1$	113
Figure 4.22 – Effet de D/B sur le mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ, \beta = 25^\circ, k_h = 0.2$, et $L/B = 1$: (a) $D/B = 0.25$, (b) $D/B = 0.50$, (c) $D/B = 1$, (d) $D/B = 2$	115
Figure 4.23 – Effet de L/B sur le mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ, \beta = 25^\circ, k_h = 0.2$, et $D/B = 0.75$: (a) $L/B = 0$, (b) $L/B = 1$, (c) $L/B = 2.5$, (d) $L/B = 5$	117
Figure 4.24 – Effet de φ sur le mécanisme de rupture pour $L/B = 0.5, \beta = 25^\circ, k_h = 0.15$, et $D/B = 0.5$: (a) $\varphi = 30^\circ$, (b) $\varphi = 35^\circ$, (c) $\varphi = 40^\circ$, (d) $\varphi = 45^\circ$	119
Figure 4.25 – Effet de k_h sur le mécanisme de rupture pour $L/B = 1, \beta = 25^\circ, \varphi = 35^\circ$, et $D/B = 1$: (a) $k_h = 0$, (b) $k_h = 0.1$, (c) $k_h = 0.25$, (d) $k_h = 0.50$	121
Figure 4.26 – Effet de β sur le mécanisme de rupture pour $L/B = 0.5, k_h = 0.2, \varphi = 35^\circ$, et $D/B = 0.75$: (a) $\beta = 15^\circ$, (b) $\beta = 20^\circ$, (c) $\beta = 25^\circ$, (d) $\beta = 30^\circ$	123

Liste des Tableaux

<i>Tableau 1.1 - Récapitulatif des facteurs de portance N_γ, N_c, et N_q.....</i>	<i>23</i>
<i>Tableau 1.2 - Récapitulatif des facteurs de forme.....</i>	<i>23</i>
<i>Tableau 1.3 - Récapitulatif des facteurs de profondeur.....</i>	<i>24</i>
<i>Tableau 2.1 - Limites des enveloppes de rupture proposées par divers chercheurs.....</i>	<i>29</i>
<i>Tableau 2.2 - Les valeurs de a et k.....</i>	<i>32</i>
<i>Tableau 4.1 - Facteur de portance statique sur un sol à surface horizontale avec : $\beta = 0^\circ$, $D/B = 0$, et $kh=0$.....</i>	<i>83</i>
<i>Tableau 4.2 - Comparaison des valeurs des facteurs de portance N_γ pour $\beta = 26,6^\circ$, $D/B = 0$, et $kh=0$.....</i>	<i>84</i>
<i>Tableau 4.3 - Facteur de portance sismique $N_\gamma E$.....</i>	<i>90</i>

Introduction générale

Les fondations superficielles occupent une place centrale dans le domaine du génie civil et géotechnique en raison de leur rôle fondamental dans le transfert des charges des structures vers le sol, assurant ainsi leur stabilité et leur durabilité. Dans les environnements marins, les défis liés à la conception des fondations sont exacerbés par des conditions environnementales souvent hostiles et complexes. Les infrastructures offshore, telles que les plateformes pétrolières, les éoliennes en mer, les quais et les structures côtières, doivent non seulement supporter des charges importantes, mais aussi résister à des contraintes dynamiques et statiques liées à la pression des vagues, aux courants marins, aux variations de pression dues à la profondeur de l'eau, ainsi qu'aux phénomènes sismiques dans certaines régions. Ces conditions extrêmes soulèvent des problématiques spécifiques, telles que la perte de stabilité, les déplacements excessifs, ou encore la rupture des sols sous-jacents, nécessitant ainsi des solutions de conception innovantes et adaptées.

Par ailleurs, les interactions complexes entre la fondation et le sol marin constituent un autre défi majeur. Ces sols, souvent caractérisés par une hétérogénéité marquée, une faible résistance ou une susceptibilité à la liquéfaction, compliquent davantage l'évaluation de la capacité portante des fondations et des mécanismes de rupture. Comprendre ces interactions est essentiel pour concevoir des ouvrages fiables dans des environnements aussi contraignants. En ce sens, les fondations équipées de dispositifs tels que les jupes verticales offrent une solution prometteuse en renforçant le sol environnant et en augmentant la capacité portante globale. Ces structures agissent comme des renforcements intégrés, réduisant les déplacements et améliorant la résistance du sol face aux charges appliquées.

Les recherches dans ce domaine se sont considérablement développées ces dernières années, grâce à l'émergence de méthodes numériques avancées, telles que l'analyse élastoplastique et les approches basées sur la méthode des éléments finis (MEF). Ces outils permettent de modéliser avec précision les mécanismes complexes de rupture, d'interaction sol-structure et d'adaptation des fondations à des conditions variées, incluant des sollicitations statiques, dynamiques et sismiques. De plus, ces approches numériques facilitent l'étude de l'impact de paramètres géométriques et mécaniques

critiques, tels que la profondeur des fondations, la pente du sol, la distance au bord de la pente, ou encore les coefficients sismiques, sur la capacité portante des fondations.

Dans ce contexte, cette thèse vise à apporter une contribution significative à l'étude des fondations superficielles offshore, avec un accent particulier sur leur comportement sous chargements combinés, incluant les effets de l'excentricité, de l'inclinaison et des sollicitations sismiques. En adoptant une approche numérique rigoureuse basée sur le logiciel *OptumG2*, l'objectif principal est d'optimiser la conception des fondations dans des conditions complexes et variées, notamment dans des terrains en pente ou des sols non homogènes. Les travaux présentés dans cette thèse s'inscrivent ainsi dans une démarche visant à fournir des recommandations pratiques et fiables pour améliorer la stabilité et la durabilité des fondations dans des contextes marins et côtiers, tout en répondant aux exigences croissantes en matière de sécurité et de performance.

Le **Chapitre 1** propose une synthèse bibliographique exhaustive sur les fondations superficielles offshore, permettant d'appréhender les différentes typologies et méthodes d'analyse. Les fondations gravitaires, les monopieux, les caissons à succion et les fondations jupées y sont examinés en détail, chacun présentant des avantages spécifiques selon les caractéristiques du site et les charges imposées. Par ailleurs, les modes de rupture du sol marin sont étudiés, en tenant compte des approches théoriques et empiriques pour évaluer la capacité portante. Cette revue met en avant les limites des méthodes traditionnelles d'analyse et l'intérêt croissant pour les outils numériques, tels que la méthode des éléments finis, pour traiter les scénarios complexes dans des sols sous-marins.

Dans le **Chapitre 2**, l'attention est portée sur le comportement des fondations superficielles sous des conditions de chargement combiné. Les charges inclinées, excentrées et sismiques, courantes dans les infrastructures civiles et marines, influencent profondément les mécanismes de rupture et la capacité portante des fondations. Une analyse détaillée des enveloppes de rupture est réalisée, mettant en lumière l'importance de ces outils pour évaluer les interactions entre le sol et la structure. De plus, les effets spécifiques de chaque type de chargement sont discutés, tout en intégrant les méthodes d'évaluation sous sollicitation dynamique. Ce chapitre contribue à une meilleure compréhension des paramètres clés influençant la stabilité des fondations dans des environnements complexes.

Le **Chapitre 3** explore les performances des semelles filantes dans des sols argileux non homogènes sous conditions de chargement excentré. En utilisant la modélisation numérique à travers le logiciel *OptumG2*, l'étude se focalise sur des paramètres critiques tels que l'hétérogénéité du sol, la profondeur d'encastrement, et l'excentricité de la charge. Les résultats obtenus permettent d'identifier les mécanismes de rupture et d'établir des recommandations pour une conception optimisée dans des sols stratifiés ou peu homogènes. L'étude des enveloppes de rupture, en particulier, offre des

indications précieuses pour garantir la stabilité des fondations dans des scénarios de chargement complexes.

Enfin, le **Chapitre 4** s'intéresse aux fondations offshore équipées de jupes verticales reposant sur des pentes, une solution innovante pour améliorer la capacité portante dans des environnements sismiques et inclinés. À travers une série d'analyses paramétriques, l'impact des caractéristiques géométriques et mécaniques, telles que l'angle de la pente, la profondeur des jupes, et le coefficient sismique horizontal, est évalué. Les résultats montrent que les jupes verticales agissent comme un renforcement efficace du sol environnant, réduisant les déplacements et augmentant la stabilité globale de la structure. Ce chapitre s'appuie sur une approche élastoplastique avancée pour modéliser avec précision les interactions sol-structure sous conditions dynamiques.

Cette thèse vise à fournir des solutions pratiques et théoriques aux défis posés par la conception et l'optimisation des fondations superficielles, tant dans des contextes terrestres qu'offshore. En combinant des analyses numériques détaillées et des études paramétriques, les travaux menés offrent des perspectives novatrices pour améliorer la compréhension des mécanismes de rupture, réduire les risques d'instabilité et proposer des recommandations adaptées aux environnements géotechniques les plus exigeants. Ces contributions constituent une avancée significative dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, en mettant à disposition des outils robustes et fiables pour une conception sécurisée et performante des fondations.

Chapitre 1

Synthèse bibliographique sur les fondations superficielles offshore

1.1 Introduction

Les fondations superficielles offshore sont des éléments essentiels dans la conception des infrastructures marines telles que les plateformes pétrolières, les éoliennes en mer et d'autres structures côtières. Ces fondations doivent supporter des charges importantes tout en s'adaptant à des conditions environnementales extrêmement variables, incluant la profondeur de l'eau, les courants, la pression des vagues, et la qualité des sols sous-marins. Leur performance dépend d'une interaction complexe entre le sol marin et la structure elle-même, ce qui nécessite une compréhension approfondie des mécanismes de rupture du sol et des méthodes d'évaluation de la capacité portante.

Dans ce chapitre, une synthèse bibliographique sur le comportement des fondations superficielles offshore a été réalisée. Les fondations gravitaires, les structures autoélevatrices (Jack-up), les monopieux, les caissons à succion et les fondations perforées ont été passés en revue, chacune étant adaptée à des conditions spécifiques de profondeur et de nature du sol. Les structures en treillis métallique (Jackets) ont également été abordées, soulignant leur usage dans des environnements marins intermédiaires. Par la suite, une analyse du comportement des fondations sous différentes conditions de charge a été développée, en mettant en lumière les modes de rupture du sol : cisaillement généralisé, cisaillement localisé et poinçonnement.

Enfin, ce chapitre explore différentes méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations, incluant les méthodes d'équilibre limite, d'analyse limite, ainsi que les méthodes numériques comme la méthode des éléments finis (MEF) et des différences finies (MDF). Les méthodes empiriques et semi-empiriques, telles que les essais de pénétration au cône (CPT) et l'essai de plaque de chargement, ont également été étudiées, offrant des alternatives basées sur les données expérimentales pour affiner les calculs théoriques. Ce panorama permet de mieux cerner les outils disponibles pour évaluer la capacité portante dans des conditions variées et souvent complexes.

1.2 Les Fondations des structures offshore

1.2.1 Les semelles gravitaires pour les plateformes en mer

Les fondations à base gravitaire, souvent utilisées pour les structures offshore (voir Figures 1.1 et 1.2), se caractérisent par une large base constituée de béton ou d'acier, reposant directement sur le fond marin. Ce type de fondation est conçu pour résister à des charges importantes, tant verticales qu'horizontales, imposées par les conditions environnementales, telles que les courants marins, les vagues et les tempêtes. Grâce à leur masse importante, ces fondations assurent la stabilité de la structure, même dans des environnements maritimes soumis à des conditions extrêmes.

Les semelles gravitaires sont particulièrement adaptées aux zones de faible profondeur, généralement comprises entre 0 et 30 mètres d'eau. Dans certains cas, les fondations peuvent atteindre un diamètre de 100 à 150 mètres, en fonction des besoins spécifiques du projet (Puech, 2004).

Dans les environnements marins où les sédiments superficiels sont plus mous, l'ajout de jupes devient une solution technique couramment utilisée. Les jupes, qui prolongent la fondation dans le sous-sol marin, permettent d'augmenter la capacité portante et d'améliorer la résistance aux charges combinées, à savoir un chargement vertical (V), horizontal (H) et un moment de renversement (M). Cette configuration renforce non seulement la stabilité de la structure, mais aide également à limiter les déplacements ou les inclinaisons causés par les sollicitations environnementales complexes.



Figure 1.1 - Illustration d'une plateforme offshore à fondation gravitaire (Puech, 2004).

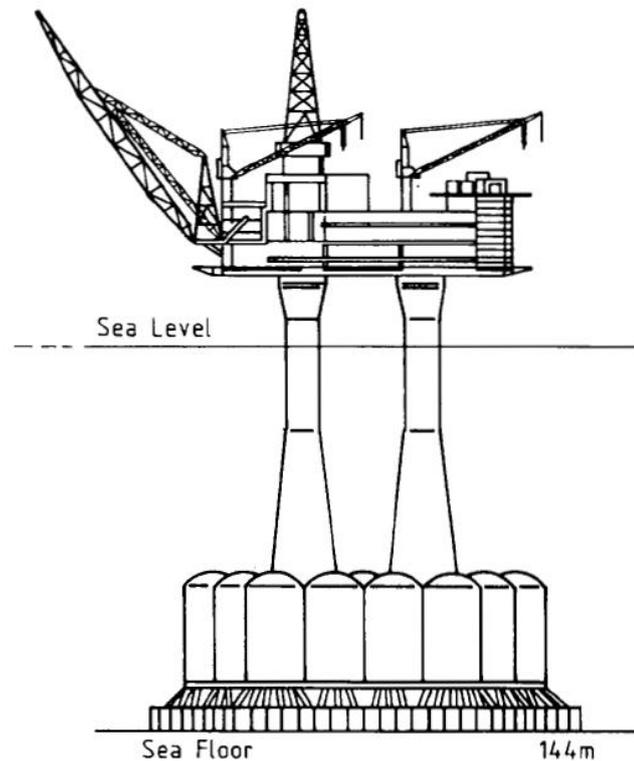


Figure 1.2 - Représentation d'une plateforme à fondation gravitaire (Ellers, 1982)

1.2.2 Structures autoélevatrices en mer (Jack-up)

Les plates-formes autoélevatrices, communément appelées "Jack-up", sont largement utilisées dans le secteur offshore pour le forage de puits de pétrole et de gaz. Elles sont conçues pour opérer dans des profondeurs d'eau pouvant atteindre environ 100 mètres. Une plate-forme autoélevatrice est un dispositif mobile capable de se déplacer par remorquage ou propulsion propre. Elle repose sur plusieurs jambes télescopiques, appelées "legs", qui peuvent être ajustées en hauteur selon les besoins opérationnels (voir Figure 1.3).

Lors de l'installation, la plate-forme est d'abord remorquée jusqu'au site de forage avec les jambes levées au-dessus de l'eau (Figure 1.3a). Une fois positionnée, les jambes sont progressivement abaissées jusqu'à toucher le fond marin. À ce stade, elles pénètrent dans le sol pour créer une fondation stable. Afin d'améliorer la stabilité de la plate-forme, un processus de préchargement est ensuite réalisé : de l'eau est pompée dans les ballasts de la carène (ou coque), ce qui exerce une pression supplémentaire sur les semelles et permet aux jambes de s'enfoncer plus profondément dans le fond marin (Figure 1.3b). Après ce processus, les réservoirs de ballast sont vidés, et la carène est ensuite surélevée au-dessus du niveau de la mer pour commencer les opérations de forage, comme illustré sur la Figure 1.3c.

La plupart des plates-formes autoélevatrices modernes sont équipées de jambes indépendantes, comme le montre la Figure 1.4. Ces jambes sont associées à des fondations spécifiques appelées

"spudcans", représentées à la Figure 1.5. Les spudcans ont généralement une base circulaire et un profil conique, ce qui facilite leur ancrage initial dans le sol marin et améliore la stabilité latérale de la plate-forme. Cette configuration permet de mieux résister aux conditions de chargement complexes rencontrées en mer, garantissant ainsi la sécurité et l'efficacité des opérations de forage.

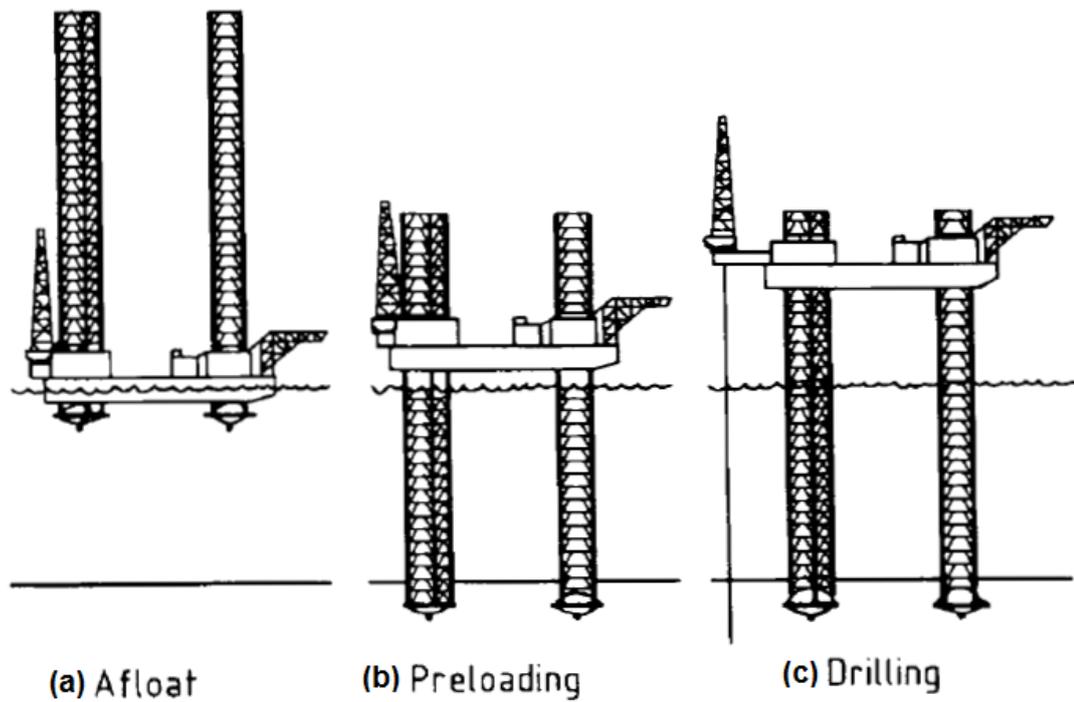


Figure 1.3 - Différentes phases de fonctionnement d'une plate-forme autoélevatrice (McClelland et al., 1982).

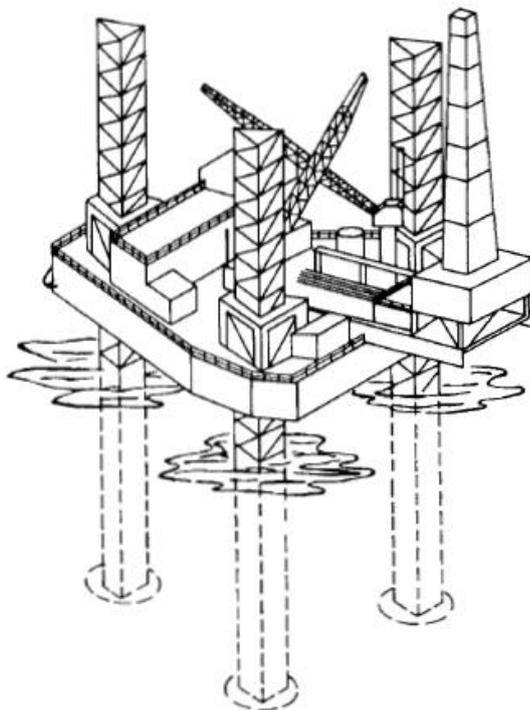


Figure 1.4 - Plate-forme autoélevatrice équipée de jambes indépendantes (Hambly, 1985).

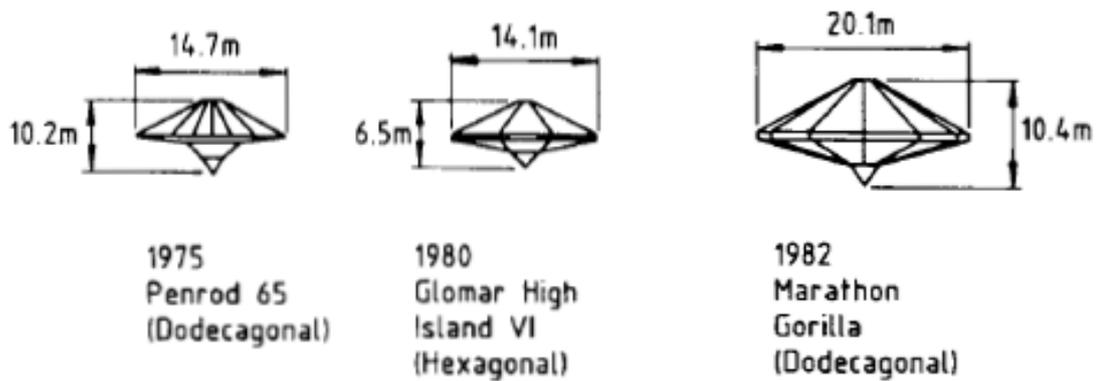


Figure 1.5 - Configuration standard d'une semelle spudcan (McClelland et al., 1982)

1.2.3 Fondations de type monopieu

Les fondations monopieu (illustrées à la Figure 1.6) connaissent une popularité croissante, notamment dans le développement des parcs éoliens offshore en Europe. Ce type de fondation est particulièrement apprécié en raison de plusieurs avantages spécifiques qui en font une solution efficace et économique dans certains environnements.

Les fondations monopieu sont privilégiées dans les contextes suivants :

- ✓ Elles sont adaptées aux eaux peu profondes, généralement lorsque la profondeur marine est inférieure à 30 mètres.
- ✓ (ii) Elles conviennent particulièrement aux sites où le sol est constitué de sable ou de gravier, ces matériaux facilitent l'installation des pieux sans nécessiter de travaux d'enfoncement excessifs.

Cette technologie de fondation offre des avantages économiques notables dans les conditions décrites ci-dessus. En plus d'être une solution moins coûteuse en termes d'installation, les fondations monopieu permettent également de réduire les coûts de maintenance, notamment en ce qui concerne l'entretien des matériaux utilisés.

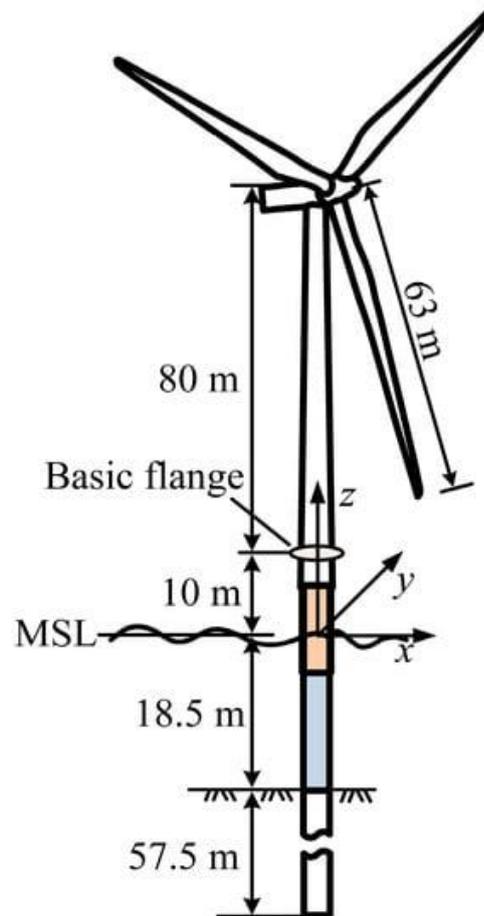


Figure 1.6 - Illustration d'une fondation de type monopieu (Mo et al., 2017).

1.2.4 Fondations à caisson de succion

Les fondations de type caisson à succion sont reconnues pour leur impact écologique réduit, notamment parce qu'elles ne nécessitent pas d'équipement lourd pour l'installation. Leur structure se présente sous la forme d'un seau renversé, comme illustré dans la Figure 1.7. Ce type de fondation présente plusieurs avantages environnementaux : son installation ne génère pas de vibrations importantes, ni de bruit de niveaux élevés ou de sédiments en suspension. Cela est en fait une solution particulièrement intéressante pour les environnements marins sensibles.

En plus de ses atouts écologiques, le caisson à succion est une technologie économique. Il peut être installé rapidement grâce à une procédure relativement simple, réduisant ainsi les coûts d'installation. L'utilisation de ce type de fondation permet de réduire jusqu'à 50 % le poids de l'acier nécessaire par rapport à un monopieu. Pour ces raisons, les fondations à caisson représentent une option attrayante pour les projets de parcs éoliens offshore, tant en termes de construction que d'installation.

Le processus d'installation d'une ancre à succion suit plusieurs étapes, comme le montre la Figure 1.8. Tout d'abord, le caisson est descendu jusqu'au fond marin, où il commence à s'enfoncer sous l'effet de son propre poids. Ensuite, une aspiration est appliquée à l'intérieur du caisson pour enfoncer

davantage la fondation dans le sol. Une fois cette étape terminée, la chaîne d'ancrage est déployée pour assurer la fixation de la structure. Il est important de maintenir une sécurité suffisante afin d'éviter un phénomène appelé "capacité inverse", qui pourrait entraîner l'aspiration du sol dans le caisson. Un coefficient de sécurité d'environ 1,5 est généralement recommandé pour prévenir ce type de problème (voir Figure 1.8d).

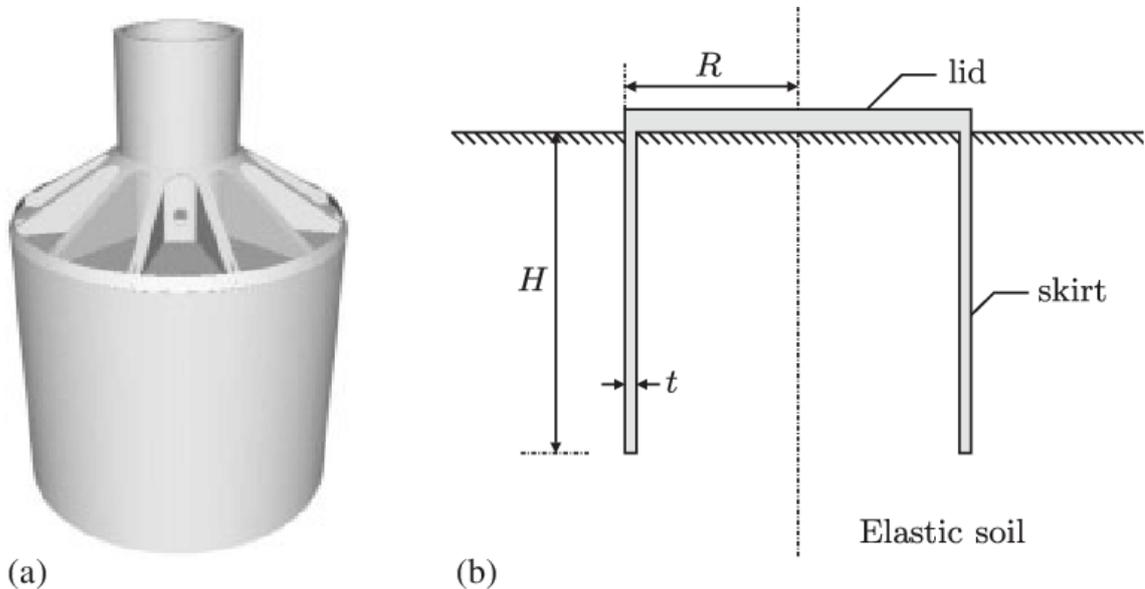


Figure 1.7 - Fondation à succion : (a) modèle 3D et (b) schéma explicatif (Liingard et al., 2007)

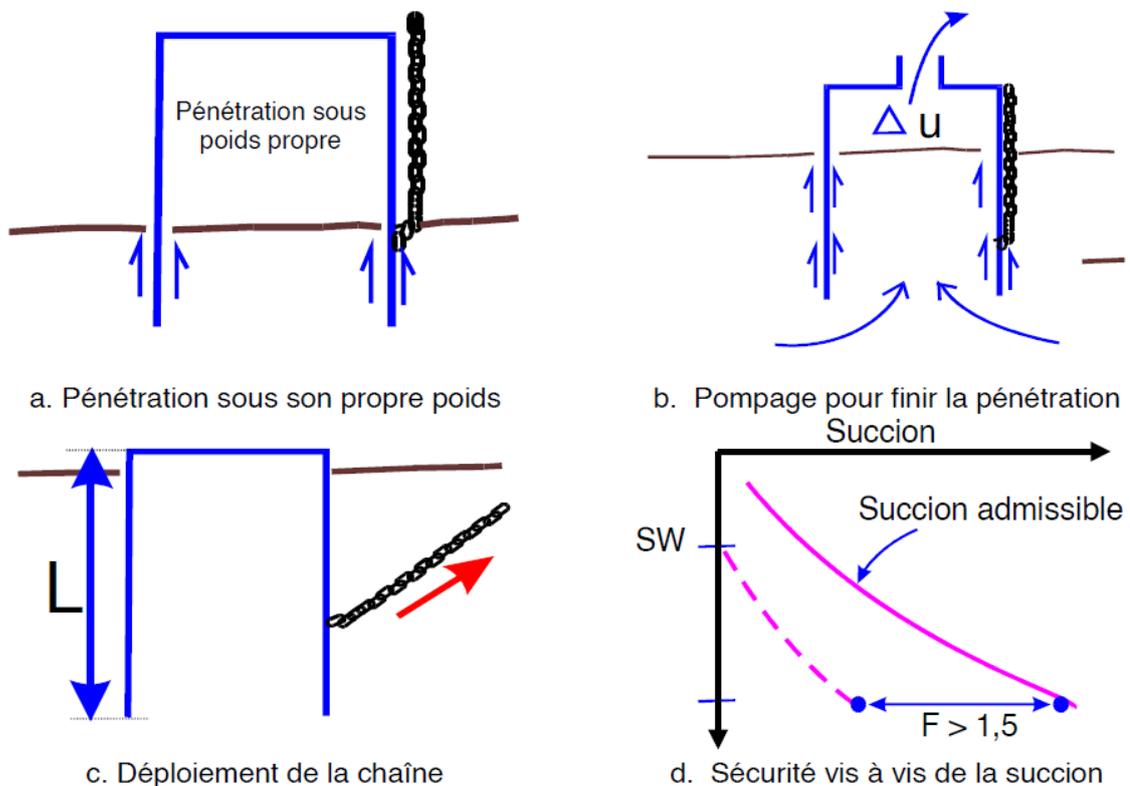


Figure 1.8 - Phases d'installation d'une ancre à succion (Puech, 2004)

1.2.5 Les fondations perforées

Les fondations perforées (voir Figure 1.9), caractérisées par la présence d'espaces vides, connaissent une utilisation croissante dans les environnements offshore. Ces fondations sont particulièrement employées pour soutenir les infrastructures sous-marines, mais elles se révèlent également très pratiques pour des structures plus imposantes, telles que les éoliennes offshore et les plateformes d'exploitation pétrolière et gazière. Une configuration courante de ces fondations inclut une perforation centrale, donnant lieu à une structure de type annulaire, comme illustré dans la Figure 1.10.

Le choix des fondations perforées repose sur les avantages qu'elles présentent par rapport aux autres types de fondations. Parmi ces avantages, on note une réduction des besoins en matériaux, ce qui diminue les coûts de construction, ainsi qu'une facilité de manipulation lors des opérations en mer. Leur poids plus léger, ainsi que les forces hydrodynamiques réduites lors du déploiement, contribuent également à leur popularité dans le domaine offshore. De plus, les perforations peuvent aider à limiter la résistance au soulèvement, ce qui améliore la durabilité et facilite la récupération des fondations pour un éventuel réemploi ou pour le recyclage des matériaux.

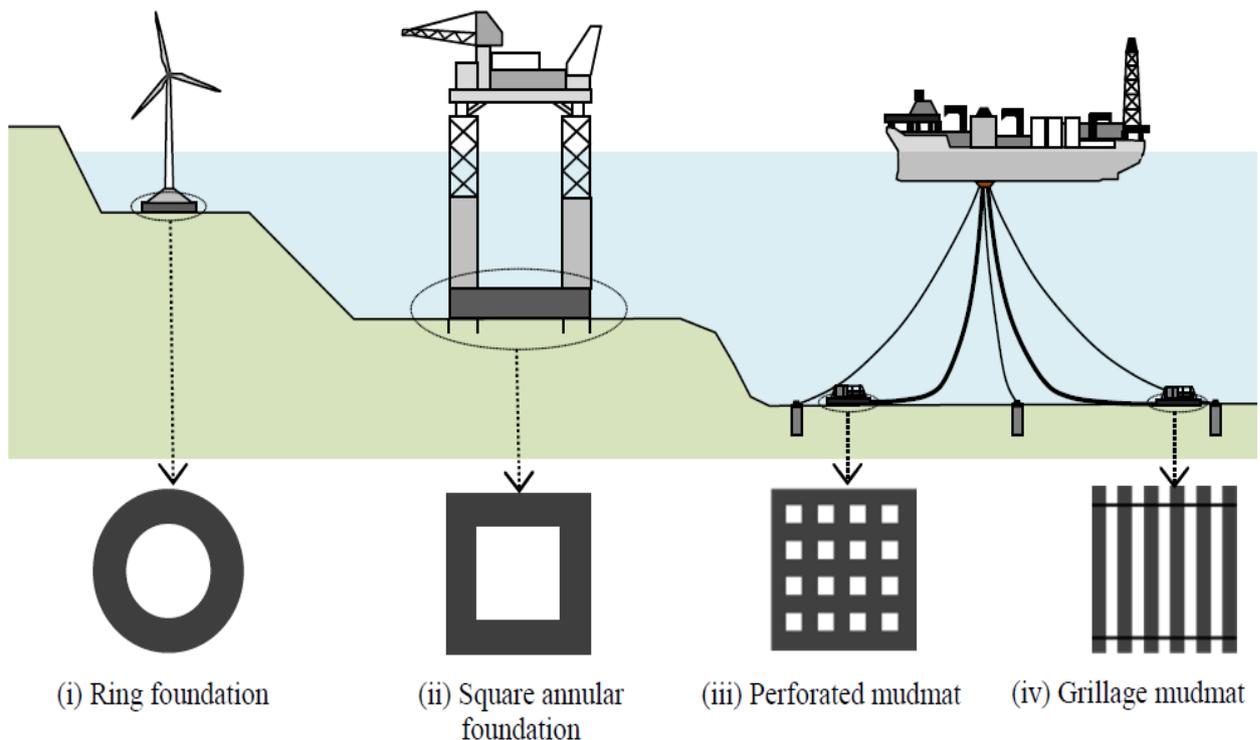


Figure 1.9 - Types variés de fondations perforées (Tapper, 2013)

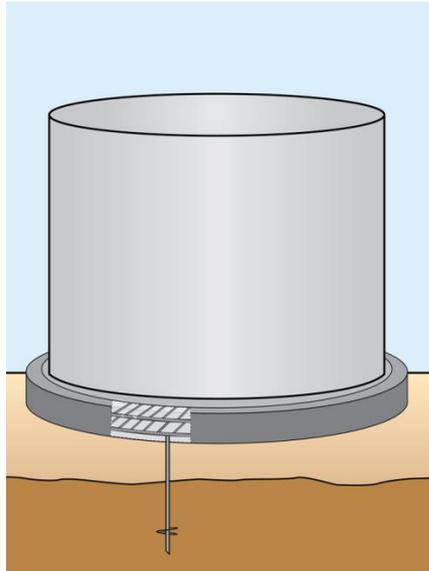


Figure 1.10 - Fondation de type annulaire (Ring footing).

1.2.6 Structures de fondations à ossature en treillis métallique (Jackets)

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

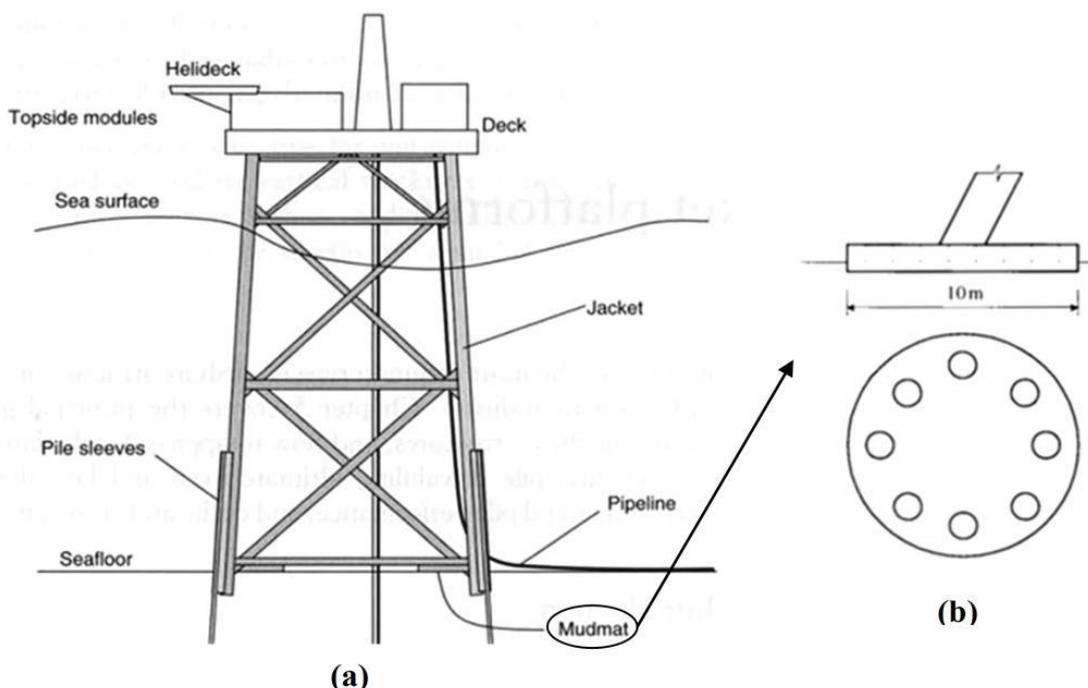


Figure 1.11 - Plate-forme offshore en treillis métallique : (a) modèle Jacket, (b) illustration d'une semelle Mudmat (NgoTran, 1996)

1.3 Analyse du comportement des fondations superficielles et des modes de rupture

Pour comprendre le comportement d'une fondation superficielle, prenons l'exemple d'une semelle filante de largeur B , située à une profondeur D , et soumise à une charge verticale centrée. Lorsque la charge Q est appliquée progressivement, la relation entre le tassement s et cette charge, représentée dans la Figure 1.12, commence par une phase linéaire. Dans cette phase, le tassement augmente proportionnellement à la charge, indiquant un comportement élastique du sol. Ce comportement persiste jusqu'à une charge critique Q_d , au-delà de laquelle des déformations plastiques commencent à apparaître sous la fondation.

À partir de ce point Q_d , la courbe devient non linéaire, signe que le sol entre dans une phase de plasticité avec des zones plastifiées qui s'étendent progressivement. Finalement, lorsque la charge atteint la valeur ultime Q_u , le sol atteint sa capacité portante maximale. À ce stade, un tassement significatif se produit, indiquant une rupture imminente du sol sous la fondation. La charge ultime Q_u représente ainsi la limite maximale de support du sol avant rupture (Frank, 1999).

Le mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle est un processus complexe qui dépend d'une multitude de facteurs, tels que le type de sol, la charge exercée, la forme géométrique de la fondation, ainsi que la profondeur à laquelle elle est ancrée. Ces éléments interagissent de manière à influencer la manière dont le sol réagit sous les charges. Toutefois, la théorie classique qui permet de comprendre ce phénomène a été développée par Terzaghi (1943), connue sous le nom de théorie de la capacité portante.

D'après cette théorie, trois types distincts de rupture peuvent se manifester sous une fondation soumise à une charge, chacun étant lié aux caractéristiques spécifiques du sol et aux conditions de

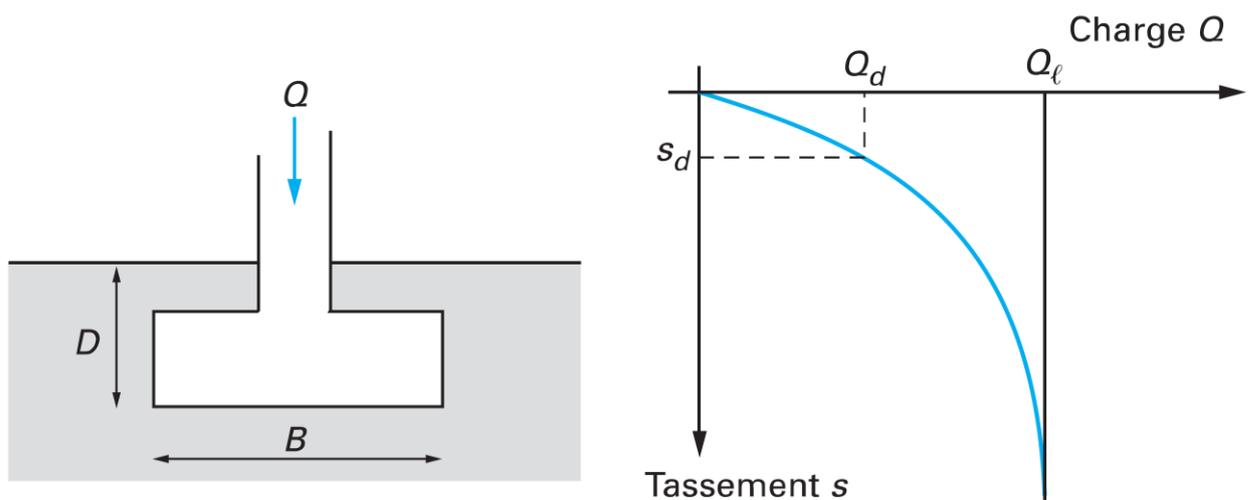


Figure 1.12 - Évolution du tassement en fonction de la charge appliquée sur une fondation superficielle (Frank, 1999)

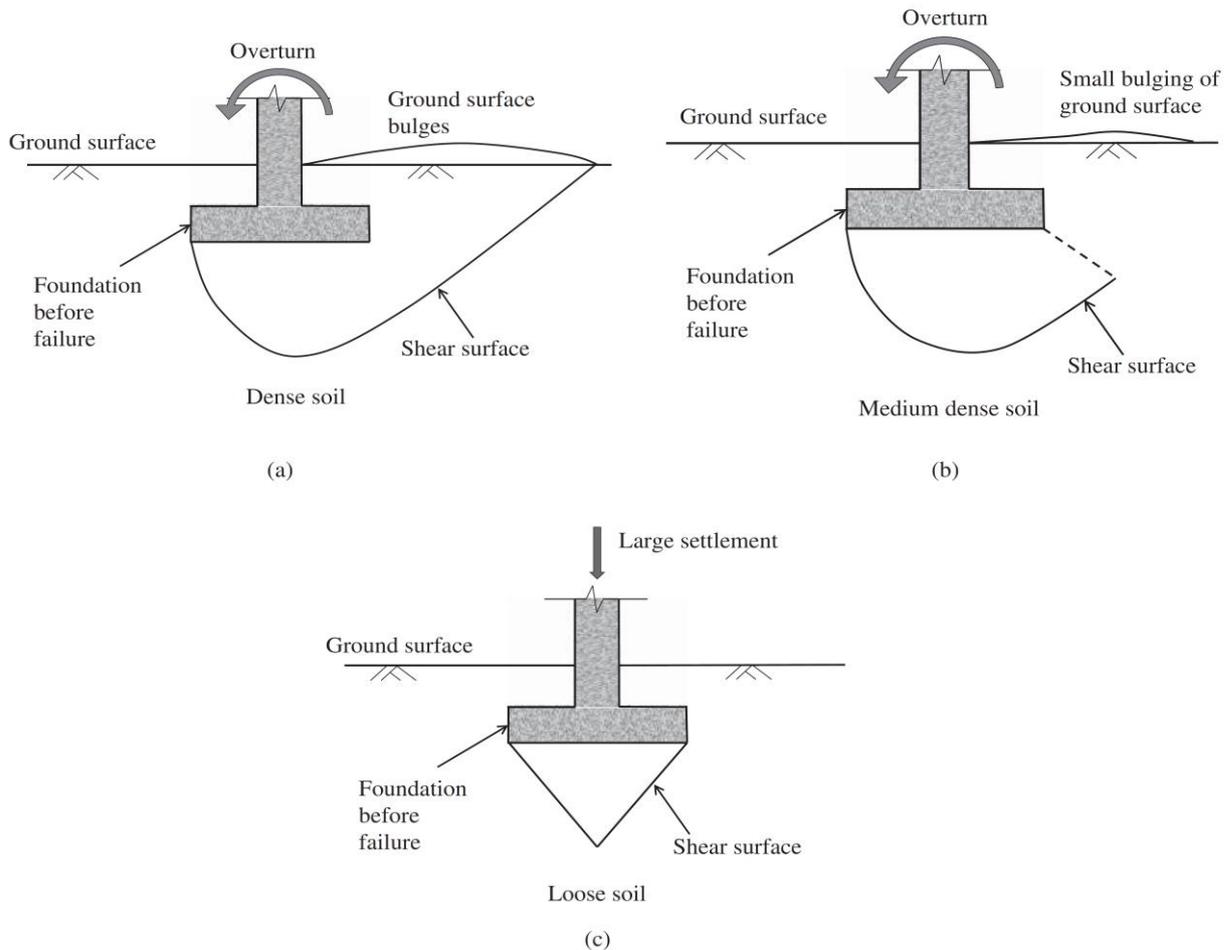


Figure 1.13 - Différents mécanismes de rupture sous une fondation superficielle : (a) Cisaillement généralisé ; (b) Cisaillement localisé ; (c) Poinçonnement (Xiao, 2015)

chargement. Ces différents mécanismes de rupture sont illustrés dans la Figure 1.13 et permettent d'expliquer comment le sol se déforme et cède progressivement sous l'effet d'une charge appliquée.

- ✓ **Rupture par cisaillement généralisé (ou rupture générale)** : Ce type de rupture est principalement observé dans les sols sableux et d'autres types de sols peu cohésifs. Il se manifeste par une surface de rupture qui s'étend profondément sous la fondation et se propage largement vers l'extérieur, jusqu'à la surface du sol (voir Figure 1.13a). Ce mécanisme entraîne un déplacement global du sol autour de la fondation.
- ✓ **Rupture par cisaillement localisé** : Ce mécanisme de rupture est caractéristique des sols cohésifs non consolidés. Ici, la surface de rupture est concentrée autour de la fondation, ce qui signifie que les déformations sont plus restreintes et ne s'étendent pas aussi loin dans le sol environnant (voir Figure 1.13b).
- ✓ **Rupture par poinçonnement** : Observée généralement dans les sols cohésifs fortement consolidés, cette forme de rupture se traduit par une déformation concentrée

directement sous la fondation, créant ainsi un effet de poinçonnement dans le sol, comme si la fondation s'enfonçait verticalement dans celui-ci (voir Figure 1.13c).

Il est essentiel de souligner que ces modes de rupture représentent des modèles idéalisés et que, dans la réalité, le comportement du sol peut être bien plus complexe. Il est fréquent que le mécanisme de rupture combine plusieurs de ces modes, selon les conditions spécifiques du site. De plus, d'autres facteurs comme l'érosion, la consolidation, la dégradation du sol au fil du temps, ainsi que l'interaction entre le sol et la structure, peuvent également avoir un impact significatif sur la rupture des fondations. En raison de cette complexité, les géotechniciens s'appuient sur diverses techniques d'essais de sol et sur des outils d'analyse sophistiqués pour évaluer le comportement du sol et concevoir des fondations fiables et durables, adaptées aux conditions spécifiques de chaque projet.

1.4 Approches pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles

L'estimation de la capacité portante des fondations superficielles est un élément clé dans la conception des structures de génie civil. Différentes méthodes ont été proposées pour déterminer cette capacité, chacune reposant sur des principes et des hypothèses spécifiques, avec leurs propres avantages et inconvénients. Actuellement, l'évaluation des fondations superficielles peut être réalisée à travers l'une des quatre approches les plus couramment adoptées :

1.4.1 Méthode de l'équilibre limite

La méthode de l'équilibre limite repose sur des principes fondamentaux de la mécanique des matériaux et des structures, ces principes étaient déjà largement utilisés en génie civil bien avant le développement des théories de la plasticité et de l'élasticité. Cette approche est couramment employée pour estimer la capacité portante ultime des fondations superficielles, notamment à travers les travaux pionniers de Terzaghi (1943) et Meyerhof (1951). Le concept de base consiste à supposer que le sol situé sous la fondation est sur le point d'entrer en rupture, et de résoudre les équations d'équilibre statique afin de déterminer la charge maximale que la fondation peut supporter avant de provoquer la rupture du sol. Cette méthode permet de modéliser le comportement du sol à la limite de sa résistance, fournissant ainsi une estimation fiable de la capacité portante. Les étapes générales de la méthode d'équilibre limite pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles sont les suivantes :

- ✓ **Définir la géométrie de la surface de rupture** : La première étape de la méthode consiste à définir une surface de rupture hypothétique dans le sol sous la fondation. Différentes formes de surfaces peuvent être envisagées, telles que des surfaces planes, circulaires ou des spirales logarithmiques. Le choix de la forme de la surface de rupture

dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature du sol, la configuration géométrique de la fondation, ainsi que les conditions de chargement appliquées. Cette étape est importante, car elle permet de modéliser au mieux le comportement du sol lors de la rupture imminente.

- ✓ **Diviser le sol en tranches** : Une fois la surface de rupture définie, le sol est subdivisé en tranches verticales. Chaque tranche est analysée indépendamment en supposant un équilibre propre, ce qui permet de résoudre les équations d'équilibre pour le système global.
- ✓ **Analyser l'équilibre de chaque tranche** : Pour chaque tranche de sol, les forces qui y agissent sont évaluées, telles que le poids de la tranche, la cohésion du sol sur la surface de rupture, ainsi que les forces de frottement sur les côtés de la tranche. Ensuite, les équations d'équilibre, incluant l'équilibre des forces horizontales, verticales et des moments par rapport au point de pivot, sont résolues pour déterminer la charge ultime que la tranche peut supporter.
- ✓ **Sommer les charges ultimes des tranches** : La capacité portante ultime de la fondation est déterminée en additionnant les charges ultimes calculées pour chacune des tranches.

Ces étapes sont répétées en testant différentes surfaces de rupture et positions du point de pivotement. La capacité portante ultime correspond à la plus faible des valeurs obtenues lors des calculs réalisés. Il est important de rappeler que la méthode de l'équilibre limite repose sur des hypothèses théoriques simplifiées. En conséquence, les résultats doivent être interprétés avec prudence et, dans la mesure du possible, validés par des essais de terrain ou des tests en laboratoire afin d'assurer leur précision et leur pertinence.

1.4.2 Méthode de l'analyse limite

La méthode de l'analyse limite est largement utilisée pour évaluer la capacité portante ultime des fondations superficielles. Elle repose sur les théorèmes des bornes inférieures et supérieures, qui permettent de définir des limites encadrant la capacité portante avec une grande précision. Cette technique d'optimisation cherche à établir une borne inférieure, garantissant la sécurité, et une borne supérieure, correspondant à la capacité maximale du sol avant rupture.

- ✓ **Méthode de la borne inférieure** : Connue également sous le nom de méthode d'équilibre statique, cette approche suppose un mécanisme de déformation particulier du sol, tel qu'une forme spécifique de surface de rupture. Le principe consiste à vérifier si ce mécanisme peut rester en équilibre sous l'effet des forces internes du sol, comme

la cohésion et le frottement, ainsi que des charges externes appliquées. Si cet équilibre est maintenu, la charge appliquée est considérée comme une borne inférieure de la capacité portante. En testant divers mécanismes de déformation, il est possible de déterminer la plus grande borne inférieure, fournissant ainsi une estimation réaliste de la capacité portante du sol.

- ✓ **Méthode de la borne supérieure** : Aussi appelée méthode du travail virtuel ou méthode du travail plastique, cette approche repose sur l'hypothèse d'un mode de déplacement particulier du sol. Le travail effectué par les charges appliquées et les forces internes de résistance du sol est ensuite calculé. Si le travail des charges est supérieur au travail des forces de résistance, la charge correspond à une borne supérieure de la capacité portante. En testant différents modes de déplacement, on identifie la plus petite borne supérieure, permettant d'obtenir une estimation de la capacité portante maximale.

Si les résultats obtenus à partir des méthodes des bornes inférieure et supérieure sont proches, cela offre une bonne assurance quant à la précision de l'estimation de la capacité portante. En revanche, si les écarts sont significatifs, cela indique qu'il peut être nécessaire de raffiner le modèle du sol ou de réexaminer les hypothèses concernant les mécanismes de déformation et de déplacement. Ce point est largement développé dans les travaux de Chen (1975), Salençon (1977), et Chen et Liu (2012).

1.4.3 Méthode des lignes de glissement (ou méthode des caractéristiques)

La méthode des lignes de glissement, également connue sous le nom de méthode des caractéristiques, est une technique couramment utilisée pour estimer la capacité portante des fondations superficielles. Cette méthode, bien que plus complexe que d'autres approches, offre une plus grande précision dans l'analyse du comportement du sol.

Dans cette méthode, une forme spécifique de surface de rupture est supposée se développer dans le sol en réponse à la charge appliquée. Ces surfaces de rupture sont généralement représentées par des lignes de glissement. Contrairement à la méthode de l'équilibre limite, qui divise le sol en tranches verticales, la méthode des lignes de glissement segmente le sol en une série de blocs ou d'éléments distincts. Ces blocs permettent une meilleure modélisation des interactions entre le sol et la fondation, fournissant ainsi des résultats plus précis sur la capacité portante. Pour chaque élément ou bloc de sol, on tient compte des forces internes de résistance et des charges externes appliquées. Les forces internes de résistance dépendent des caractéristiques du sol, telles que la cohésion, l'angle de frottement interne et la densité. Les charges externes incluent le poids du sol situé au-dessus de la

surface de rupture, ainsi que toutes les charges appliquées à la surface, qu'elles soient dues à des structures ou à des sollicitations environnementales (Prandtl, 1920 ; Salençon, 1976).

La méthode des caractéristiques utilise ces forces pour calculer les déplacements potentiels de chaque élément du sol. Si les déplacements observés sont cohérents avec l'hypothèse de la forme de la surface de rupture, alors cette forme est jugée plausible. Sur cette base, la capacité portante de la fondation est déterminée en fonction de cette surface de rupture, permettant ainsi d'estimer la charge maximale que le sol peut supporter avant d'entrer en rupture. L'un des principaux avantages de la méthode des caractéristiques réside dans sa capacité à analyser des problèmes de capacité portante complexes, notamment lorsque les charges appliquées, les conditions du sol ou la forme de la fondation sont irrégulières. Toutefois, sa mise en œuvre peut s'avérer plus complexe que celle des méthodes d'équilibre limite classiques, en raison du grand nombre d'équations simultanées à résoudre. Pour cette raison, cette méthode est généralement appliquée à l'aide de logiciels spécialisés, qui facilitent le traitement des calculs nécessaires.

1.4.4 Les méthodes numériques

Les méthodes numériques occupent une place essentielle dans l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles, offrant une flexibilité et une précision souvent inaccessibles avec les approches analytiques traditionnelles. Parmi les techniques numériques les plus largement employées en géotechnique, on retrouve la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des différences finies (MDF), qui permettent de modéliser de manière détaillée le comportement complexe du sol et des fondations.

- ✓ **Méthode des éléments finis (MEF) :** Cette méthode se distingue par son efficacité à résoudre des problèmes de capacité portante comportant des géométries complexes, des conditions de chargement spécifiques ou des comportements non linéaires du sol. Le principe de la MEF consiste à diviser le domaine du sol en une multitude de petits éléments interconnectés. Les équations d'équilibre ainsi que les relations contrainte-déformation sont ensuite appliquées à chaque élément, générant un système d'équations qui peut être résolu pour calculer les déplacements et les contraintes dans le sol. La capacité portante est déterminée à partir des contraintes résultantes (Loukidis et al., 2008 ; Loukidis et Salgado, 2009 ; Bouaicha et Mabrouki, 2024).
- ✓ **Méthode des différences finies (MDF) :** La MDF est particulièrement efficace pour modéliser le comportement des sols granulaires, où les interactions entre les particules individuelles sont déterminantes. Cette méthode représente le sol comme un ensemble de particules discrètes, reliées entre elles par des forces de contact. En résolvant les

équations de mouvement pour chaque particule, il est possible de comprendre le comportement global du sol et d'estimer la capacité portante de la fondation (Frydman et Burd, 1997 ; Mabrouki et al., 2010 ; Bouaicha et al., 2018).

Chacune de ces méthodes possède ses propres avantages et inconvénients, et leur choix dépend des conditions spécifiques du problème à résoudre. Il est essentiel de souligner que les méthodes numériques requièrent une bonne connaissance des propriétés du sol et des conditions de chargement, ainsi qu'une expertise dans l'utilisation des outils de simulation numérique. Bien qu'elles soient souvent plus gourmandes en temps de calcul que les méthodes analytiques, elles offrent une modélisation plus précise du comportement du sol, permettant ainsi une estimation plus fiable de la capacité portante.

1.4.5 Méthodes empiriques ou semi-empiriques

Ces méthodes reposent sur des résultats expérimentaux obtenus à partir d'essais effectués sur le terrain ou en laboratoire. Les premiers essais de charge sur des fondations, réalisés in situ, ont été conduits par Ménard (1963). L'objectif principal de ces essais était de définir des directives de calcul en utilisant les paramètres dérivés de l'essai pressiométrique, comme l'a expliqué Ménard (1967). Ces méthodes permettent de lier directement les observations du terrain aux calculs de capacité portante, assurant ainsi une estimation plus fiable basée sur des conditions réelles.

L'essai de pénétration au cône (CPT) est largement utilisé pour évaluer la capacité portante des sols sableux sur le terrain. Les résultats obtenus permettent de déterminer un indice de résistance à la pénétration, qui est ensuite appliqué dans des formules empiriques afin d'estimer la capacité portante du sol. De manière similaire, l'essai de plaque de chargement constitue une méthode directe pour mesurer la capacité portante. Cet essai consiste à appliquer une plaque sur le sol et à mesurer la charge requise pour provoquer une déformation spécifique, offrant ainsi une évaluation précise de la résistance du sol.

1.5 Théories pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles

Plusieurs théories et méthodes ont été développées pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles. Les approches les plus couramment utilisées sont les suivantes :

1.5.1 Théorie de Prandtl

La théorie de Prandtl, formulée en 1920 par Ludwig Prandtl, est un pilier fondamental de la mécanique des sols. Bien qu'elle ait été initialement conçue pour analyser la résistance au cisaillement des métaux, elle a été par la suite appliquée à l'étude de la capacité portante des fondations superficielles. L'une des principales contributions de Prandtl a été l'introduction du concept de "ligne

de glissement" ou "surface de cisaillement", décrivant la surface sur laquelle le sol cède et se déplace sous l'effet d'une charge. En s'appuyant sur une approche de la mécanique des milieux continus, Prandtl a pu modéliser le comportement du sol sous charge. La solution proposée par Prandtl pour évaluer la capacité portante d'une fondation superficielle repose sur plusieurs hypothèses, notamment :

- ✓ Le sol est supposé homogène, isotrope et parfaitement plastique, ce qui signifie qu'il ne reprend pas sa forme initiale une fois la charge retirée.
- ✓ La charge appliquée sur la fondation est uniformément répartie.
- ✓ Le poids propre du sol est négligé, la rupture étant principalement déterminée par la cohésion du sol plutôt que par son poids.
- ✓ La fondation est considérée comme rigide, sans déformation sous l'effet de la charge.

La représentation schématique de la zone de rupture définie par Prandtl (1920) pour une fondation filante est illustrée dans la Figure 1.14. Elle se divise en trois zones principales. La zone I, appelée zone active de Rankine (1857), est une région conique en cisaillement qui se déplace vers le bas. La zone II correspond à une région plastique dont les limites suivent une spirale logarithmique, connue sous le nom de zone de cisaillement radial. Enfin, la zone III, appelée zone passive de Rankine (1857), est poussée vers le haut et vers l'extérieur sous l'effet de la pression passive. Prandtl (1920) a formulé l'expression suivante pour déterminer la capacité portante ultime q_u :

$$q_u = \left(\frac{c}{\tan \varphi} + \frac{1}{2} \gamma B \sqrt{K_P} \right) (K_P e^{\pi \tan \varphi} - 1) \quad (1.1)$$

Où : c , φ : la cohésion et l'angle de frottement interne du sol ;

γ : le poids volumique du sol ;

B : Largeur de la fondation ;

K_P : coefficient de la pression passive du sol de Rankine.

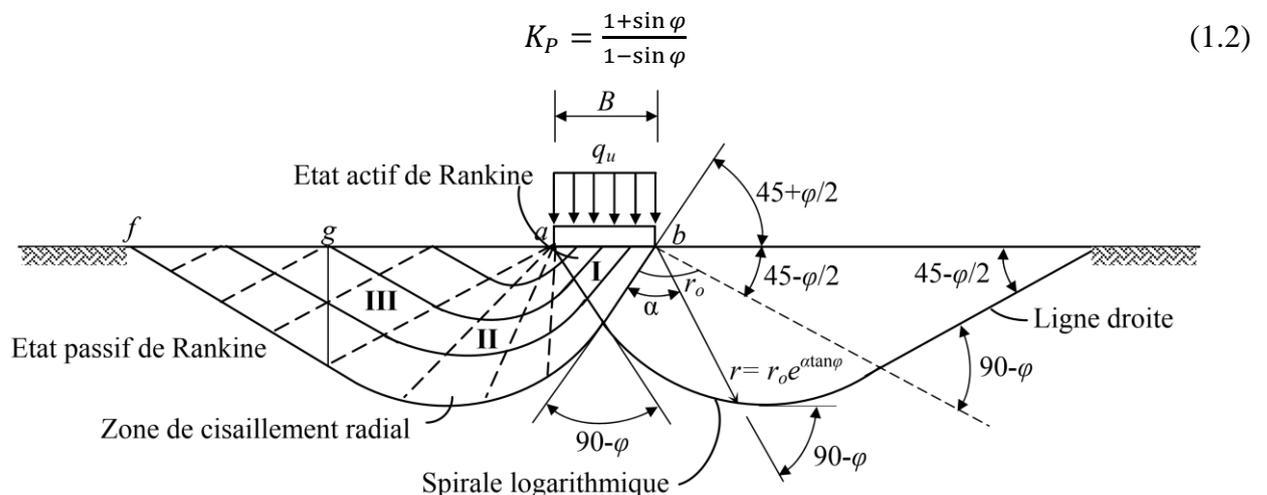


Figure 1.14 - Représentation de la théorie de l'équilibre plastique de Prandtl (1920)

1.5.2 Théorie de Terzaghi

La théorie de Terzaghi est l'une des premières théories développées pour calculer la capacité portante des fondations et demeure aussi l'une des plus simples. Elle repose sur l'hypothèse que le sol est homogène, isotrope, et semi-infini, avec une charge uniformément répartie et centrée sur la fondation. Terzaghi (1943) a élaboré une formule permettant d'estimer la capacité portante ultime en fonction de trois paramètres du sol : la cohésion, l'angle de frottement interne et le poids volumique. Sa théorie postule que la rupture du sol sous une fondation superficielle est due à un cisaillement, suivant un mécanisme de rupture où le sol se déforme le long d'une surface de rupture en forme de prisme ou de cône, située sous la fondation.

La formule de Terzaghi (1943) pour la capacité portante ultime est obtenue en examinant l'équilibre des forces agissant sur le volume de sol contenu dans la surface de rupture. Cette démarche conduit à l'expression suivante :

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma N_\gamma B \quad (1.3)$$

Où : q : Surcharge à la surface du sol ;

B : Largeur de la fondation ;

N_c , N_q et N_γ : Facteurs de portance qui représentent l'effet de la cohésion, la profondeur de la fondation et le poids volumique du sol de fondation, respectivement.

La Figure 1.15 illustre le mécanisme de rupture proposé par Terzaghi (1943) dans le cas d'une fondation rugueuse. Ce mécanisme comprend différentes zones, chacune correspondant à un comportement particulier du sol sous l'effet de la charge :

- ✓ **Zone I** : Cette zone, située juste sous la fondation, est celle où les contraintes sont les plus importantes. Elle est définie comme une zone de cisaillement pur, avec les contraintes principales maximales orientées verticalement.
- ✓ **Zone II** : Ces zones de cisaillement radial sont situées de chaque côté de la zone I. Leurs limites sont définies par des lignes inclinées à un angle de $45 + \varphi/2$ (représente l'angle de frottement interne du sol) par rapport à l'horizontale, partant des bords de la fondation. Dans ces zones, le sol subit un cisaillement, se déplaçant vers l'extérieur et vers le bas.
- ✓ **Zone III** : Situées au-delà des zones de cisaillement radial, ces zones sont soumises à un état de contrainte passive, agissant comme une résistance à l'expansion provoquée par le mouvement du sol dans les zones de cisaillement radial. Les contraintes dans ces zones sont plus faibles que celles directement sous la fondation et dans les zones de cisaillement radial.

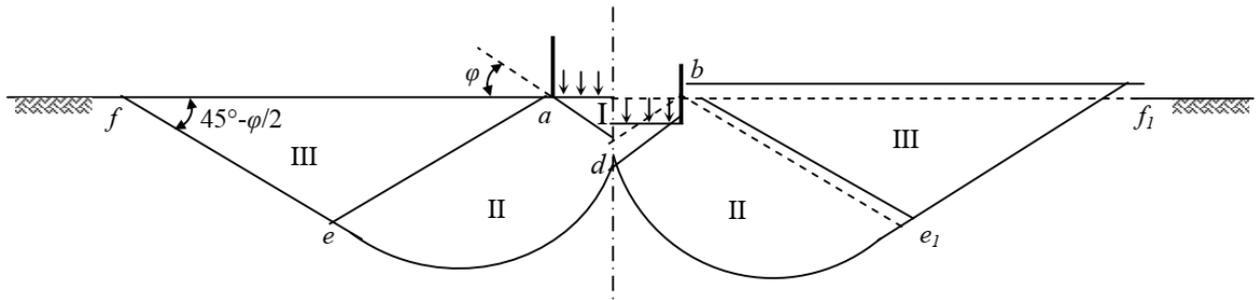


Figure 1.15 - Représentation de la théorie de l'équilibre plastique de Terzaghi (1943)

1.5.3 Théorie de Meyerhof

Meyerhof (1963) a perfectionné le calcul de la capacité portante des semelles filantes en se basant sur la formule générale établie par Terzaghi (1943), présentée dans l'équation (1.3). Cette formule inclut les coefficients proposés par Prandtl (1920) pour N_c , Reissner (1924) pour N_q , et Meyerhof lui-même (1961) pour N_γ . Il est important de souligner que ces coefficients ne prennent pas en compte la résistance au cisaillement du sol situé au-dessus de la base de la fondation.

Meyerhof (1963) a pris en compte non seulement la rupture du sol sous la charge de la fondation, mais également le type de rupture, qu'il s'agisse d'une rupture localisée ou d'une rupture par poinçonnement. Il a aussi considéré l'influence de la profondeur de la fondation, l'inclinaison de la charge et son orientation. D'après la théorie de Meyerhof, la capacité portante ultime q_u d'une fondation superficielle peut être calculée selon l'expression suivante :

$$q_u = CN_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (1.4)$$

Où : q : Surcharge à la surface du sol au-dessus du niveau de base de la fondation $q = \gamma_1 D_f$;

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

s_c, s_q, s_γ : facteurs de forme ;

d_c, d_q, d_γ : facteur de profondeur ;

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

D_f : profondeur de fondation.

Cette méthode fournit une estimation plus détaillée de la capacité portante en prenant en considération davantage de facteurs que la théorie de Terzaghi (1943). Toutefois, il est important de souligner que la théorie de Meyerhof (1963) repose également sur certaines hypothèses simplifiées et peut ne pas toujours refléter fidèlement les conditions réelles du terrain.

Plusieurs chercheurs ont développé des facteurs de capacité portante ainsi que des facteurs liés à la forme et à la profondeur, pour estimer la capacité portante des fondations dans les conditions évoquées ci-dessus. Les valeurs de ces facteurs sont récapitulées dans les Tableaux 1.1, 1.2 et 1.3.

Tableau 1.1 - Récapitulatif des facteurs de portance N_γ , N_c , et N_q

Auteur	Equation
Terzaghi (1943)	$N_\gamma \approx 1.8(N_q - 1)\cot\varphi(\tan\varphi)^2$
Lundgren (1953) et Hansen (1970)	$N_\gamma = 1.5(N_q - 1)\tan\varphi$
Biarez <i>et al.</i> (1961)	$N_\gamma = 1.8(N_q - 1)\tan\varphi$
Feda (1961)	$N_\gamma = 0.01e^{0.25\varphi}$
Meyerhof (1963)	$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\varphi)$
Krizek (1965)	$N_\gamma = \frac{6\varphi}{40 - \varphi}$
Hansen (1970)	$N_\gamma = 1.5N_c(\tan\varphi)^2$
Vesić (1973)	$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\varphi$
Spangler et Handy (1982)	$N_\gamma = 1.1(N_q - 1)\tan(1.3\varphi)$
Ingra et Baecher (1983)	$N_\gamma = e^{(-1.646+0.173\varphi)}$
Michalowski (1997)	$N_\gamma = e^{(0.66+5.1\tan\varphi)}\tan\varphi$
Poulos <i>et al.</i> (2002)	$N_\gamma \approx 0.1045e^{9.6\varphi}$ φ en radians
Hjiaj <i>et al.</i> (2005)	$N_\gamma = e^{\frac{1}{6}(\pi+3\pi^2\tan\varphi)}(\tan\varphi)^{\frac{2\pi}{5}}$
Salgado (2008)	$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.32\varphi)$
Loukidis et Salgado (2009)	$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.34\varphi)$
Prandtl (1921), Reissner (1924), Terzaghi (1943) et Meyerhof (1963)	$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$
Krizek (1965)	$N_c = \frac{228 + 4.3\varphi}{40 - \varphi}$
Prandtl (1921), Reissner (1924) et Meyerhof (1963)	$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)e^{\pi\tan\varphi}$
Terzaghi (1943)	$N_q = \frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\tan\varphi}}{2\cos\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)^2}$
Krizek (1965)	$N_q = \frac{40 + 5\varphi}{40 - \varphi}$

Tableau 1.2 - Récapitulatif des facteurs de forme

Auteur	Equation
Meyerhof (1963)	Pour : $\varphi = 0^\circ : s_c = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)$
	$s_q = s_\gamma = 1$
	Pour :
	$\varphi \geq 10^\circ : s_c = 1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)^2$
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)^2$

De Beer (1970) et Vesić (1975)	$s_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \left(\frac{B}{L}\right)$ <p>Utiliser N_c et N_q données par (Meyerhof, 1963)</p> $s_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \varphi$ $s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L}\right)$
Michalowski (1997)	$s_c = 1 + (1.8(\tan \varphi)^2 + 0.1) \left(\frac{B}{L}\right)^{0.5}$ $s_q = 1 + 1.9(\tan \varphi)^2 \left(\frac{B}{L}\right)^{0.5}$ $s_\gamma = 1 + (0.6(\tan \varphi)^2 - 0.25) \left(\frac{B}{L}\right) \quad (\varphi \leq 30^\circ)$ $s_\gamma = 1 + (1.3(\tan \varphi)^2 - 0.5) \left(\frac{L}{B}\right)^{1.5} e^{-\left(\frac{L}{B}\right)} \quad (\varphi > 30^\circ)$

Tableau 1.3 - Récapitulatif des facteurs de profondeur

Auteur	Equation
Meyerhof (1963)	<p>Pour: $\varphi = 0^\circ$: $d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$</p> $d_q = d_\gamma = 1$ <p>Pour: $\varphi \geq 10^\circ$: $d_c = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B}\right) \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$</p> $d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B}\right) \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$
Hansen (1970) et Vesić (1975)	<p>Pour: $\frac{D_f}{B} \leq 1$: $d_c = 1 + 0.4 \left(\frac{D_f}{B}\right) \quad (\varphi = 0)$</p> $d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_q \tan \varphi} \quad (\varphi > 0)$ $d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \left(\frac{D_f}{B}\right)$ $d_\gamma = 1$ <p>Pour: $\frac{D_f}{B} > 1$: $d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$</p> $d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$ <p>Où, $\tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B}\right)$ est en radians</p> $d_\gamma = 1$
Salgado <i>et al.</i> (2004)	$d_c = 1 + 0.27 \left(\frac{D_f}{B}\right)^{0.5}$

1.6 Conclusion

Ce premier chapitre a fourni un cadre détaillé pour comprendre le comportement des fondations superficielles offshore. À travers l'examen des différentes typologies de fondations, nous avons illustré comment chacune répond à des besoins spécifiques en fonction de la nature du sol et des conditions environnementales. Les fondations gravitaires, les monopieux, les caissons à succion et les structures à ossature en treillis métallique sont largement utilisées dans l'ingénierie offshore, chaque type présente des avantages en termes de capacité portante et de stabilité sous des charges verticales, horizontales ou combinées.

Nous avons également exploré les principaux modes de rupture du sol, en distinguant les mécanismes de cisaillement généralisé, localisé et de poinçonnement. Ces mécanismes sont essentiels pour déterminer la capacité portante ultime des fondations, particulièrement dans des environnements marins où les sollicitations peuvent être sévères et imprévisibles.

Enfin, une revue des méthodes d'évaluation de la capacité portante a été effectuée, couvrant à la fois les approches théoriques et les méthodes numériques. Les théories de Prandtl, Terzaghi et Meyerhof, ainsi que les méthodes numériques modernes, permettent d'obtenir des estimations plus précises et adaptées aux conditions spécifiques des sols marins. Cependant, comme chaque méthode repose sur des hypothèses simplificatrices, il est essentiel de valider ces estimations à travers des essais in situ ou des modèles numériques plus sophistiqués. Cette synthèse bibliographique jette les bases théoriques pour les analyses approfondies des chapitres suivants, qui aborderont les applications pratiques et les défis liés aux fondations offshore dans des environnements géotechniques complexes et variés.

Chapitre 2

Comportement des fondations superficielles sous l'effet de chargements combinés

2.1. Introduction

Les fondations superficielles sont largement utilisées dans les infrastructures civiles et industrielles en raison de leur simplicité de conception et de leur coût relativement faible. Toutefois, leur comportement sous l'effet de chargements combinés, incluant des composantes inclinées, excentrées et sismiques, reste une problématique complexe nécessitant une investigation approfondie. Ces conditions de chargement, couramment rencontrées dans les environnements réels, modifient de manière significative les mécanismes de rupture du sol et la capacité portante des fondations.

Ce chapitre se propose d'explorer le comportement des fondations superficielles sous l'effet de chargements combinés. Dans un premier temps, une présentation des approches théoriques des enveloppes de rupture est exposée afin de fournir un cadre analytique pour l'étude des interactions sol-fondation. Ensuite, l'effet spécifique de la charge excentrée et de la charge inclinée-centrée est analysé, avant de considérer les implications des charges combinées (inclinées et excentrées) sur la capacité portante. Enfin, une revue des approches d'évaluation sous chargements sismiques est proposée pour intégrer l'impact des sollicitations dynamiques dans la conception des fondations.

En abordant ces différents aspects, ce chapitre vise à fournir une compréhension globale et cohérente des facteurs influençant le comportement des fondations superficielles sous chargements complexes, tout en s'appuyant sur les travaux théoriques, numériques et expérimentaux les plus récents.

2.2. Approche théorique des enveloppes de rupture

Les courbes enveloppes de rupture, également appelées enveloppes de capacité portante, sont des outils analytiques importants permettant aux ingénieurs de prévoir le comportement des fondations sous diverses sollicitations. Ces enveloppes sont généralement obtenues à partir de modèles théoriques, de simulations numériques, ainsi que d'essais réalisés en laboratoire sur des modèles réduits ou directement sur le terrain.

Les courbes enveloppes de rupture permettent d'établir des relations graphiques entre les différentes composantes de charge appliquées à une fondation et les déplacements ou déformations qui en découlent. Ces représentations visuelles sont précieuses pour évaluer la capacité de la fondation pour résister à diverses combinaisons de charges. Elles offrent également un moyen d'identifier les situations où certaines combinaisons de charges peuvent entraîner une rupture, ce qui est essentiel pour garantir la sécurité et la durabilité des structures concernées.

Le développement des courbes enveloppes de rupture des fondations superficielles a suivi un chemin d'évolution marqué par des découvertes scientifiques et des innovations techniques. Depuis les concepts fondamentaux jusqu'aux techniques de modélisation avancées actuellement utilisées, cette évolution témoigne du rôle de plus en plus déterminant de ces outils dans l'analyse du comportement des fondations soumises à des conditions de chargement diverses..

Initialement, les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations étaient essentiellement basées sur des formules empiriques, issues principalement d'essais de charge effectués sur le terrain. Cependant, ces approches ne permettaient pas de saisir avec précision l'interaction complexe entre la structure de la fondation et le sol sous-jacent. Au fil du temps, les chercheurs ont développé des théories plus avancées pour mieux comprendre le comportement des fondations superficielles. Des théories telles que celles de Terzaghi (1943) et de Meyerhof (1963) ont progressivement intégré des facteurs tels que la forme et la profondeur des fondations, ainsi que les caractéristiques du sol, dans l'évaluation de la capacité portante.

Avec l'essor de l'informatique, il est devenu possible de développer des modèles numériques capables de simuler avec précision le comportement des fondations superficielles. Ces modèles ont permis de tracer des courbes enveloppes de rupture plus détaillées, en intégrant une plus grande diversité de paramètres. Aujourd'hui, cette évolution se poursuit avec l'utilisation de techniques avancées telles que l'analyse par éléments finis et la modélisation du comportement non linéaire des sols. Ces méthodes permettent de prendre en compte des phénomènes complexes, tels que la déformation plastique du sol et l'influence des cycles de chargement successifs, dans la création de courbes

enveloppes de rupture. De manière générale, cette évolution reflète à la fois l'amélioration de notre compréhension du comportement des fondations et notre capacité à prédire ce comportement de manière plus précise et fiable.

Les premières études à introduire le concept des courbes enveloppes de rupture furent celles de Roscoe et Schofield (1956). Ce n'est qu'en 1979, près de vingt ans plus tard, que Butterfield et Ticof (1979) revisiteront ce concept, suggérant l'utilisation de diagrammes d'interaction comme alternative aux méthodes classiques d'évaluation de la capacité portante, qui reposaient principalement sur les facteurs de portance. Jusque-là, bien que les méthodes basées sur ces facteurs esquissassent des courbes enveloppes, aucune expérimentation n'avait été menée pour des chargements combinés. Butterfield et Ticof (1979), à partir de tests effectués sur une fondation circulaire de petite dimension sous un chargement contrôlé, ont tracé une ellipse dans le plan H-M à un V constant. En associant cette ellipse à la parabole obtenue dans les plans V-M et V-H, ils ont proposé une surface tridimensionnelle décrivant la limite de rupture, exprimée en termes de capacité portante pour des fondations superficielles sur sable (Martin, 1994).

Plus tard, plusieurs chercheurs ont exploré et validé l'hypothèse des courbes enveloppes, notamment Georgiadis et Butterfield (1988), ainsi que Nova et Montrasio (1991). Des études ultérieures ont révélé que certaines fondations, comme les spudcans et les fondations superficielles sur des sols argileux, partageaient des similitudes marquées en ce qui concerne la forme des courbes enveloppes. Houlsby et Martin (1992) ont montré que leur formulation était plus précise que celles dérivées des équations de Hansen (1970) et Vesic (1975). De plus, les équations proposées par Gottardi et Butterfield (1993) (Éq. 2.1) s'appliquent aux fondations sur sable, où B représente la largeur de la fondation. D'autre part, les équations formulées par Martin (1994) (Éq. 2.2) concernent les fondations sur argile, où R désigne le rayon de la semelle circulaire. Dans ces équations, V_0 représente la charge verticale maximale supportable.

$$82.16 \left(\frac{M}{B \cdot V_{\max}} \right)^2 + 34.19 \left(\frac{H}{V_{\max}} \right)^2 - 22.81 \left(\frac{M}{B \cdot V_{\max}} \right) \cdot \left(\frac{H}{V_{\max}} \right) - 0.58 = 0 \quad (2.1)$$

$$\left(\frac{H}{A \cdot s_u} \right)^2 + \left(\frac{M}{0.2RV_0} \right)^2 = 16 \left(\frac{V}{V_0} \right)^2 \left(1 - \frac{V}{V_0} \right)^2 \quad (2.2)$$

Gottardi et Butterfield (1993) ont mis en évidence l'influence de l'excentricité, qu'elle soit positive ou négative, sur la capacité portante du sol. Ils ont observé qu'une excentricité « négative » augmente la capacité portante, comme illustré à la Figure 2.1. Dans ce cas, les déplacements les plus importants se produisent directement sous la fondation, contrairement à une excentricité positive où les déplacements se manifestent en dehors des limites de la fondation. Par conséquent, pour un même niveau de déplacement, une configuration avec excentricité négative requiert l'application de forces

plus élevées, comme l'ont démontré Ukritchon et al. (1998). Cela entraîne une inclinaison de l'ellipse représentant la capacité portante du sol dans le plan H-M (Figure 2.2). Meyerhof (1953) avait déjà soulevé cette problématique, mais sans proposer de solution concrète dans son approche. De même, les méthodes proposées par Hansen (1970) et Vesic (1975) ne prenaient pas en compte cet aspect de manière détaillée.

Le Tableau 2.1 met en évidence les limites des courbes enveloppes établies dans les premières recherches visant à définir les enveloppes de rupture.

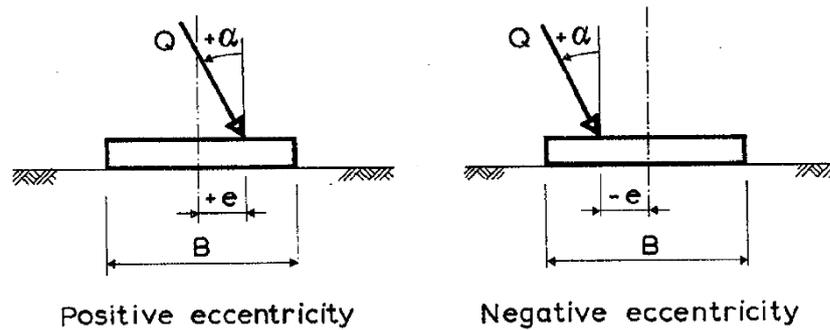


Figure 2.1 - Illustration de l'excentricité positive et négative (Gottardi et Butterfield, 1993)

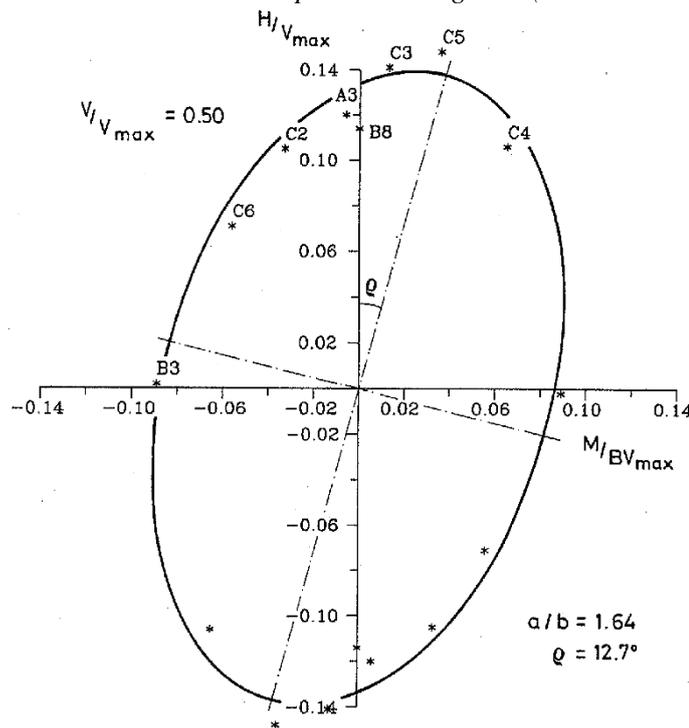


Figure 2.2 - Enveloppe de rupture dans le plan H-M (Gottardi et Butterfield, 1993)

Tableau 2.1 - Limites des enveloppes de rupture proposées par divers chercheurs

	Butterfield et Ticof (1979)	Gottardi et Butterfield (1993)	Martin (1994)
Sol	Sable dense	Sable dense	Argile
Fondation	Filante	Filante	Spudcan
M / BV_{max}	0.10	0.09	0.20
H / V_{max}	0.12	0.12	$H = As_u$

2.3. Effet de la charge excentrée

Une charge excentrée peut induire un moment de basculement sur la fondation, analysé via des courbes enveloppes de rupture. Meyerhof (1953) a montré que la capacité portante ultime est affectée par l'excentricité, en introduisant la largeur effective $B' = B - 2e$, où e est l'excentricité.

Des analyses numériques ont ensuite été menées par Georgiadis et Butterfield (1988), Gottardi et Butterfield (1993), Loukidis et al. (2008), Loukidis et Salgado (2009), Krabbenhoft et al. (2012), Tang et al. (2014) et Pham et al. (2019) pour étudier la capacité portante ultime sur sol sableux, tandis que Rao et al. (2015), Shen et al. (2016), Khitas et al. (2017), et Pham et al. (2019) ont examiné cet effet sur sol argileux. Les résultats numériques et expérimentaux, dont ceux de Meyerhof (1953), Prakash et Saran (1971), Zadroga (1994) et Okamura et al. (2002), montrent que l'augmentation de l'excentricité modifie la capacité portante ultime.

Malgré ces recherches, une compréhension complète de la capacité portante et des courbes enveloppes sous chargement excentré reste à approfondir. Le frottement entre le sol et la fondation joue également un rôle clé, dépendant du matériau utilisé. Tang et al. (2014) et Rao et al. (2015) ont montré l'efficacité des éléments d'interface pour comprendre le mécanisme de rupture.

Pour les sols argileux, Bransby (2001), Gourvenec (2008), et Khitas et al. (2017) ont utilisé une interface liée entre le sol et la fondation, bien que ce modèle puisse ne pas refléter la réalité des contraintes de traction. D'autres études, comme celles de Salençon et Pecker (1995), Rao et al. (2015), et Shen et al. (2016), ont analysé la capacité portante sans traction par la méthode des éléments finis, soulignant l'importance de cette interaction.

La section suivante explore en détail les recherches sur le comportement des fondations sous chargement excentré.

Meyerhof (1953) a marqué un tournant important dans l'étude des fondations excentrées en introduisant le concept de largeur effective. Il a observé que lorsqu'une fondation est soumise à une charge excentrée, la pression de contact sous la fondation n'est plus uniforme, provoquant un basculement du côté de l'excentricité. Ce phénomène affecte directement la capacité portante ultime q_u , qui est exprimée en fonction de la largeur effective $B' = B - 2e$, où e représente l'excentricité, comme illustré dans la Figure 2.3. Cette approche a jeté les bases des futures études sur l'influence de l'excentricité sur les fondations, permettant ainsi une meilleure compréhension du comportement des structures soumises à des charges excentrées.

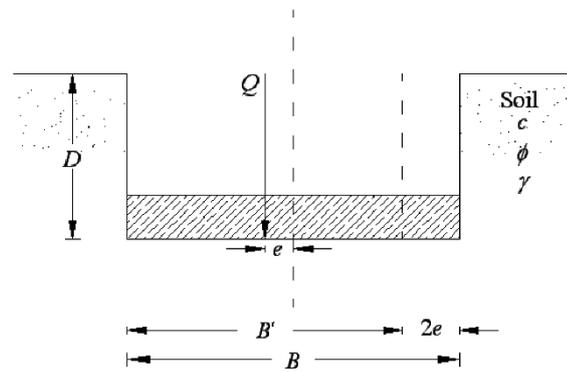


Figure 2.3 - Fondation chargée excentriquement (Meyerhof, 1953)

Dans le prolongement des travaux de Meyerhof, Prakash et Saran (1971) ont approfondi cette analyse en proposant une formulation mathématique détaillée pour calculer la capacité portante ultime des fondations filantes sous charges excentrées. Leur étude se distingue par l'examen de la surface de rupture dans un sol, représentée à la Figure 2.4a. Ils ont également défini une largeur de contact Bx_1 entre la fondation et le sol (Figure 2.4b). Ils ont développé des facteurs de capacité portante spécifiques aux fondations soumises à des charges excentrées, qui dépendent de l'excentricité e/B , de l'angle de frottement interne ϕ et du facteur de contact x_1 . Leur travail constitue une avancée notable en fournissant des abaques permettant de mieux estimer la capacité portante des fondations sous diverses conditions d'excentricité.

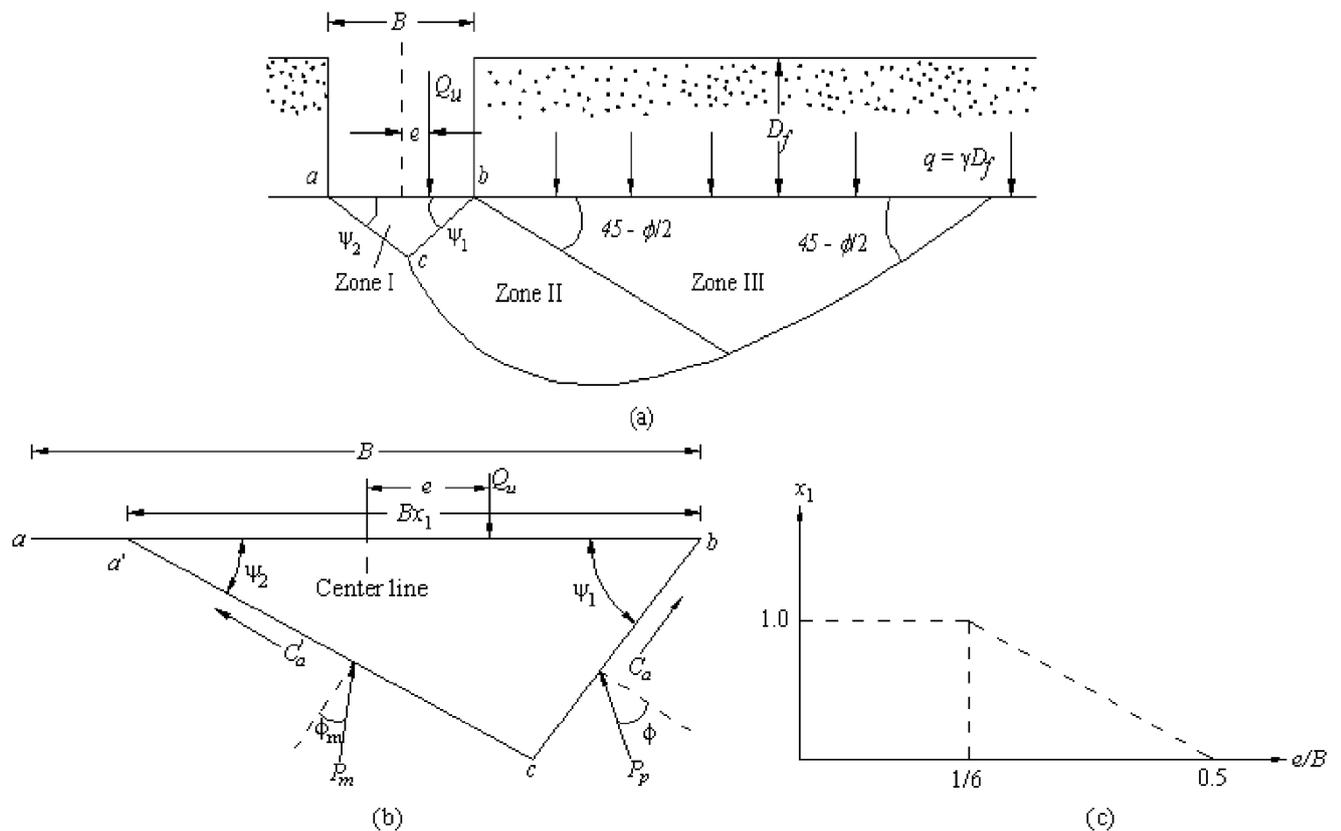


Figure 2.4 - Dérivation de la théorie de la capacité portante proposée par Prakash et Saran (1971)

Tableau 2.2 - Les valeurs de a et k

D_f/B	a	k
0	1.862	0.73
0.25	1.811	0.785
0.5	1.754	0.8
1.0	1.820	0.888

En s'appuyant sur ces résultats, Purkayastha et Char (1977) ont poursuivi les recherches en appliquant la méthode des tranches, telle que proposée par Janbu (1957), pour analyser la stabilité des fondations filantes soumises à des charges excentrées sur des sols sableux. Ils ont introduit un facteur de réduction R_k , qui permet de comparer la capacité portante ultime d'une fondation sous charge excentrée à celle sous charge centrée. Ce facteur est exprimé par une relation fonction de l'excentricité e/B et des dimensions de la fondation, à savoir D_f/B , avec des coefficients spécifiques présentés dans le Tableau 2.3. Leur étude a révélé que ni la largeur de la fondation ni l'angle de frottement n'influaient significativement sur ce facteur de réduction, cette conclusion représente une avancée significative en faveur de la simplification des calculs de capacité portante dans le cas de charges excentrées

En parallèle, Michalowski et You (1998) ont apporté une nouvelle approche à cette problématique en utilisant l'analyse limite cinématique pour examiner la capacité portante des fondations sous charges excentrées. Ils ont comparé leurs résultats avec ceux de la méthode de la largeur effective proposée par Meyerhof (1953) et ont découvert que, pour des fondations lisses, les deux méthodes produisent des résultats similaires. Cependant, ils ont également montré que la règle de la largeur effective sous-estime significativement la capacité portante des fondations sur sols cohérents lorsque l'interface sol-fondation est rugueuse, ou lorsque l'excentricité est élevée, comme illustré dans les Figures 2.5, 2.6 et 2.7. Leur travail souligne l'importance de prendre en compte la nature de l'interface sol-fondation, ainsi que l'excentricité, lors de la conception de fondations soumises à des charges excentrées.

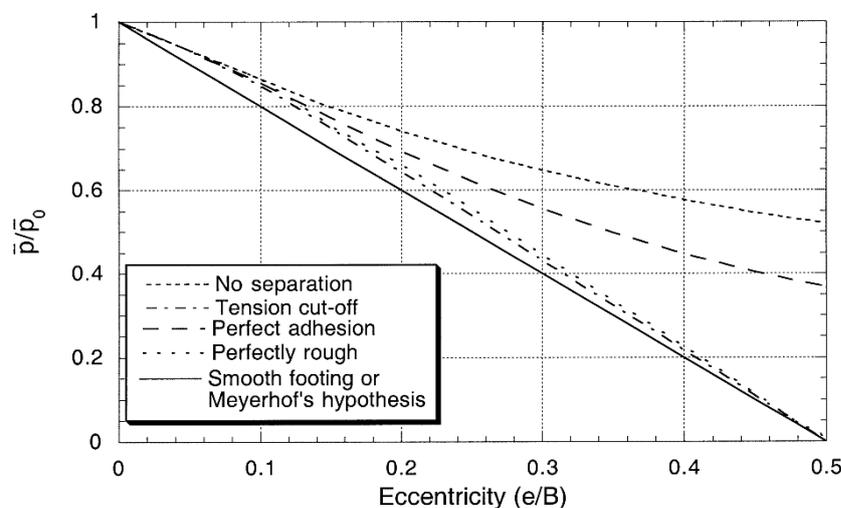


Figure 2.5 - Capacité portante sur un sol cohérent pour différents modèles d'interface sol-fondation (sans surcharge) (Michalowski et You, 1998)

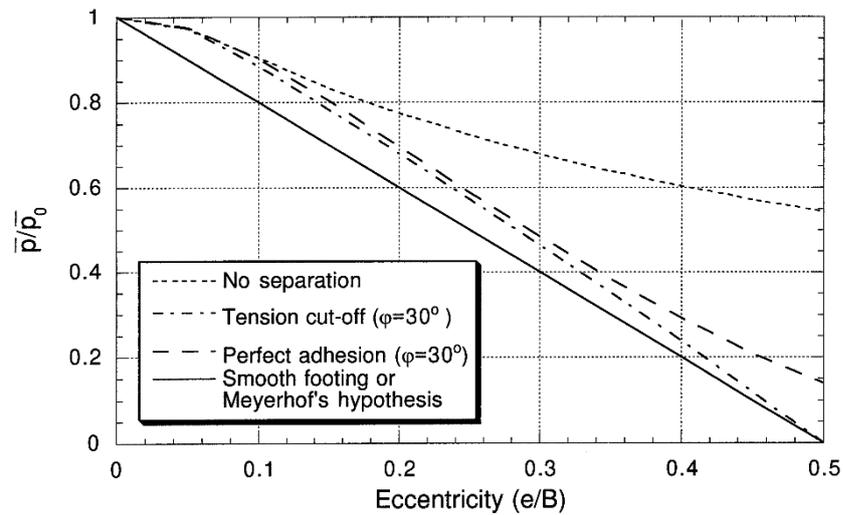


Figure 2.6 - Capacité portante sur un sol cohérents-frottants pour différents modèles d'interface sol-fondation (milieu non pesant et sans surcharge) (Michalowski et You, 1998)

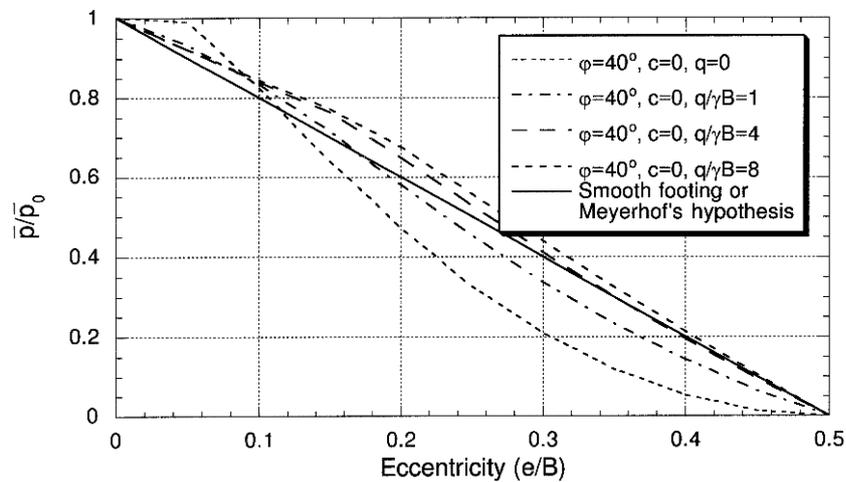


Figure 2.7 - Solutions numériques pour la capacité portante des fondations chargées de manière excentrique selon Michalowski et You (1998)

De plus, Krabbenhoft et al. (2012) ont utilisé la méthode des éléments finis pour affiner l'étude de la capacité portante des fondations filantes soumises à une charge excentrée sur un sol frottant. En modélisant le sol comme un matériau plastique parfait selon le critère de Mohr-Coulomb, ils ont pu générer des diagrammes d'interaction normalisés dans le plan V-M, montrant l'influence de l'excentricité et de la surcharge, comme illustré à la Figure 2.8. Ils ont observé que la capacité portante diminue avec l'augmentation de l'excentricité, et que les résultats obtenus par la méthode des éléments finis étaient plus conservateurs que ceux des essais sur modèles réduits rapportés par Gottardi et Butterfield (1993). Les mécanismes de rupture, présentés à la Figure 2.9, montrent clairement que la contribution de la surcharge à la capacité portante totale diminue avec l'augmentation de l'excentricité.

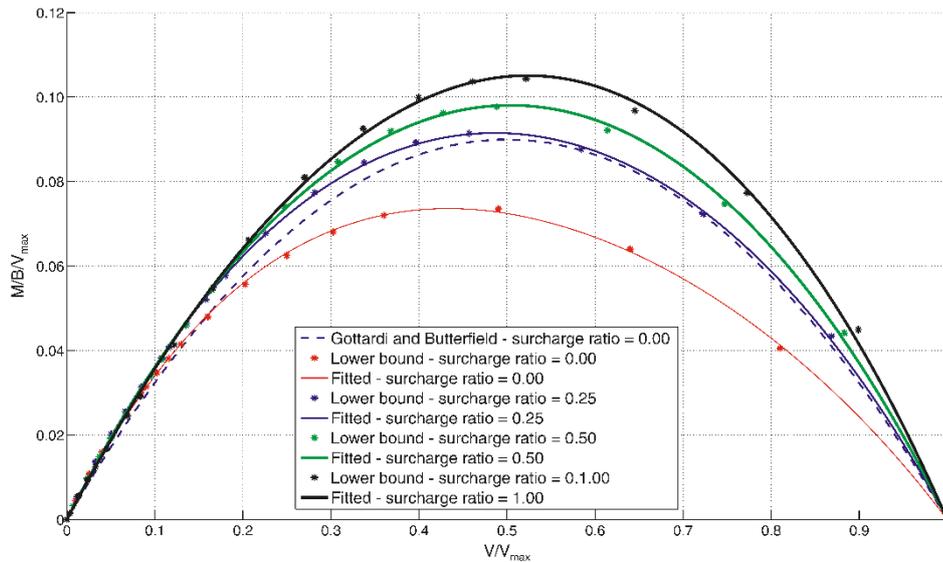


Figure 2.8 - Courbe enveloppe dans le plan V-M (Krabbenhoft et al., 2012)

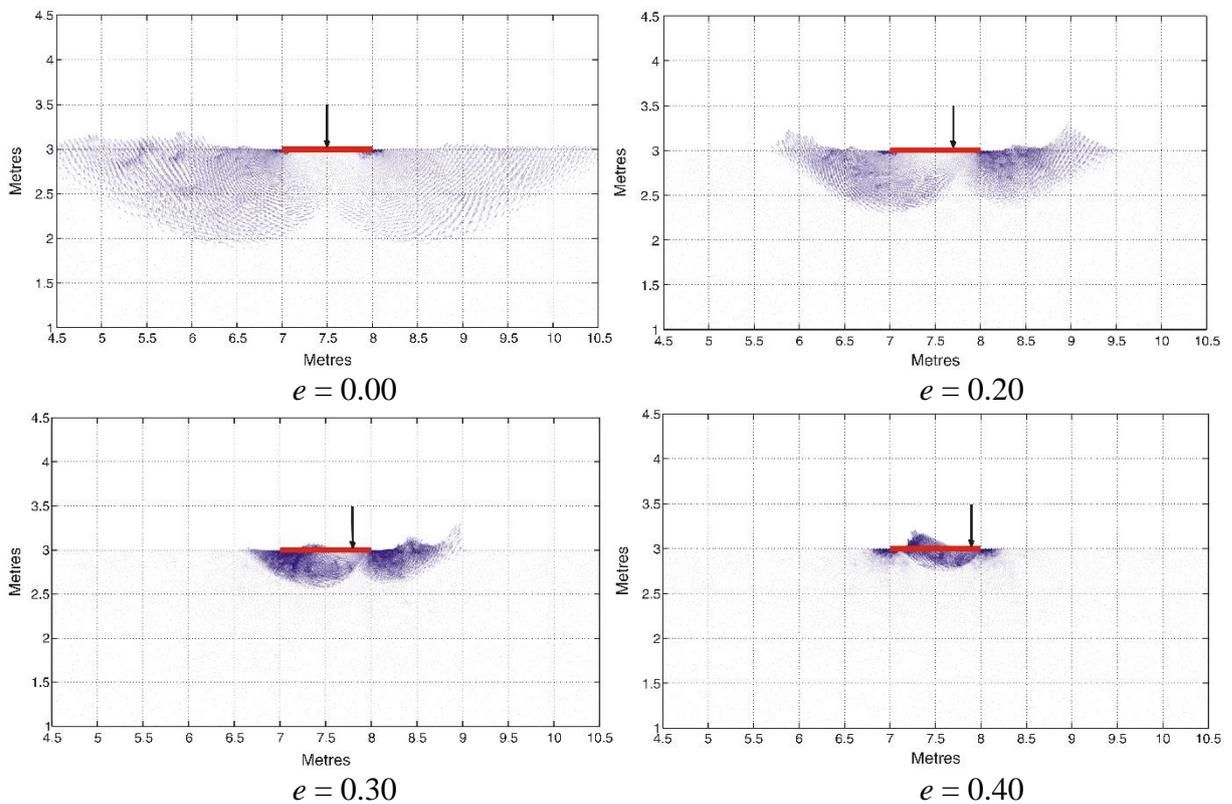


Figure 2.9 - Mécanismes de rupture pour $\phi = 30^\circ$ avec $e = 0, 0.2, 0.3$ et 0.40 (Krabbenhoft et al., 2012)

Par ailleurs, Pham et al. (2019) ont réalisé une étude numérique détaillée portant sur la capacité portante ultime des fondations filantes sur des sols sableux et argileux, en utilisant la méthode des éléments finis. Ils ont incorporé un nouvel élément d'interface pour mieux modéliser l'interaction entre la fondation et le sol, ce qui a permis d'obtenir des résultats plus précis, notamment en ce qui concerne le mécanisme de rupture. Dans le cas des sols sableux, l'enveloppe de rupture dans le plan V-M (Figure 2.10) a montré que le moment maximal est atteint à une excentricité d'environ

$e/B=0,165$. Pour les sols argileux, la Figure 2.11 montre une enveloppe de rupture normalisée, indépendante des conditions de frottement de l'interface fondation-sol. Pham et al. (2019) ont conclu que leur analyse numérique fournissait des estimations fiables des capacités portantes sous des conditions rugueuses et lisses, tout en suggérant de nouvelles équations pour représenter les enveloppes de rupture normalisées.

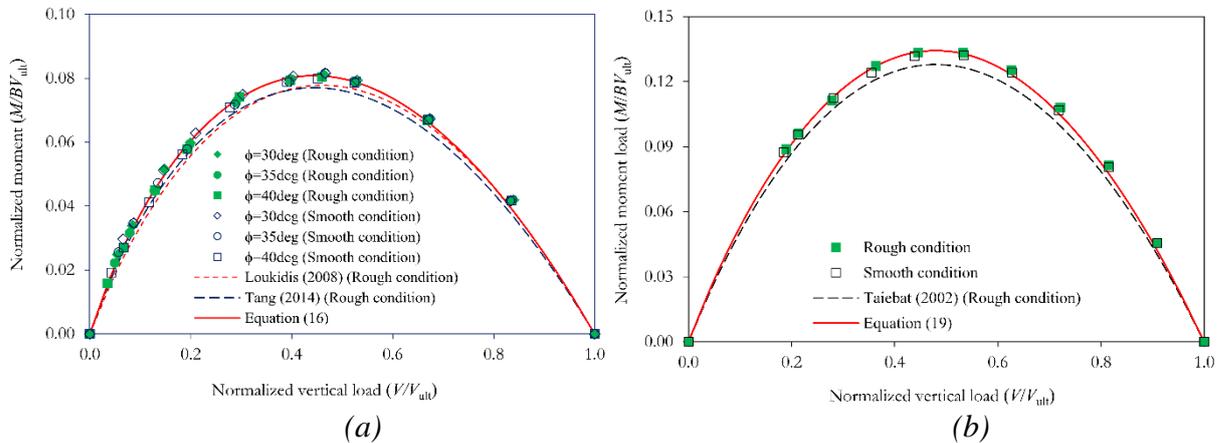


Figure 2.10 - Enveloppe de rupture dans le plan V-M face à une charge verticale excentrée : (a) Sable, (b) Argile (Pham et al., 2019)

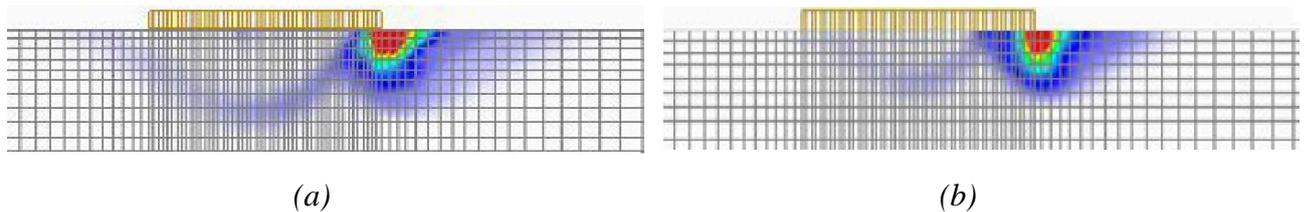


Figure 2.11 - Modes de rupture de la fondation face à une charge excentrée sur un sable pour $e/B = 0,3$: (a) rugueuses, (b) lisses (Pham et al., 2019)

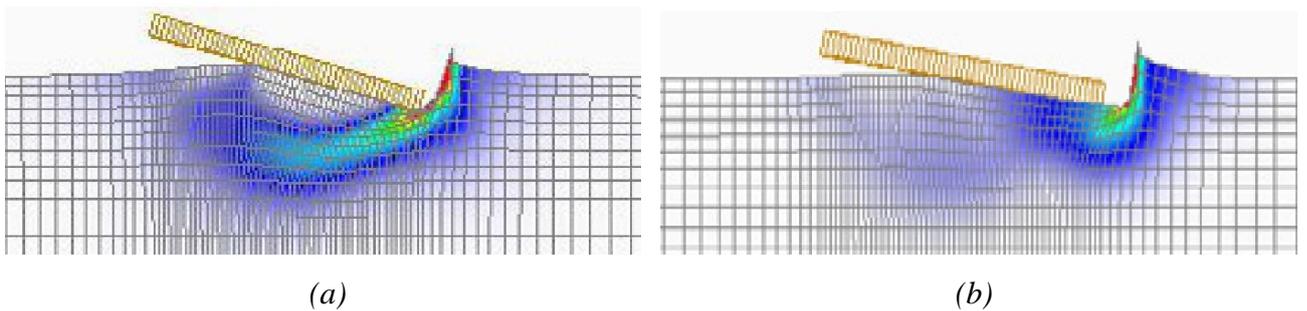


Figure 2.12 - Modes de rupture de la fondation face à une charge excentrée sur l'argile pour $e/B = 0,3$: (a) rugueuses, (b) lisses (Pham et al., 2019)

2.4. Effet de la charge inclinée-centrée

De nombreux chercheurs ont exploré la capacité portante des fondations superficielles sous charges inclinées, cherchant à déterminer les facteurs d'inclinaison i_c , i_q et i_γ . Meyerhof (1953) a étendu sa théorie de la capacité portante ultime sous charge verticale pour intégrer les effets des charges inclinées. Il a ainsi différencié les fondations à base horizontale de celles ayant une base inclinée par rapport à l'horizontale (Figures 2.13a, b et c). En analysant ces deux configurations, Meyerhof a montré que pour une inclinaison donnée, la capacité portante d'une fondation à base inclinée peut être supérieure à celle d'une fondation avec une base horizontale, soulignant l'impact des angles d'inclinaison sur la capacité portante des structures.

En prolongeant cette analyse, Meyerhof (1963) a présenté une formule détaillée pour la capacité portante des fondations rugueuses sous charges inclinées, incluant les facteurs d'inclinaison i_c , i_q et i_γ , ainsi que les facteurs de profondeur d_c , d_q et d_γ . Ces travaux ont été complétés par Hansen (1970), qui a proposé des expressions empiriques pour les facteurs d'inclinaison, fondées sur la méthode des caractéristiques. Hansen a introduit des relations pour i_c , i_q et i_γ , en fonction de l'angle de charge α et du frottement interne du sol ϕ (Équations 2.3 à 2.8). Ces travaux ont permis de renforcer les méthodes de calcul pour des charges inclinées, et sont encore couramment utilisés dans les analyses géotechniques.

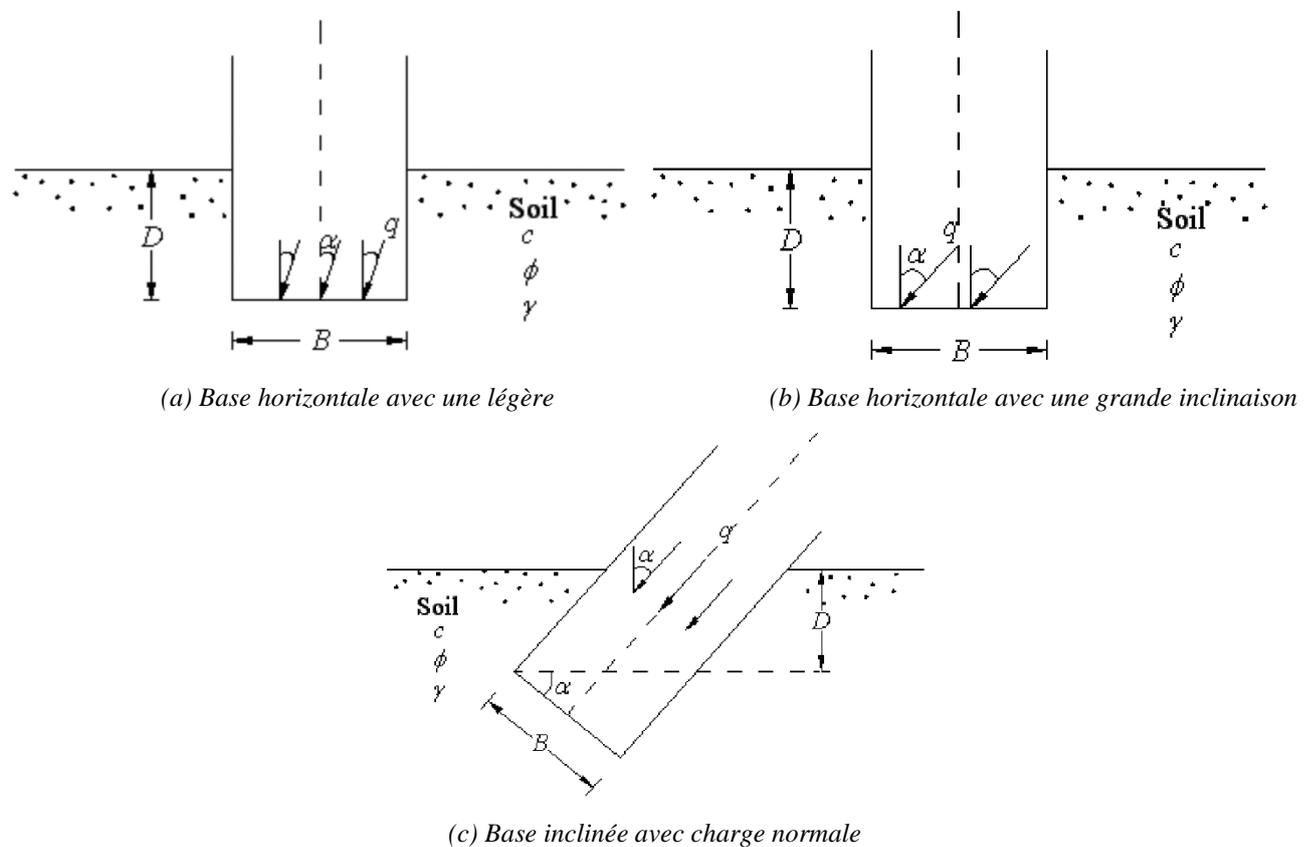


Figure 2.13 - Charge inclinée appliquée à une fondation filante rugueuse (Meyerhof, 1953)

$$q_u = CN_c d_c i_c + \gamma DN_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (2.3)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \quad (2.4)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\varphi}\right)^2 \quad (2.5)$$

$$\lambda_{qi} = \left(1 - \frac{0.5Q_u \sin \alpha}{Q_u \cos \alpha + BL \cot \varphi}\right)^5 \quad (2.6)$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{0.7Q_u \sin \alpha}{Q_u \cos \alpha + BL \cot \varphi}\right)^5 \quad (2.7)$$

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} - \left(\frac{1 - \lambda_{qi}}{N_q - 1}\right) \quad (2.8)$$

De manière complémentaire, Dubrova (1973) a proposé une formule alternative pour estimer la capacité portante ultime d'une fondation continue sous charge inclinée centrée. Sa formule prend en compte le poids propre de la fondation et de son sol support, en fournissant des valeurs pour N_q et N_γ sous forme d'abaques basés sur des paramètres comme $\tan \alpha$ et φ . Cette étude a contribué à une meilleure compréhension des facteurs de capacité portante dans des contextes de charges inclinées et centrées.

Par ailleurs, les travaux expérimentaux de Muhs et Weiss (1972) ont montré l'influence de l'inclinaison de la charge sur la composante verticale de la capacité portante. Ils ont formulé une relation pour le rapport entre la composante verticale $Q_{u(v)}$ de la charge ultime avec inclinaison α et la charge ultime sans inclinaison. Leurs conclusions ont démontré que l'inclinaison de la charge entraînait une réduction de la capacité portante, indiquant que le facteur de sécurité diminue avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison.

Dans un autre développement, Vesic (1975) a proposé des expressions pour les facteurs d'inclinaison basées sur des observations empiriques et la méthode des caractéristiques. Il a également défini des expressions pour i_c , en fonction de l'angle de frottement interne φ et de la direction d'inclinaison de la charge (Équations 2.9 à 2.12). Cette formulation a fourni un cadre théorique plus robuste pour l'analyse des charges inclinées, en particulier dans des configurations où l'inclinaison se fait dans des directions parallèles à la largeur ou à la longueur de la fondation.

$$i_c = 1 - \frac{mH}{AN_c} \quad \varphi = 0 \quad (2.9)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad \varphi > 0 \quad (2.10)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + cBL \cot \varphi}\right)^m \quad (2.11)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + cBL \cot \varphi}\right)^{m+1} \quad (2.12)$$

D'autres chercheurs, comme Sastry et Meyerhof (1987), ont poursuivi ces investigations en réalisant des essais sur modèles réduits pour évaluer les facteurs d'inclinaison sur des sols purement cohésifs. En utilisant une argile saturée de plasticité moyenne, ils ont étudié l'effet de la rugosité de la semelle sous différentes inclinaisons de charge (0° à 45°), montrant l'importance de la plasticité du sol dans la capacité de la fondation à supporter une charge inclinée. Ces travaux ont mis en évidence l'influence de la rugosité de l'interface sol-fondation, un paramètre essentiel pour les fondations posées sur des sols cohésifs.

En parallèle, Zheng et al. (2019) ont étudié la capacité portante et les mécanismes de rupture des fondations filantes soumises à une charge inclinée sur une couche de sable recouvrant de l'argile. En utilisant la méthode de l'optimisation des discontinuités (DLO), ils ont modélisé la distribution des efforts au sein du sol et décrit les mécanismes de rupture observés. Leurs résultats, présentés sous forme de schémas (Figure 2.14), montrent que l'angle de frottement, l'épaisseur de la couche de sable et la cohésion de la couche argileuse sous-jacente influencent de manière significative les capacités portantes et les surfaces de rupture.

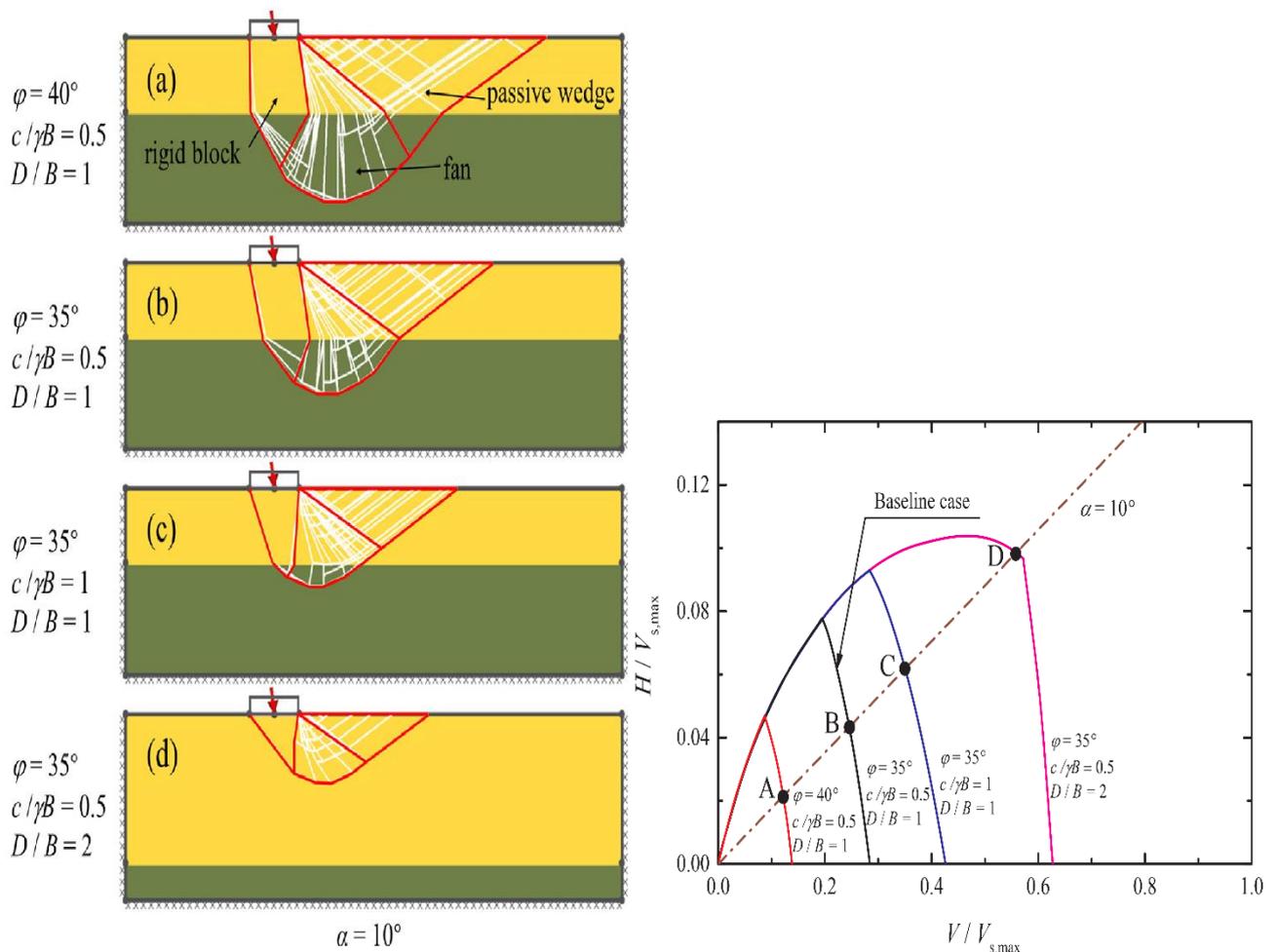


Figure 2. 14 - Mécanismes de rupture pour une inclinaison ($\alpha = 10^\circ$) et la variation de l'enveloppe de rupture normalisée dans le plan VH pour différentes valeurs de φ , $c/\gamma B$ et D/B (Zheng et al., 2019)

Récemment, Femmam et al. (2022) ont utilisé la méthode des différences finies explicites, via le logiciel FLAC, pour analyser la capacité portante d'une fondation superficielle soumise à une charge inclinée sur une couche de sable recouvrant une argile. Leurs résultats incluent des enveloppes de rupture dans le plan V-H (Figure 2.15) et des abaques représentant les facteurs d'inclinaison (Figure 2.16). En analysant les relations entre l'angle de frottement ϕ , le ratio D/B, et la résistance de la couche basale ($C_u/\gamma B$), ils ont constaté que la capacité portante s'accroît avec l'augmentation de la résistance de la couche inférieure et l'épaisseur de la couche de sable. De plus, leurs observations ont montré que si la couche de sable est épaisse, la ligne de rupture reste confinée à cette couche. Par contre, une couche de sable mince peut entraîner une rupture par poinçonnement dans l'argile, comme illustré dans les mécanismes de rupture (Figure 2.17).

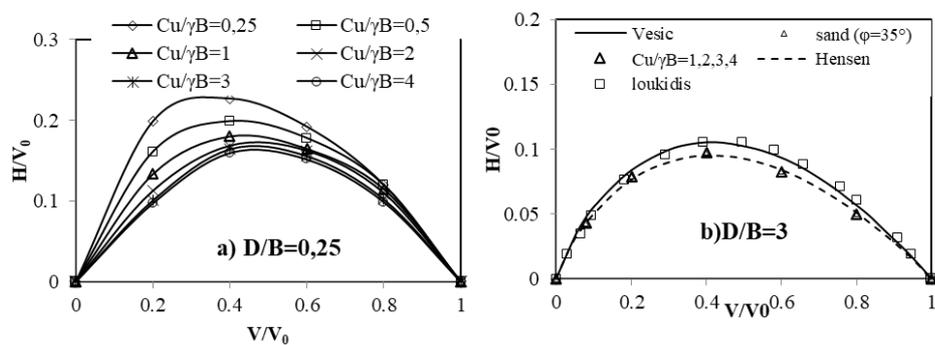


Figure 2.15 - Les enveloppes de rupture dans le plan V-H pour $\phi=35^\circ$: (a) $D/B = 0.25$, et (b) $D/B = 3$ (Femmam et al., 2022)

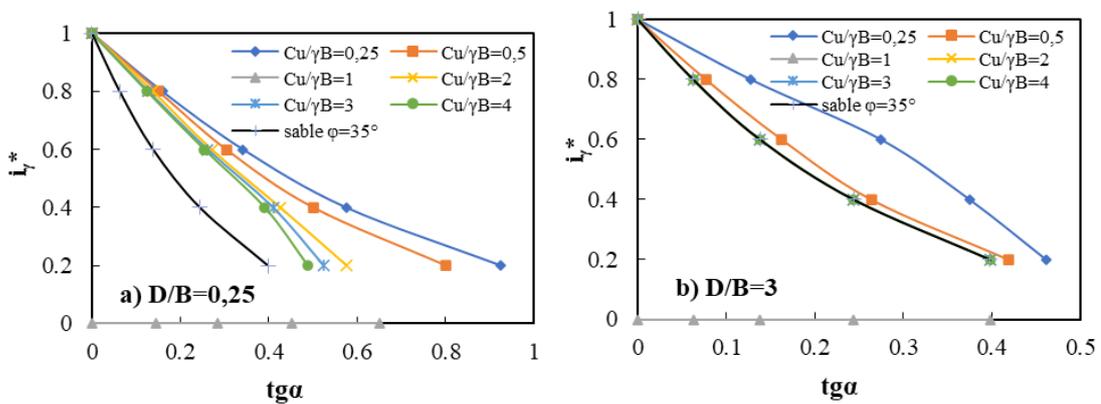


Figure 2.16 - Facteurs d'inclinaison i_y^* pour $\phi=35^\circ$: (a) $D/B = 0.25$, et (b) $D/B = 3$ (Femmam et al., 2022)

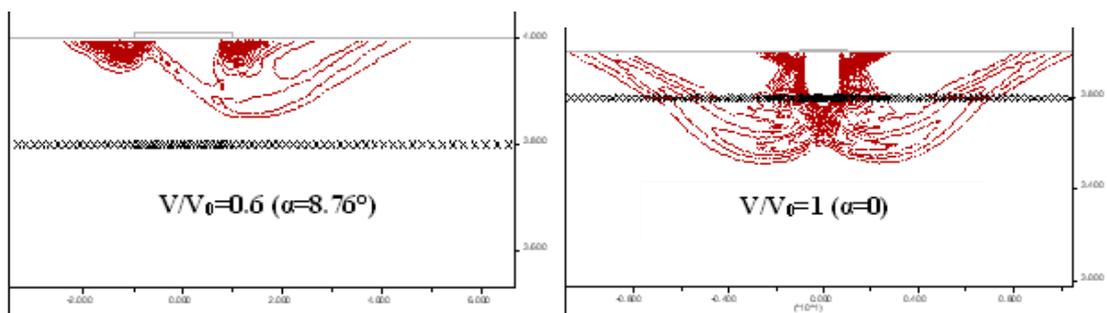


Figure 2.17 – Mécanismes de rupture, pour $\phi=30^\circ$ et $D/B=1$ (Femmam et al., 2022)

Ainsi, les travaux de ces chercheurs soulignent l'importance de considérer les interactions complexes entre la géométrie de la fondation, les propriétés du sol et l'orientation de la charge pour garantir la sécurité et l'efficacité des fondations dans des conditions spécifiques. En somme, leurs recherches offrent des contributions essentielles à la compréhension et à l'amélioration des modèles de conception pour les fondations superficielles en contexte de charge inclinée.

2.5. Effet de la charge combinée (inclinée-excentrée)

L'analyse de la capacité portante des fondations superficielles sous l'effet de charges combinées, à savoir des charges simultanément inclinées et excentrées, constitue un domaine de recherche important en géotechnique. Cette problématique est d'autant plus pertinente pour les fondations offshore et celles utilisées dans des environnements complexes où les charges multidirectionnelles sont fréquentes. De nombreux chercheurs se sont penchés sur cette question afin de proposer des méthodes analytiques, numériques et expérimentales pour déterminer les facteurs de portance ainsi que les enveloppes de rupture associées.

Dans un premier temps, Meyerhof (1953, 1963) (Figure 2.18), Hansen (1961) et Vesic (1973, 1975) ont initié l'étude des charges combinées en réalisant une série d'essais expérimentaux. Ils ont proposé des facteurs d'inclinaison empiriques et semi-empiriques pour tenir compte de l'impact des charges inclinées sur la capacité portante. Cependant, ces approches, bien que pionnières, n'ont pas permis de clarifier complètement les mécanismes de rupture et l'applicabilité de ces facteurs dans des conditions variées. Cela a conduit à une demande croissante pour des études plus systématiques et des analyses numériques plus rigoureuses.

Par la suite, des chercheurs tels que Loukidis et al. (2008), Krabbenhoft et al. (2014), Tang et al. (2014) et Pham et al. (2020) ont exploité des analyses numériques pour étudier les effets des charges inclinées et excentrées sur des sols sableux. Ces travaux ont permis de mieux comprendre l'impact

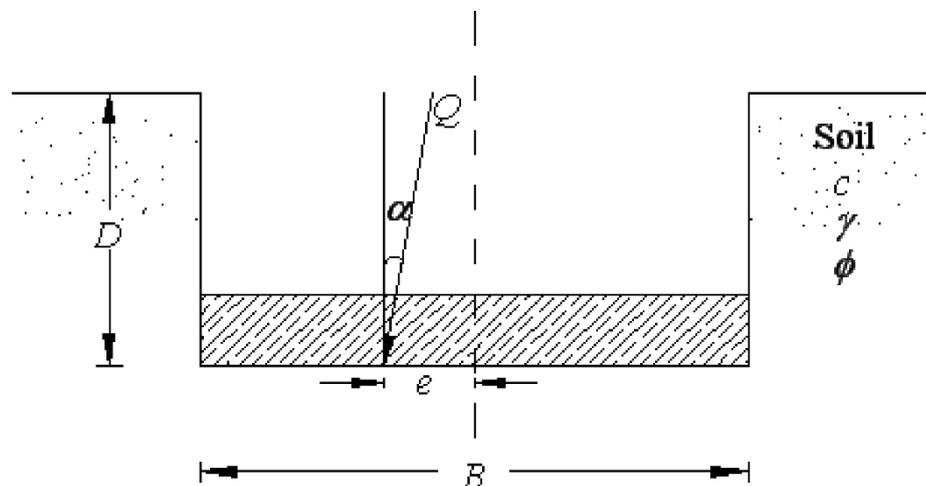


Figure 2.18 - Charge inclinée-excentrée sur une fondation (Meyerhof, 1963)

des paramètres géométriques et des propriétés du sol sur la capacité portante ultime. En parallèle, Georgiadis (2010), Rao et al. (2015) et Shen et al. (2016) ont concentré leurs recherches sur des sols argileux. Ces études ont révélé une diminution significative de la capacité portante ultime avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la charge α et de l'excentricité e .

Un exemple emblématique de ces travaux est celui de Loukidis et al. (2008), qui ont utilisé la méthode des éléments finis pour analyser une semelle rigide placée sur un sol sableux homogène sous l'effet d'une charge combinée (Figure 2.19). Ils ont identifié deux types principaux de mécanismes de rupture : dans une charge combinée dite « positive » ($e > 0$ et $\alpha > 0$), un coin rigide, un éventail, et une zone de cisaillement passif se forment du côté chargé de la fondation. En revanche, pour une charge « négative » (où l'inclinaison agit en sens opposé à l'excentricité), un mécanisme rotationnel est observé. Ces résultats ont conduit à l'élaboration de formules empiriques, telles que les équations (2.13) à (2.18), qui sont adaptées pour estimer la capacité portante ultime. De plus, l'enveloppe de rupture tridimensionnelle dans l'espace V-H-M (Figure 2.20) obtenue à partir de leurs analyses numériques fournit un outil visuel et quantitatif pour évaluer la stabilité des fondations sous chargement combiné.

$$B' = B \left(1 - 2.273 \frac{e}{B} \right)^{0.8} \quad (2.13)$$

$$H = 0.69V \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^{0.5} \right] \quad (2.14)$$

$$M = 0.52V \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^{0.5} \right] \quad (2.15)$$

$$i_\gamma = \left(1 - 0.94 \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi} \right)^{(1.5 \tan \varphi + 0.4)^2} \quad (2.16)$$

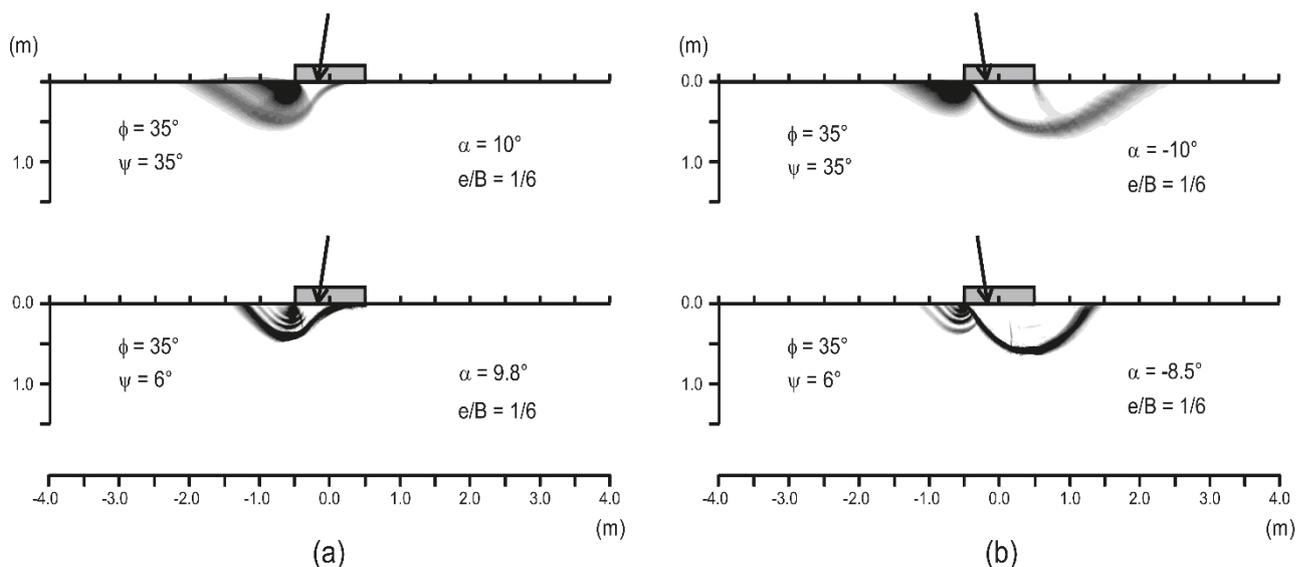


Figure 2.19 - Contours des déformations incrémentales maximales de cisaillement plastiques, illustrant le mécanisme de rupture dans les analyses sous charge combinée : (a) combinaison de charge « positive » et (b) combinaison de charge « négative » (Loukidis et al., 2008)

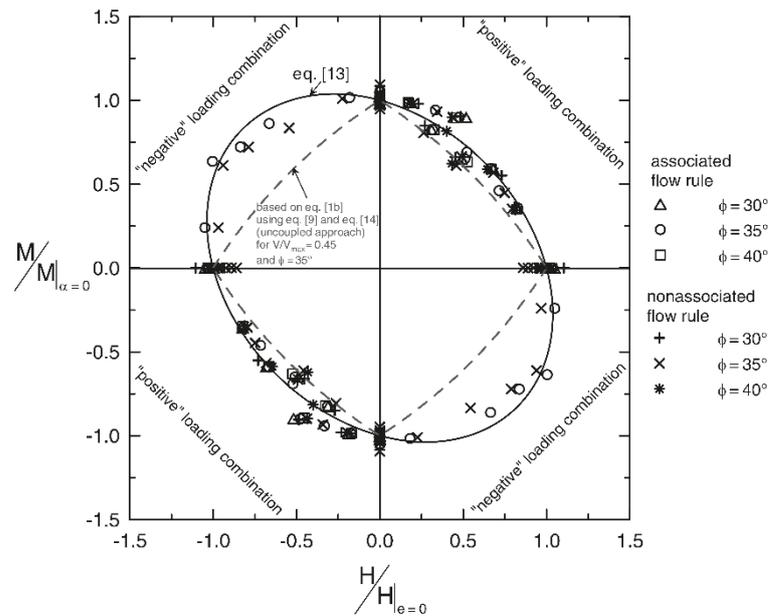


Figure 2.20 - Enveloppe de rupture normalisé dans le plan H–M (Loukidis et al., 2008)

$$V_L = \frac{1}{2} \gamma B^2 N_\gamma f_{ie} \tag{2.17}$$

Où : f_{ie} = facteur combiné d'inclinaison-excentricité, exprimé par l'expression suivante :

$$f_{ie} = \left[1 - \sqrt{3.7 \left(\frac{e}{B}\right)^2 + 2.1(\tan \alpha)^2 + 1.5 \frac{e}{B} \tan \alpha} \right]^2 \tag{2.18}$$

Dans un autre registre, Cassidy et al. (2013) ont exploré l'impact de la variabilité spatiale des propriétés du sol sur les fondations en utilisant la méthode RFEM (Random Finite Element Method) (Figure 2.21). Leur étude a révélé que les enveloppes de rupture obtenues dans un cadre probabiliste (Figure 2.22) se situent souvent à l'intérieur des enveloppes déterministes, suggérant que l'hétérogénéité du sol tend à réduire la capacité portante. Cette observation est particulièrement pertinente pour les fondations offshores, où la variabilité des propriétés mécaniques du sol peut jouer un rôle prépondérant.

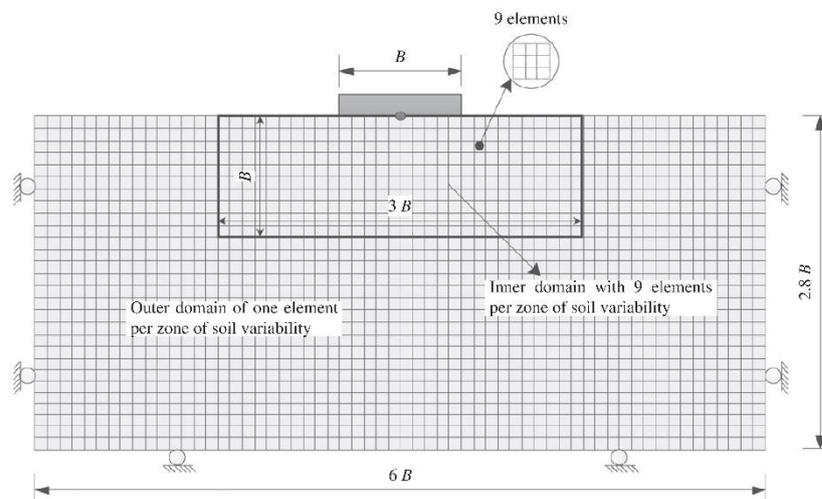


Figure 2.21 - Modèle de calcul proposé par (Cassidy et al., 2013)

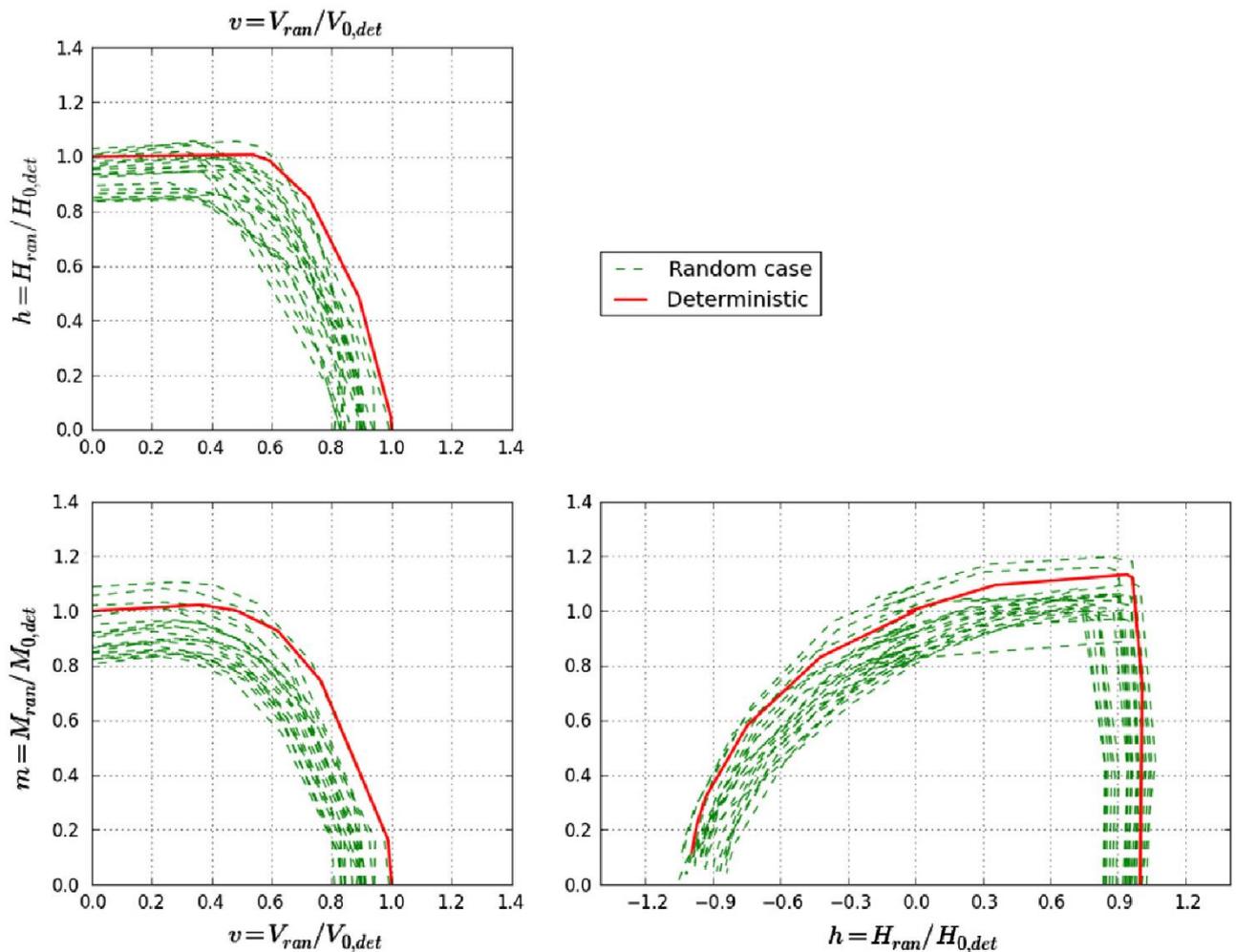


Figure 2.22 - 50 enveloppes de rupture choisies parmi les 1000 simulations réalisées pour un $COV = 0.3$ (Cassidy et al., 2013)

Krabbenhoft et al. (2014) ont approfondi l'analyse des fondations rigides en utilisant l'approche de la borne inférieure de l'analyse limite. Cette technique fournit des estimations conservatrices de la capacité portante ultime, garantissant que la véritable capacité portante ne sera pas inférieure aux valeurs calculées. Leurs résultats, présentés sous forme de diagrammes d'interaction dans le plan $H/BV_{max}-M/BV_{max}$ (Figure 2.23), montrent que les mécanismes de rupture diffèrent en fonction de l'orientation des charges. Contrairement à certaines études expérimentales, ils ont constaté que le moment maximal se produit lorsque la force horizontale est nulle.

Pham et al. (2020) ont apporté une contribution significative en examinant les fondations rigides sur sols sableux et argileux sous chargement combiné en utilisant la méthode des éléments finis rigide-plastique (RPFEM). Leurs enveloppes de rupture tridimensionnelles (Figures 2.24 et 2.25) mettent en évidence des surfaces limites uniques pour des propriétés de sol spécifiques, offrant ainsi un cadre unifié pour analyser la sécurité des fondations sous diverses conditions de chargement. Ces résultats

confirment que l'interaction entre les paramètres géométriques et mécaniques joue un rôle clé dans la réponse des fondations.

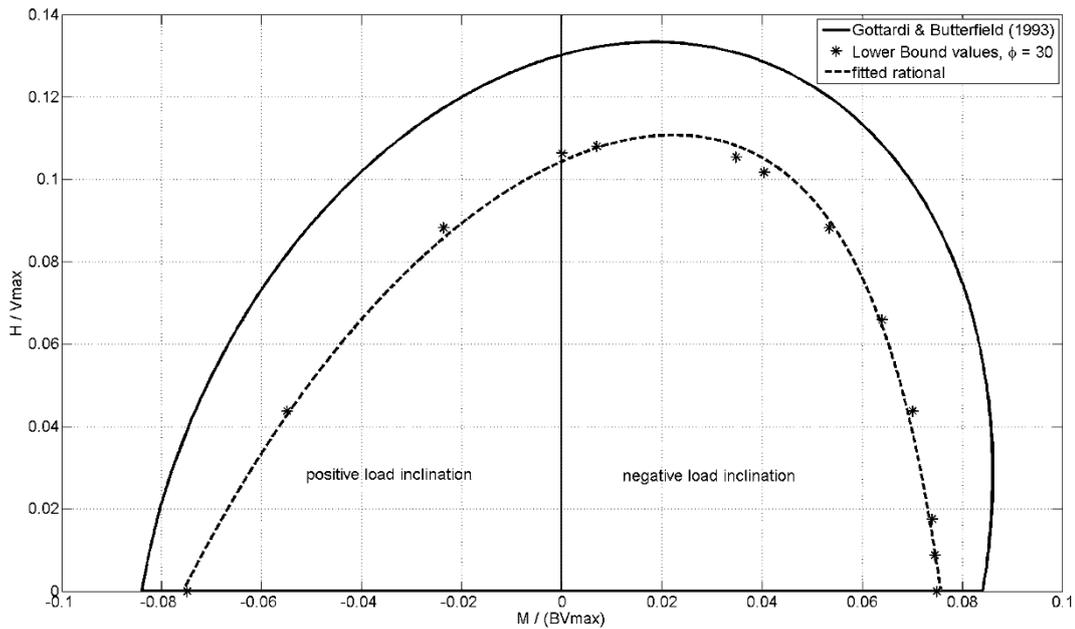


Figure 2.23 – Enveloppe de rupture dans le plan H-M pour $V=V_{max}=0,50$, $\phi=30^\circ$ (Krabbenhoft et al., 2014)

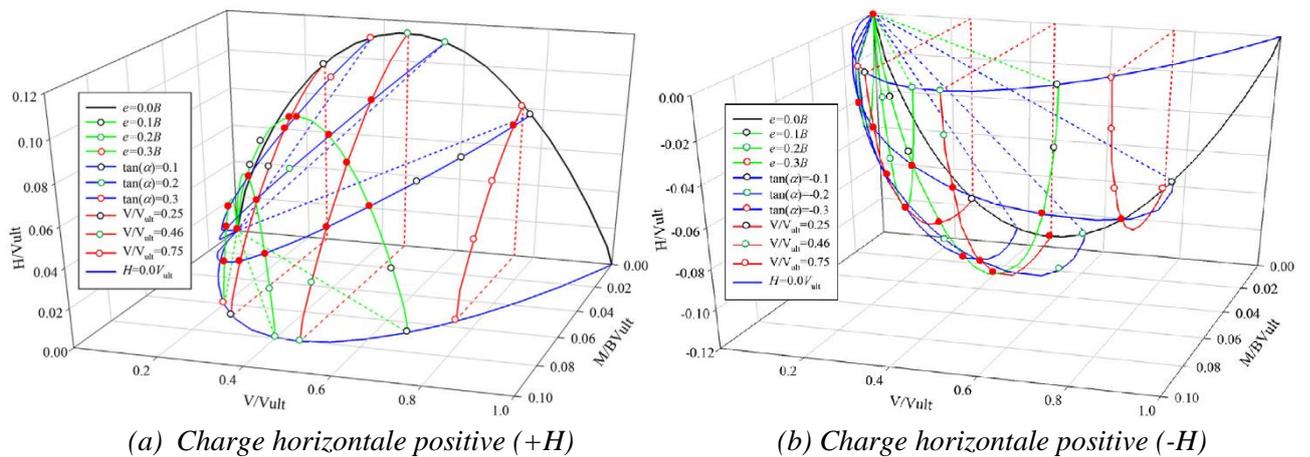


Figure 2.24 - Courbe enveloppe de rupture dans l'espace V-H-M pour un sable ($\phi = 30^\circ$)(Pham et al., 2020)

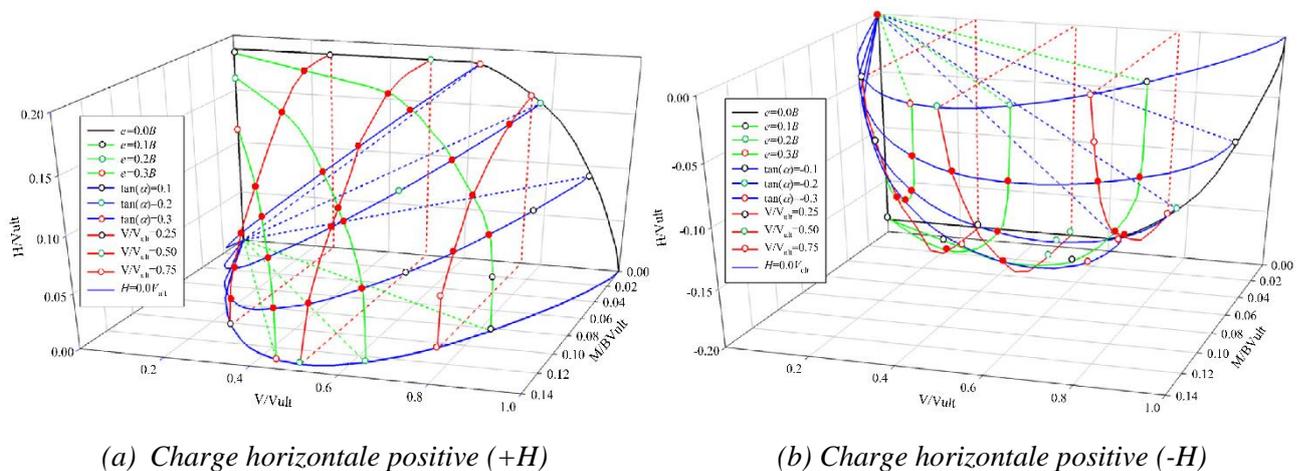


Figure 2.25 - Courbe enveloppe de rupture dans l'espace V-H-M pour l'argile (Pham et al., 2020)

Plus récemment, Bouaicha et Mabrouki (2024) ont analysé la capacité portante des semelles filantes rugueuses reposant sur une couche de sable recouvrant une argile non homogène (Figure 2.26), sous des charges combinées (verticales, horizontales et moments). En utilisant l'analyse limite par éléments finis (OptumG2) et des techniques de chargement (*swipe* et *probe*), ils ont modélisé le problème avec un modèle élastoplastique basé sur le critère de Mohr-Coulomb. Leur étude a mis en évidence des enveloppes de rupture asymétriques dans les plans $V-H$, $V-M$ et $V-H-M$, influencées par l'épaisseur de la couche de sable D/B et l'hétérogénéité de la résistance de l'argile κ .

Ils ont constaté que l'augmentation de D/B et de κ améliore la stabilité et confine les mécanismes de rupture au sable, tandis que la capacité portante diminue avec l'augmentation de l'excentricité e/B et de l'inclinaison α des charges. Des équations empiriques ont été proposées pour prédire les charges critiques, soulignant l'importance d'une évaluation précise des enveloppes de rupture pour concevoir des fondations stables sous des chargements complexes.

Bouaicha et Mabrouki (2024) ont étudié les enveloppes de rupture tridimensionnelles $V-H-M$ (Figure 2.27), mettant en évidence leur asymétrie en raison de l'influence des charges combinées, notamment des moments positifs et négatifs. Ces enveloppes, décrites comme des ellipsoïdes inclinés, dépendent fortement des propriétés géotechniques telles que l'épaisseur relative de la couche de sable D/B , le degré d'hétérogénéité de l'argile κ et l'angle de frottement interne φ . Une augmentation de D/B ou de κ élargit les enveloppes, indiquant une meilleure capacité à résister aux charges combinées, tandis que des mécanismes de rupture confinés dans le sable sont observés pour des valeurs élevées de κ . Ces enveloppes offrent une visualisation claire des limites de stabilité et facilitent la conception sécuritaire des fondations, particulièrement dans des contextes de sols stratifiés et de charges complexes, comme dans les applications offshore.

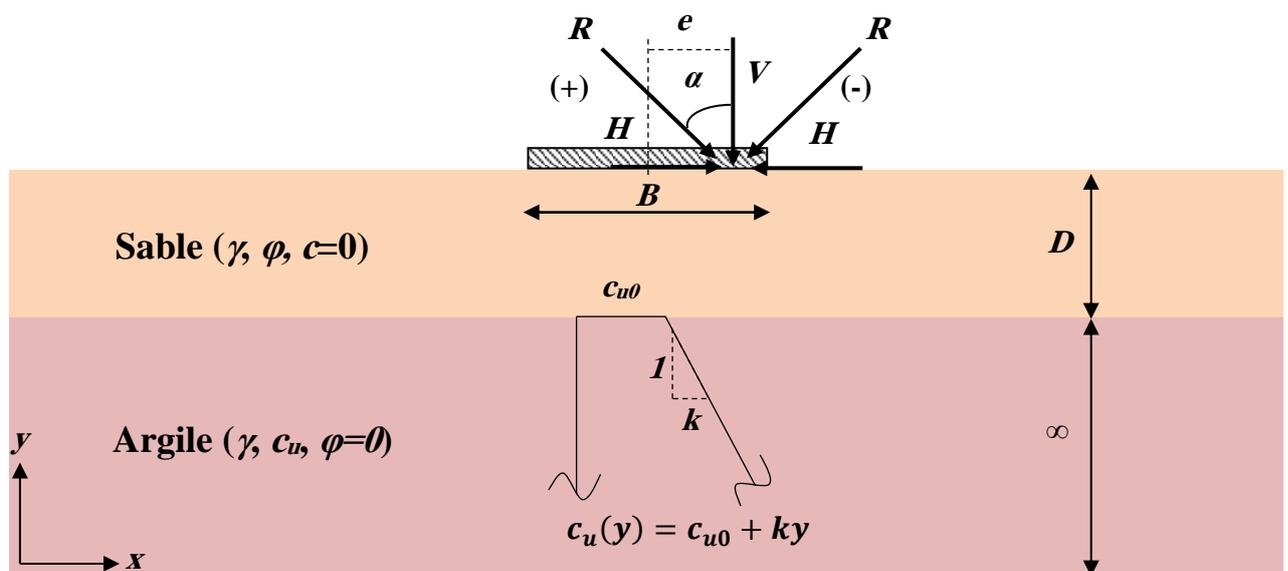


Figure 2.26 - Géométrie du problème étudié selon Bouaicha et Mabrouki (2024)

Ce travail apporte une contribution majeure à l'analyse des semelles filantes sur sols stratifiés soumis à des chargements combinés. En utilisant des approches numériques avancées, Bouaicha et Mabrouki (2024) ont mis en évidence l'impact de l'épaisseur de sable D/B et de l'hétérogénéité de l'argile κ sur la stabilité des fondations. Les enveloppes de rupture tridimensionnelles proposées offrent un outil pratique pour évaluer la sécurité des fondations dans des conditions complexes, tout en enrichissant la compréhension des mécanismes de rupture.

En conclusion, les travaux de ces chercheurs illustrent les progrès réalisés dans la compréhension des fondations superficielles sous chargement combiné. Les méthodes empiriques initiales ont été enrichies par des analyses numériques et des modèles probabilistes, permettant une meilleure appréhension des mécanismes de rupture et des enveloppes de stabilité. Ces avancées offrent aux ingénieurs géotechniciens des outils robustes pour concevoir et évaluer des fondations capables de résister à des conditions de chargement complexes et variées.

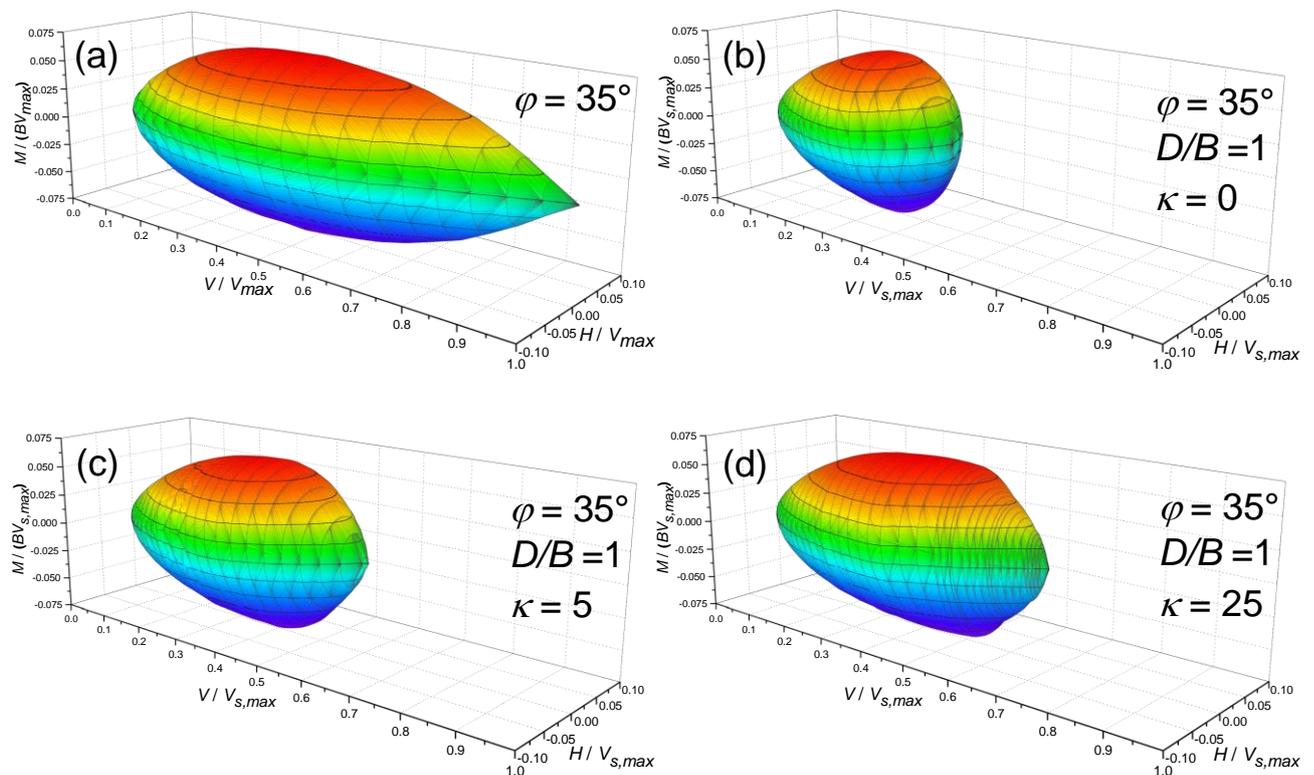


Figure 2.27 – Enveloppes de rupture 3D proposées par Bouaicha et Mabrouki (2024)

2.6. Revue des approches d'évaluation sous chargements sismique

L'analyse de la capacité portante des fondations superficielles sous conditions sismiques est une problématique importante en ingénierie géotechnique. En raison de leur simplicité et de leur large utilisation, les fondations filantes ont fait l'objet d'investigations approfondies. Cette section met en évidence les progrès majeurs réalisés dans ce domaine, en soulignant les contributions clés et l'évolution des approches méthodologiques au fil du temps.

Pour commencer, les recherches initiales ont principalement utilisé des approches pseudo-statiques. Meyerhof (1953, 1963), Hansen (1961, 1970) et Vesic (1973) ont formulé les premières adaptations des équations classiques de capacité portante pour tenir compte des forces sismiques. Ces travaux pionniers ont proposé des ajustements basés sur des coefficients d'inclinaison et d'excentricité afin de modéliser l'impact des charges obliques résultant des forces d'inertie dans la superstructure.

Cependant, ces premières approches présentaient des limites, notamment l'absence de prise en compte de l'influence des forces d'inertie générées dans le sol. Ce manque a motivé des recherches ultérieures pour combler cette lacune.

Dans une avancée significative, Sarma et Iossifelis (1990) ont proposé une méthode analytique rigoureuse qui inclut l'effet de l'inertie du sol. Contrairement aux approches classiques, leur méthode considère que l'accélération sismique affecte non seulement la structure mais aussi la masse de sol sous-jacente.

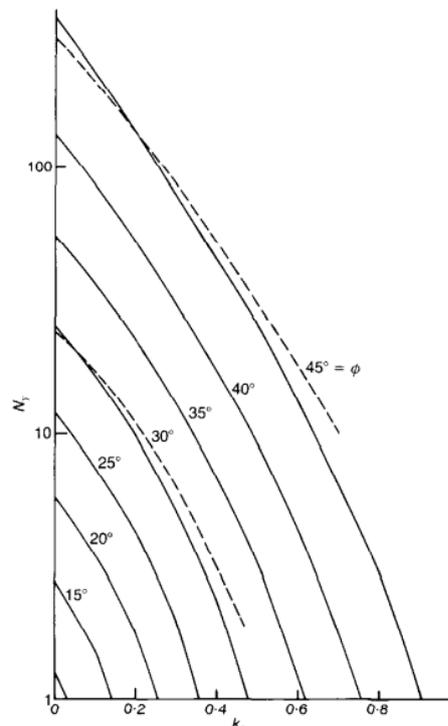


Figure 2.28 – Facteur de capacité portante N_γ en fonction du facteur d'accélération critique (Sarma et Iossifelis, 1990)

De plus, leur méthode, basée sur l'équilibre limite, a introduit des expressions pour les facteurs de capacité portante sismique, tenant compte des coefficients d'accélération horizontale k_h et verticale k_v . Les résultats ont montré des variations significatives, en particulier pour N_y , influencé par l'inertie de la masse de sol (Figure 2.28). Toutefois, les auteurs ont reconnu la nécessité d'intégrer les effets de la pression interstitielle induite par le séisme dans de futures recherches.

Dans le prolongement des travaux de Sarma et Iossifelis, Richards et al. (1993) ont exploré les mécanismes de rupture sismique en adaptant le modèle de Coulomb (Figure 2.29). Leur méthode a permis d'introduire le concept de "fluidisation inertielle périodique", qui explique les tassements importants observés même lors de séismes modérés.

De manière complémentaire, leur analyse a intégré les forces d'inertie agissant simultanément sur la fondation et le sol. Les résultats, exprimés à travers des coefficients pseudo-statiques, ont révélé une diminution drastique de la capacité portante avec l'intensification des forces sismiques. Cependant, les auteurs ont également mis en garde contre l'impact des dégradations sismiques de la résistance du sol, un point qui mériterait une exploration plus approfondie.

Dans une autre direction, Budhu et Al-Karni (1993) ont approfondi l'analyse en introduisant des coefficients correcteurs pour ajuster les facteurs de capacité portante en fonction des conditions sismiques (Figure 2.30). Contrairement à Richards et al. (1993), leur travail a intégré les effets combinés des accélérations horizontales et verticales.

De plus, leur étude a mis en évidence des divergences méthodologiques par rapport aux travaux précédents, notamment concernant les facteurs de capacité portante sismiques. Ils ont montré que l'influence des forces d'inertie du sol, souvent négligée, devient critique pour des accélérations élevées.

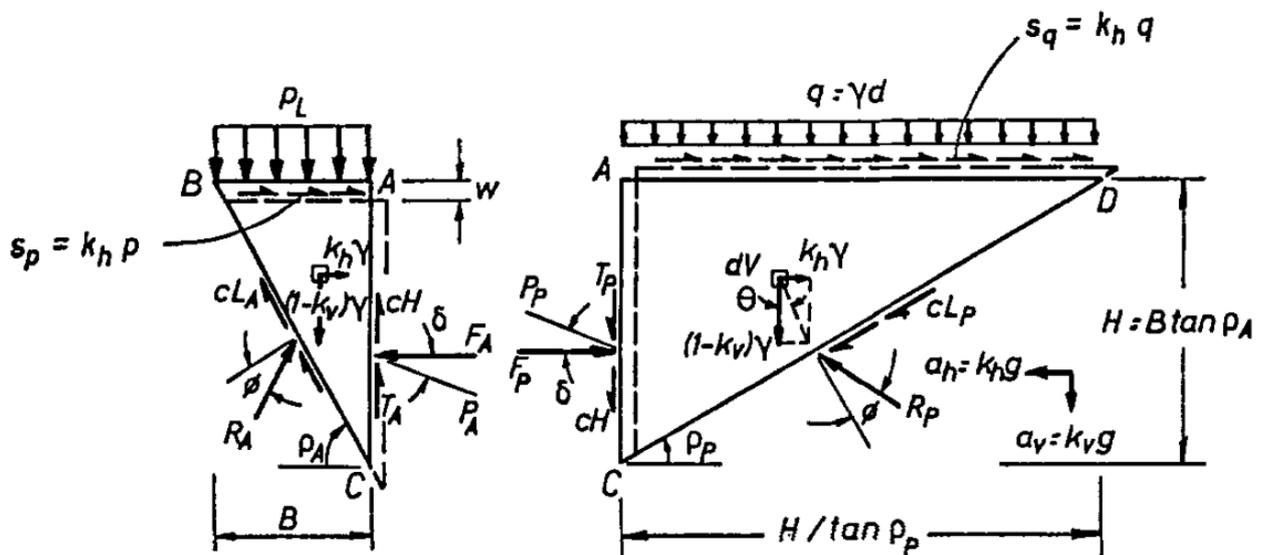


Figure 2.29 - Mécanisme de rupture de type « Coulomb » selon Richards et al. (1993)

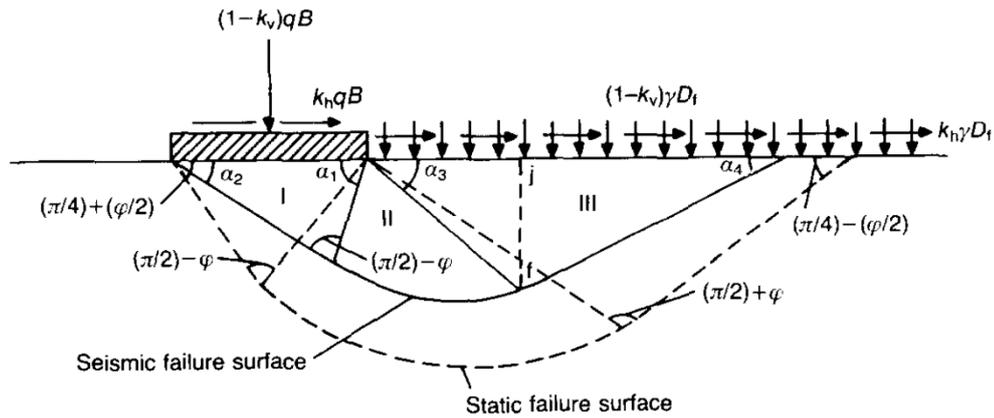


Figure 2.30 - Surfaces de rupture statiques et sismiques proposé par Budhu et Al-Karni (1993)

Dans la même lignée, Cascone et Casablanca (2016) (Figure 2.31) ont combiné les approches pseudo-statiques et numériques pour étudier les effets des forces d'inertie horizontales et verticales. Leur étude s'est distinguée par l'élaboration de coefficients correcteurs spécifiques, adaptés à la formule classique de Terzaghi. En outre, leurs résultats ont été validés par des comparaisons expérimentales et numériques, renforçant leur pertinence pour la conception sismique.

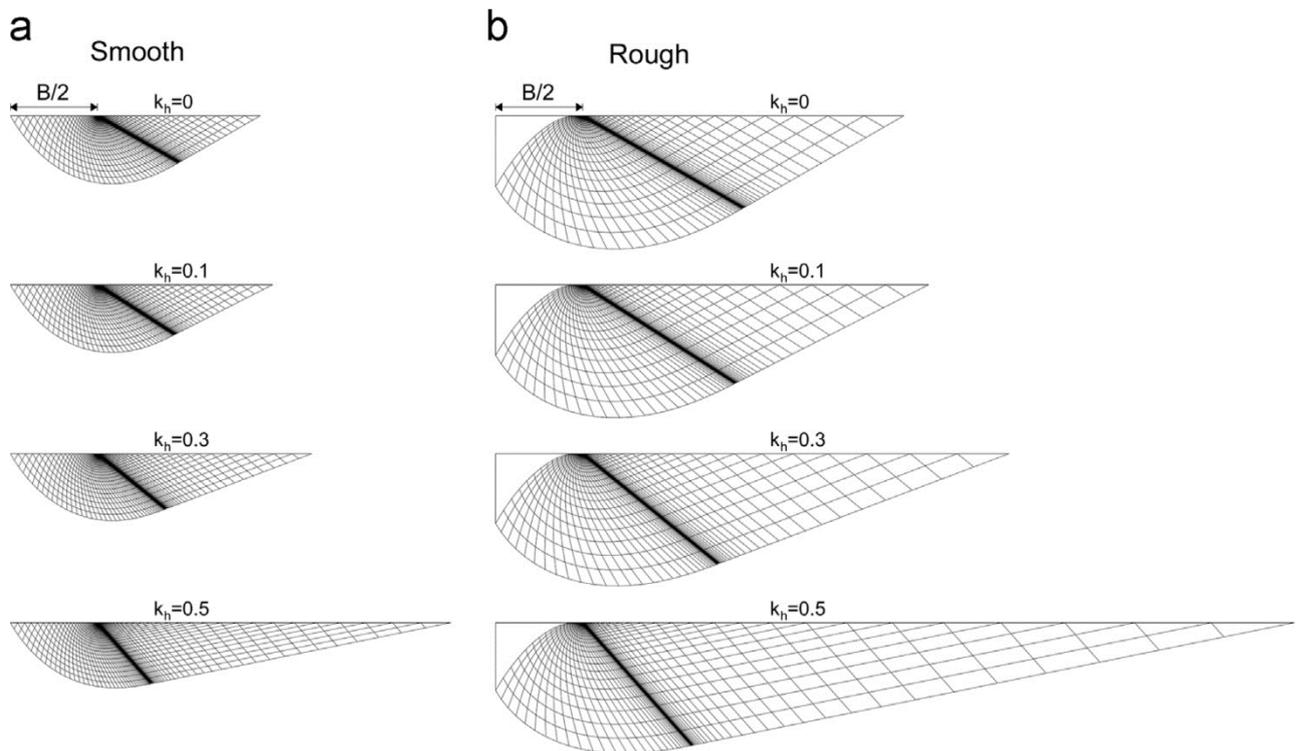


Figure 2.31 - Réseaux de lignes caractéristiques pour le problème $N_{\gamma E}^S$ avec $\phi = 30^\circ$, $k_h = 0-0.5$, $k_v = 0$: (a) fondations lisses et (b) fondations rugueuses (Cascone et Casablanca, 2016)

Plus récemment, Nguyen et Vo-Minh (2022) ont introduit la méthode des éléments finis lissés (CS-FEM) pour modéliser les interactions sol-structure sous sollicitations sismiques (Figure 2.32). Leur approche, basée sur une analyse pseudo-statique, a permis de résoudre les facteurs de capacité portante sismique en considérant à la fois les forces d'inertie horizontales et verticales.

Par comparaison avec les études précédentes, ils ont mis en évidence l'importance des coefficients de réduction pour relier les facteurs de capacité portante statiques et sismiques. Ces coefficients offrent des outils pratiques pour les ingénieurs concevant des fondations dans des environnements sismiques.

En résumé, les méthodes d'évaluation sous conditions sismiques ont considérablement évolué, passant d'approches simplifiées à des modèles intégrant des interactions complexes. Chaque contribution a enrichi notre compréhension des mécanismes sous-jacents, tout en fournissant des outils pour une conception plus sécurisée. Ainsi, l'avenir des recherches devrait se concentrer sur l'intégration des effets couplés entre le sol et la superstructure pour mieux appréhender les défis imposés par les environnements sismiques.

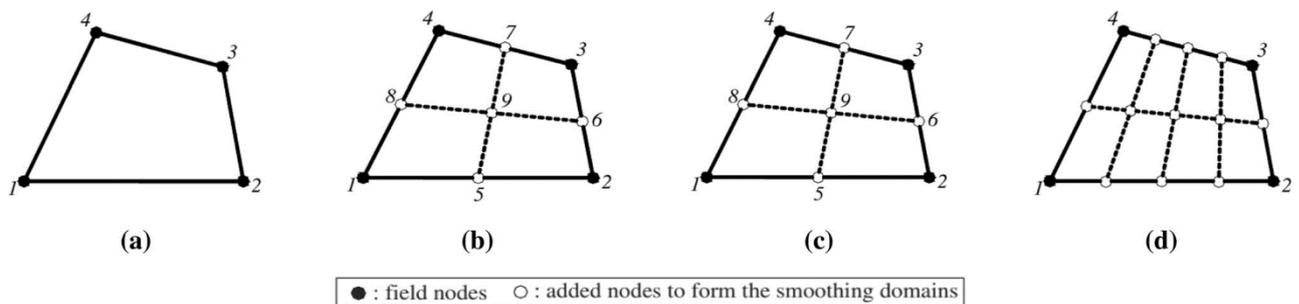


Figure 2.32 - Division d'un élément quadrilatéral en cellules de lissage plus petites (SSC) : (a) $SSC = 1$; (b) $SSC = 2$; (c) $SSC = 4$; (d) $SSC = 8$ (Nguyen et Vo-Minh, 2022)

2.7. Conclusion

Ce chapitre a mis en lumière les multiples facteurs influençant le comportement des fondations superficielles sous des chargements combinés. Les approches théoriques des enveloppes de rupture ont permis de comprendre les mécanismes fondamentaux de la déformation et de la rupture du sol. L'analyse des effets spécifiques de la charge excentrée, de la charge inclinée-centrée, ainsi que de leur combinaison a démontré des interactions complexes qui modifient la capacité portante et les mécanismes de rupture des systèmes sol-fondation.

Par ailleurs, la revue des approches d'évaluation sous sollicitations sismiques a souligné l'importance de considérer les effets dynamiques, notamment les forces d'inertie dans le sol et la superstructure, pour garantir la sécurité des structures dans les zones sujettes aux séismes. Les avancées récentes, qu'elles soient analytiques, numériques ou expérimentales, ont permis de développer des outils pratiques pour prédire avec précision les comportements des fondations sous ces conditions extrêmes.

En conclusion, ce chapitre a fourni une synthèse des connaissances actuelles sur le comportement des fondations superficielles sous chargements combinés, en mettant l'accent sur les méthodologies de modélisation et d'évaluation. Ces éléments constitueront une base solide pour les travaux ultérieurs, visant à développer des solutions plus robustes et adaptées aux environnements complexes et sismiques.

Chapitre 3

Contribution à l'étude numérique des performances des semelles filantes sous conditions de chargement excentré installées dans un sol argileux non homogène

3.1. Introduction

Les semelles filantes encastrées dans des sols argileux non homogènes posent un défi important en ingénierie géotechnique en raison de la complexité de leur comportement sous divers scénarios de chargement. La capacité portante, les mécanismes et les enveloppes de rupture des fondations dépendent de plusieurs paramètres, dont l'excentricité de la charge, l'encastrement, l'hétérogénéité du sol et les conditions d'interface. Comprendre ces influences est essentiel pour concevoir des fondations sûres et performantes, notamment dans des environnements stratifiés et variés en cohésion et résistance.

Ce chapitre utilise la modélisation numérique, via le logiciel OptumG2, pour explorer la capacité portante et les enveloppes de rupture des semelles filantes sous charges excentrées. Nous avons examiné des paramètres clés tels que le taux d'hétérogénéité du sol (k), le rapport d'encastrement (D/B) et l'excentricité de la charge (e/B), afin de mieux saisir leur impact sur les capacités portantes et les modes de rupture. Ces analyses offrent des informations essentielles pour optimiser la conception des fondations dans des sols non homogènes.

En outre, l'étude des enveloppes de rupture permet de visualiser les limites de la capacité portante sous des chargements combinés, facilitant l'évaluation de la stabilité des fondations. Ce chapitre vise aussi à fournir une compréhension approfondie des interactions entre la semelle, le sol et les charges, avec des applications concrètes pour le dimensionnement des fondations en ingénierie géotechnique.

3.2. Synthèse des travaux antérieurs et problématique

La présence de couches rigides peu profondes dans le sous-sol influence considérablement le comportement des semelles filantes soumises à un chargement vertical. Traditionnellement, l'évaluation de la capacité portante des fondations repose sur l'équation de superposition de Terzaghi (1943). Cependant, dans la réalité, les sols sont naturellement stratifiés en couches (Burd et Frydman, 1997). De plus, le sol naturel ne se compose pas uniquement de sable ou d'argile ; il s'agit d'une structure complexe avec des niveaux variables d'adhésion et de résistance (Baazouzi et al., 2017, 2023 ; Bouaicha et al., 2018 ; Hamlaoui et al., 2023 ; Bouaicha et Mabrouki, 2024 ; Mancer et al., 2024 ; Zatar et al., 2024). Les chercheurs ont examiné avec soin l'interaction des semelles avec divers types de sols, y compris les sols sableux, argileux et mixtes, dans le but de déterminer leur capacité portante ultime. Il est important de noter que de nombreux sites de construction, souvent partiellement saturés ou constitués de roche tendre altérée, appartiennent généralement à la catégorie des sols cohésifs et frictionnels. Malgré leur prévalence, les recherches sur ce type de sol restent limitées. En particulier, l'utilisation des facteurs de capacité portante conformes à la théorie de Terzaghi (1943) reste difficile à appliquer à ce type de sol non homogène.

Dans les scénarios d'ingénierie pratique, les systèmes de fondations subissent des charges variées telles que le poids propre, les charges mortes inclinées ou excentrées, les forces opérationnelles, ainsi que les pressions environnementales. Ce scénario complexe de chargement est généralement représenté par une enveloppe tridimensionnelle de rupture, définissant la capacité ultime sous des conditions de chargement multiaxial, combinant les capacités verticales (V), horizontales (H) et les moments (M). Les fondations offshore, en particulier, sont confrontées à des charges cycliques importantes provenant de conditions environnementales sévères, telles que le vent, les vagues et les courants. Ainsi, la conception des structures offshore nécessite une prise en compte rigoureuse des effets des charges cycliques sur la capacité portante (Randolph, 2012). La présence de sols faibles et rigides autour de la fondation constitue une préoccupation majeure pour les ingénieurs, car cela peut entraîner une réduction significative de la capacité de la fondation ainsi qu'une accumulation importante de déplacements, y compris une rotation répétée de la fondation. S'appuyant sur des recherches approfondies du comportement porteur des semelles sous des charges excentrées, diverses études ont examiné et évalué l'état limite ultime de ces fondations dans de telles conditions (Khitas et al., 2017 ; Ouahab et al., 2018). Outre la méthode de la largeur efficace de la semelle, deux autres approches ont émergé : la méthode proposée par Meyerhof (1953) et la technique analytique classique décrite par Uzuner (1975).

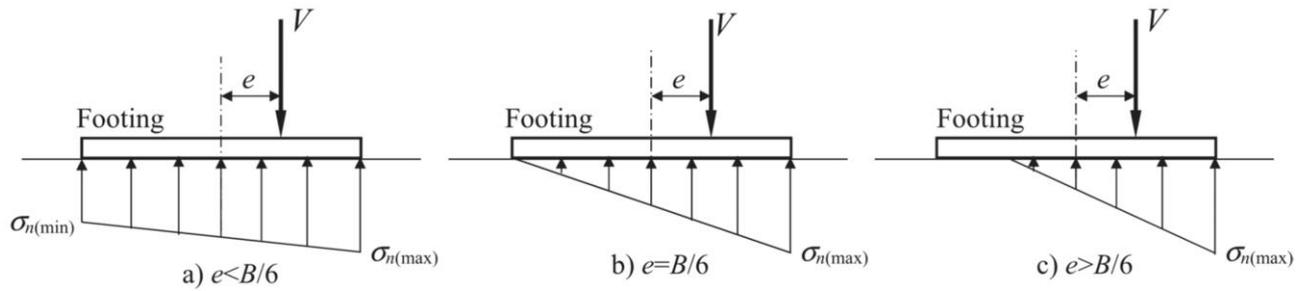


Figure 3.1 - Distribution des contraintes normales à la base sous différentes excentricités dans la méthode d'analyse classique (Pham et al., 2020)

Dans le cadre de l'évaluation de la méthode proposée par Meyerhof (1953) pour les fondations sous charges excentrées, une semelle rigide filante a fait l'objet d'une série systématique d'applications de charges pour déterminer sa capacité portante sous des conditions de chargement vertical excentré. Selon la proposition de Meyerhof, la largeur effective de la semelle est $B' = B + 2e$, où B représente la largeur de la semelle et e désigne l'excentricité entre le point de chargement et le centre de la semelle.

Cette approche de la largeur effective est couramment utilisée dans la conception des semelles. La méthode d'analyse classique, illustrée dans la Figure 1, introduit des hypothèses supplémentaires pour définir la distribution des contraintes normales à la base sous des charges verticales excentrées. Plus précisément, une distribution linéaire des contraintes est valide dans trois plages d'excentricité distinctes ($e/B < 1/6$, $e/B = 1/6$, $e/B > 1/6$), où $\sigma_{n(max)}$ et $\sigma_{n(min)}$ représentent respectivement la contrainte normale maximale et minimale. Il est important de noter que lorsque des contraintes de traction apparaissent à des excentricités significatives ($e/B > 1/6$), la base de la semelle se désengage du sol. Une analyse systématique et complète de ces méthodes dans des conditions de sol variées fait encore défaut, ce qui laisse planer des doutes quant à leur applicabilité. Par conséquent, la capacité portante ultime de la semelle dépend considérablement du type de sol et des charges appliquées.

La capacité portante des semelles chargées excentrées sur sols sableux peut être déterminée efficacement à l'aide de l'analyse limite, un outil géotechnique puissant. Cette approche a été appliquée avec succès à diverses configurations de semelles, incluant les semelles filantes encastrees (Bransby et Randolph, 1998), les fondations circulaires encastrees (Vulpe et al., 2014), ainsi que les semelles circulaires à jupes avec un bouchon de sol déformable, étudiées par Gourvenec et al. (2014). Ces études ont mis en évidence l'influence significative du rapport d'encastrement sur la capacité uniaxiale ultime ainsi que sur la forme de la surface de rupture des fondations encastrees. En outre, l'hétérogénéité de la résistance du sol a également été identifiée comme un facteur influent sur ces aspects critiques.

Bienen et al. (2012) ont étudié les mécanismes de rupture du sol associés à une fondation hybride soumise à un chargement combiné vertical (V), horizontal (H) et à un moment (M). La recherche s'est concentrée sur l'optimisation de la quantité d'acier dans les fondations hybrides afin d'améliorer leur résistance aux charges horizontales et aux moments. Ils ont découvert que l'utilisation efficace de l'acier dans ces fondations augmente leur résistance aux forces latérales et aux moments. La longueur supplémentaire des fondations hybrides les rend également plus résistantes, notamment contre les pressions latérales. Contrairement aux fondations plus simples, ces fondations surélevées présentent des mécanismes de rupture distincts en raison de leur forme complexe.

Fu et al. (2015) ont réalisé des essais en centrifugeuse pour examiner l'influence du préchargement sur la capacité portante des fondations circulaires à jupes. Ils ont mesuré l'augmentation de la résistance de ces fondations après avoir préchargé le sol. Ils ont constaté que l'application d'une certaine pression avant la charge principale augmentait la capacité des fondations à supporter des charges. Dans un travail ultérieur, Fu et al. (2015) ont analysé les mécanismes de rupture et la distribution des charges sur ces fondations en tenant compte des variations de la résistance du sol dans des conditions spécifiques. Ils ont également proposé une nouvelle méthode pour prédire la capacité portante de ces fondations dans différentes directions. Cette méthode aide les ingénieurs à déterminer la résistance de ces fondations en fonction des propriétés du sol et de leur forme.

Khitas et al. (2017) ont étudié l'influence de la liaison sol-fondation, en particulier sa capacité à résister aux forces de traction, sur la capacité portante des fondations longues et étroites. Leur analyse a montré que la distribution de la pression reste constante quel que soit l'emplacement de la charge, suggérant une relation prévisible entre la position de la charge et la répartition des pressions. Cependant, Pham et al. (2019), utilisant l'analyse limite, ont exploré la distribution des contraintes normales de contact (σ_n) à la base d'une semelle soumise à des charges verticales et ont découvert que la distribution des pressions sous des charges verticales formait un motif triangulaire, qui change en fonction de la position de la charge. Cela souligne l'importance de l'emplacement de la charge dans la répartition des pressions sous les charges verticales.

Hentati et al. (2018) ont entrepris une exploration rigoureuse de l'impact de la variabilité spatiale des sols non drainés sur la réponse des semelles filantes soumises à des chargements combinés en horizontal (H) et en moment (M). Leur investigation a employé une méthodologie avancée intégrant de manière transparente l'analyse par éléments finis (FEA), la théorie des champs aléatoires et les simulations de Monte Carlo pour tenir compte des incertitudes et de la variabilité spatiale des propriétés des sols. Cette approche complète a permis une analyse approfondie du comportement du

système dans des conditions variées, en tenant compte des incertitudes inhérentes et des irrégularités spatiales. Les chercheurs ont modélisé la résistance au cisaillement non drainé du sol sous la fondation comme un champ aléatoire distribué de manière log-normale.

Zheng et al. (2019) ont utilisé l'optimisation de la disposition des discontinuités (DLO) pour déterminer la capacité portante et les mécanismes de rupture des semelles chargées obliquement situées au-dessus d'un sable de profondeur infinie, ce qui a conduit à l'élaboration d'un modèle simplifié pour prédire la capacité portante. Pham et al. (2022) ont étudié quant à eux, la capacité portante ultime des sols $c-\phi$ sous charges excentrées et inclinées en utilisant la méthode des éléments finis rigide-plastique (RPFEM). En s'appuyant sur le critère de rupture de Drucker et Prager (1952), leur étude a élargi l'applicabilité de l'équation constitutive rigide-plastique à des types de sols aux propriétés matérielles complexes, permettant une analyse plus réaliste du comportement des sols sous des conditions de chargement variées.

Dans notre recherche, nous avons utilisé l'analyse par éléments finis, en s'appuyant sur le logiciel OptumG2 (2021), afin d'évaluer les facteurs de capacité portante ainsi que les enveloppes de rupture des semelles filantes intégrées dans des couches argileuses non homogènes sous des conditions de chargement excentré. L'étude a exploré différentes configurations de semelles, incluant celles avec interface et celles entièrement encastrees. L'objectif principal était d'examiner l'influence de plusieurs paramètres essentiels, tels que le taux d'hétérogénéité de la résistance du sol (k), le rapport entre l'épaisseur de la couche de sol et la largeur de la semelle (h/B), ainsi que le rapport d'encastrement de la semelle (D/B) par rapport à l'excentricité de la charge (e/B). Ces paramètres jouent un rôle important dans la détermination du comportement global des fondations, notamment sous des charges complexes, où l'excentricité et la non-homogénéité du sol sont des facteurs déterminants pour la stabilité et la capacité portante.

3.3. Présentation de l'outil numérique OptumG2

Dans le cadre de cette thèse, nous avons opté pour le logiciel Optum^{G2} (2021) pour la simulation numérique des fondations superficielles. Optum^{G2} (2021) est un outil 2D d'éléments finis ancré dans les techniques d'optimisation numérique actuelles, conçu expressément pour les besoins géotechniques. Sa plateforme graphique intuitive simplifie la conception de modèles d'éléments finis complexes. Même s'il possède des similitudes avec d'autres logiciels d'éléments finis, il présente des avantages distincts, tels que :

- ✓ La fourniture de réponses directes à des questions précises, éliminant le besoin d'analyses prolongées. Par exemple, grâce à l'Analyse limite, une évaluation rapide de la capacité

portante des géostructures est possible sans devoir effectuer une analyse élastoplastique exhaustive.

- ✓ L'estimation des limites supérieures et inférieures très proches de la charge de rupture, délimitant ainsi la solution réelle dans une marge étroite.
- ✓ La capacité à conduire une analyse probabiliste fondée sur la notion de champs aléatoires. Cela implique la création de distributions aléatoires d'un paramètre donné, suivie d'une analyse utilisant des simulations de Monte Carlo. Plutôt qu'une seule estimation de la capacité portante, le logiciel offre des distributions de probabilité associées à cette capacité.

Selon Optum^{G2} (2021), nous aborderons, dans la section suivante, des aspects liés à la théorie de la plasticité, l'analyse limite et certains matériaux disponibles dans Optum^{G2} (2021).

3.4.1. Théorie de la plasticité

La théorie de la plasticité repose sur une notion centrale : il existe un point limite, un seuil, au-delà duquel un matériau ne peut plus supporter l'état de contrainte auquel il est soumis. La représentation mathématique de ce seuil est fournie par la fonction de rupture, notée $F(\sigma)$. Dans ce contexte, lorsque $F(\sigma) \leq 0$, cela signifie que le matériau demeure dans un état de contrainte acceptable. Cependant, lorsque $F(\sigma)$ atteint précisément 0, cela signifie que nous sommes à la frontière de ce que le matériau peut tolérer : c'est la surface de rupture (comme illustré sur la Figure 3.1). Cette surface peut adopter différentes configurations, soit ouvertes soit fermées, mais elle présente toujours une forme convexe.

Le cœur de la théorie classique de la plasticité réside dans un postulat fondamental : toute déformation totale d'un matériau est le fruit de la combinaison de deux types de déformations distinctes : une déformation élastique et une déformation plastique. Mathématiquement, cela se traduit par ε pour la déformation totale, ε^e pour la part élastique, et ε^p pour la part plastique.

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

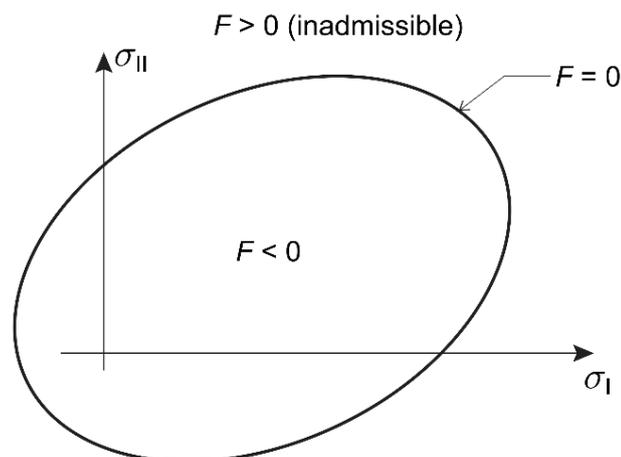


Figure 3.2 - Surface de rupture

Lorsqu'on se penche sur les déformations élastiques, elles sont directement proportionnelles aux contraintes exercées sur le matériau. Cette relation est exprimée par le module de conformité élastique, noté \mathbb{C} .

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

Pour ce qui est de la déformation plastique, elle est généralement définie par une règle d'écoulement.

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

Cette règle est caractérisée par $\dot{\lambda}$, qui est un multiplicateur plastique toujours positif ou nul, et G qui représente le potentiel d'écoulement. Une particularité de $\dot{\lambda}$ est qu'il n'est pas fixe, mais doit être ajusté de manière à ce que les déformations plastiques se manifestent seulement quand le matériau atteint son seuil de rupture, soit quand $F(\sigma) = 0$. C'est-à-dire lorsque l'état de contrainte atteint la rupture. Cette exigence est assurée par la condition suivante :

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

Enfin, concernant le potentiel d'écoulement G , il est essentiel de noter qu'il pourrait, en théorie, adopter de multiples formes. Toutefois, pour des raisons mathématiques, le choix de G égal à F est privilégié, car il présente des avantages non négligeables. Lorsque G est choisi de cette manière, la règle d'écoulement est qualifiée d'associée. Dans les cas où cette égalité n'est pas respectée, on parle de règles d'écoulement non-associées. En pratique, même si F et G ne sont pas strictement équivalents, il est courant de voir G adopter une forme qui ressemble étroitement à celle de F , mais avec des paramètres qui lui sont propres.

3.4.2. Analyse limite

Lorsqu'on examine une structure composée d'un matériau rigide-plastique, elle est généralement soumise à diverses sollicitations. Parmi ces sollicitations, nous avons des charges volumiques, notées b , qui peuvent résulter, par exemple, du poids propre du matériau. De plus, des tractions, notées t , sont exercées sur les frontières de cette structure. L'un des questionnements centraux de l'analyse limite est de déterminer jusqu'à quel niveau ces tractions peuvent être augmentées sans provoquer de rupture dans le matériau. Inversement, on peut aussi chercher à connaître le niveau minimal de ces tractions qui induirait cette rupture.

Afin de traiter cette problématique, on introduit un multiplicateur de charge, noté α . Ce multiplicateur permet de modéliser les tractions exercées sur la structure, qui sont alors équivalentes à αt multiplié par t (illustré dans la Figure 3.2). Si l'on suppose que la structure atteint le point de rupture, les déplacements associés deviendraient infinis. C'est pourquoi il est impératif d'introduire une métrique

pour quantifier ces déplacements, ou de considérer une quantité de travail associée ou encore tout autre paramètre similaire qui serait pertinent.

Les principes fondamentaux qui guident cette analyse sont traduits par les équations suivantes :

✓ Les équations d'équilibre et les conditions aux limites associées :

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

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

Où :

$$\nabla^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

et

$$P^T = \begin{bmatrix} n_x & 0 & n_y \\ 0 & n_y & n_x \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

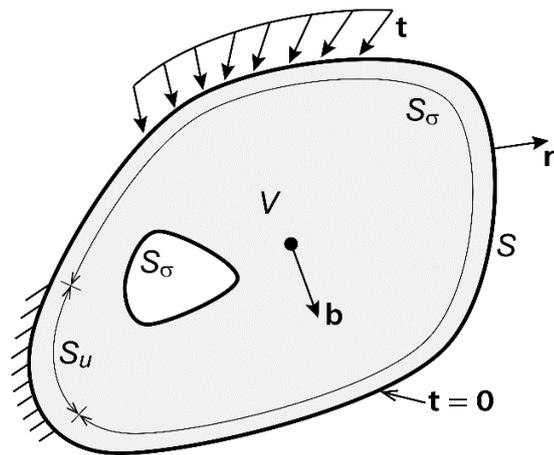


Figure 3.3 - Corps solide ayant un volume V , délimité par $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions at sur S_σ et fixé en S_u .

✓ Les conditions caractérisant la rupture :

$$F(\sigma) \leq 0 \quad (3.9)$$

Ici, au lieu de considérer la condition de rupture non linéaire initiale, on la linéarise. Ainsi, au lieu de $F(\sigma) \leq 0$, on utilise un ensemble de contraintes linéaires.

$$f_i^T \sigma - k_i \leq 0, \quad i = 1, \dots, n \quad (3.10)$$

Cette approche peut également être représentée sous forme matricielle :

$$F^T \sigma - K \leq 0 \quad (3.11)$$

Où F et K encapsulent les composants f_i et k_i de chaque contrainte linéaire. En introduisant des variables supplémentaires, ces contraintes de rupture sont formulées différemment.

$$F^T \sigma - K + s = 0, \quad s \geq 0 \quad (3.12)$$

$$F^T \sigma - K + s = 0 \quad (3.13)$$

- ✓ La compatibilité entre la règle d'écoulement, les déformations et les déplacements :

$$\nabla \dot{u} = F \dot{\lambda} \quad (3.14)$$

- ✓ La notion de "Grandeur", qui est un paramètre utilisé pour évaluer le taux de travail en fonction des tractions t :

$$\int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1 \quad (3.15)$$

- ✓ Enfin, les conditions complémentaires sont :

$$S^T \dot{\lambda} = 0, \quad s \geq 0, \quad \dot{\lambda} \geq 0 \quad (3.16)$$

Il est essentiel de noter que si une solution aux équations ci-dessus existe, elle sera unique en ce qui concerne le multiplicateur α . Toutefois, il pourrait y avoir plusieurs configurations possibles de distribution de contraintes ou de champs de déplacement qui aboutiraient à la même valeur de ce multiplicateur de rupture. Les équations principales peuvent être reformulées en utilisant divers principes variationnels. Ces principes, dans certains contextes, permettent d'établir des limites sur la valeur exacte du multiplicateur de rupture α à déterminer.

3.3.2.1 Principe de la limite inférieure

Une manière d'aborder les équations régissant le système est via le concept du principe de la limite inférieure :

$$\begin{array}{ll} \text{Maximiser} & \alpha \\ \text{Sujet à} & \nabla^T \sigma + b = 0, \quad \text{dans } V \\ & P^T \sigma = \alpha t, \quad \text{sur } S_\sigma \\ & F^T \sigma - K + s = 0, \quad s \geq 0 \end{array} \quad (3.17)$$

En d'autres termes, la résolution du problème mentionné ci-dessus assure la conformité avec les équations directrices. Lors de la résolution de ce problème, les quantités cinématiques, qui ne figurent pas explicitement dans le problème initial, apparaissent sous la forme de multiplicateurs de Lagrange. Le principal avantage du principe de la limite inférieure réside dans sa capacité à fournir une estimation basse du multiplicateur de rupture exact, principalement en établissant un champ de contrainte qui respecte les limites sans nécessairement être la solution optimale.

3.3.2.2 Principe de la limite supérieure

Les équations régissant peuvent également être formulées à travers le problème d'optimisation suivant :

$$\begin{aligned}
 &\text{Minimiser} && \alpha \\
 &\text{Sujet à} && \int_V K^T \dot{\lambda} dV - \int_V b^T \dot{u} dV \\
 &&& \nabla \dot{u} = F \dot{\lambda}, \quad \dot{\lambda} \geq 0 \\
 &&& \int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1
 \end{aligned} \tag{3.18}$$

Pour résoudre ce problème, il est impératif de prendre en compte les quantités cinématiques. Cela permet d'obtenir une estimation haute du multiplicateur de rupture exacte. L'approche principale ici est de postuler un champ de déplacement compatible qui respecte la règle d'écoulement. L'objectif est d'assurer que le travail effectué par rapport aux tractions de référence soit de magnitude unitaire. La fonction à optimiser, qui englobe le taux de travail interne en déduction de l'effet des forces de volume constantes, représente le multiplicateur de rupture recherché.

3.4.3. Modèles de comportement

3.3.3.1 Modèle de Mohr-coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est couramment adopté pour caractériser la rupture des sols par cisaillement. Il s'agit d'une loi élastoplastique employée pour représenter le comportement mécanique de différents types de sols. Les sols granulaires comme le sable, ainsi que les sols cohérents, tels que les argiles et les limons, sont souvent analysés à l'aide de cette loi, que ce soit à court ou à long terme. Visualisé sur le cercle de Mohr, ce modèle est décrit par l'équation suivante :

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi) \tag{3.19}$$

Ici, σ_n représente les contraintes normales, τ les contraintes de cisaillement, c la cohésion du sol, et φ est l'angle de frottement interne du matériau. Dans le logiciel Optum^{G2} (2021), le modèle de Mohr-Coulomb est enrichi par trois formes distinctes d'élasticité : linéaire isotrope, non linéaire isotrope et non linéaire anisotrope. Pour le cas linéaire isotrope, les propriétés matérielles peuvent être définies de deux façons :

- ✓ Le module de Young, noté E [MPa], et le coefficient de Poisson, noté ν .
- ✓ Le module de compression, noté K [MPa], et le module de cisaillement, noté G [MPa].

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{3.20}$$

Où :

$$E = \frac{9KG}{3K+G} \quad \nu = \frac{3K-2G}{2(3K+G)} \quad (3.21)$$

Les deux jeux de paramètres, (E, ν) et (K, G) , sont interdépendants.

L'équation fonctionnelle de la charge selon Mohr-Coulomb est exprimée par :

$$F = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \quad (3.22)$$

Où σ_1 et σ_3 dénotent respectivement les contraintes principales maximales et minimales.

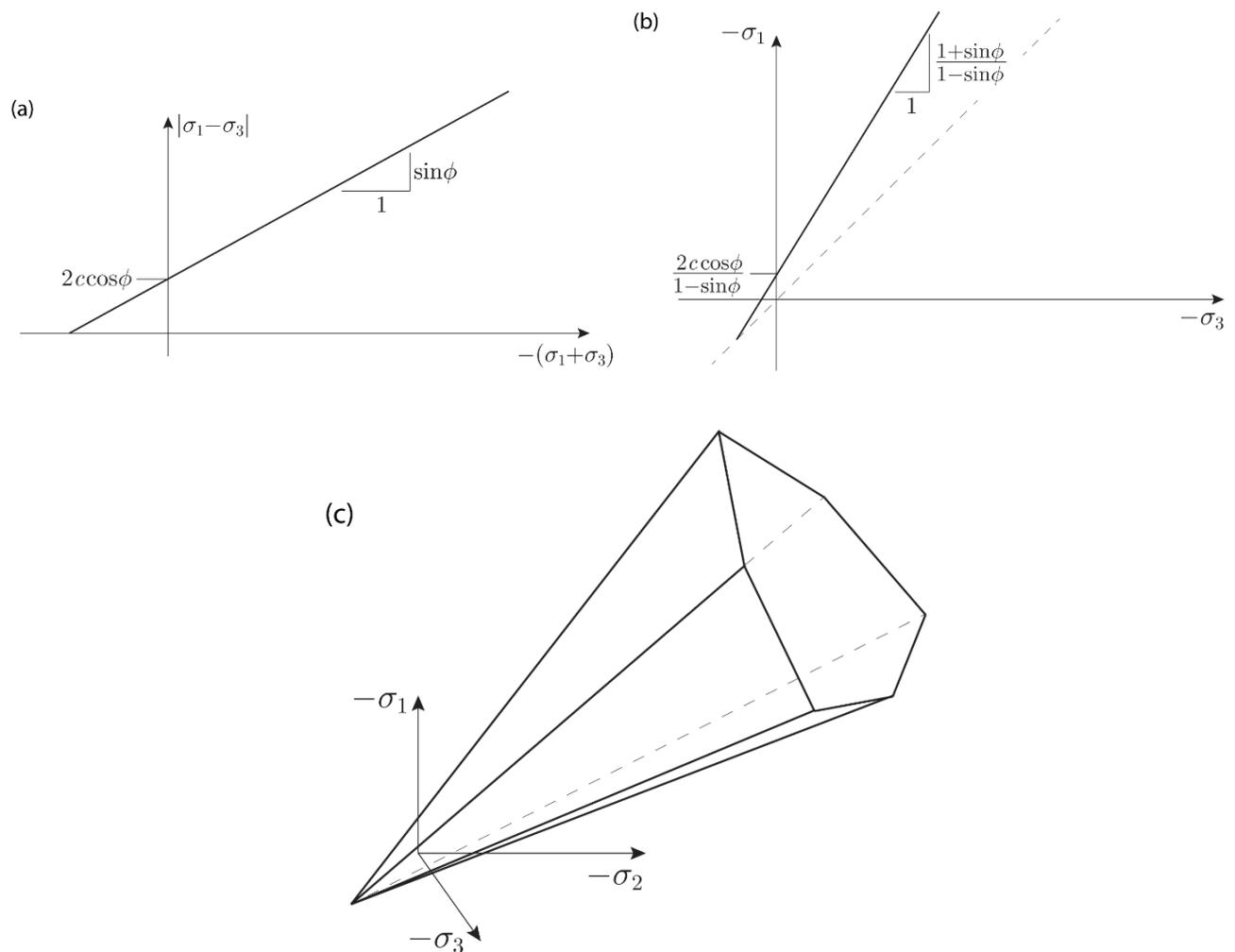


Figure 3.4 - Représentations possibles de la surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales. Dans (a) et (b), l'ordre des contraintes principales est $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$, tandis qu'aucun ordre particulier n'est supposé dans (c).

La Figure 3.3 illustre différentes représentations possibles de la surface de charge selon le modèle de Mohr-Coulomb. La règle d'écoulement associée à ce modèle est formulée comme :

$$G = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi \quad (3.23)$$

Cette règle d'écoulement est distinguée en deux cas : le cas "associé", où $G = F$, et le cas "non associé", qui nécessite l'intégration d'un angle de dilatation ψ_0 .

3.3.3.2 Modèle de Tresca

Le critère de Tresca est une spécification du critère de Mohr-Coulomb dans lequel l'angle de frottement φ est nul. Ce critère est privilégié pour examiner le comportement mécanique des sols fins tels que l'argile et le limon dans des conditions saturées et non drainées, sous contraintes totales à court terme. Durant ces périodes, aucun changement de volume n'est observé.

En adoptant les conditions d'une déformation plane, on peut observer que la somme totale des contraintes effectives demeure inchangée. Cette somme est équivalente à la somme des principales contraintes effectives, tant majeures que mineures. En appliquant cette observation au critère de Mohr-Coulomb, la fonction de charge peut être formulée de la manière suivante :

$$\begin{aligned}
 G|\sigma_1 - \sigma_3| &= 2c \cos \varphi - (\sigma'_1 + \sigma'_3)_0 \sin \varphi & (3.24) \\
 &= 2c \cos \varphi - (\sigma'_x + \sigma'_y)_0 \sin \varphi \\
 &= 2c \cos \varphi + (1 + k_0)\sigma'_{v,0} \sin \varphi \\
 &= 2s_u
 \end{aligned}$$

Dans cette équation, $\sigma'_{v,0}$ est la contrainte effective verticale initiale (avec une valeur positive en compression), et k_0 représente le coefficient des pressions des terres à l'origine, défini comme le rapport entre $\sigma'_{x,0}$ et $\sigma'_{y,0}$. Dans des conditions non drainées, le critère de Mohr-Coulomb est simplifié pour correspondre au critère de Tresca, où la cohésion est équivalente à la résistance au cisaillement non drainée, s_u .

Le modèle Tresca se base sur des paramètres élastiques spécifiques aux conditions non drainées, soit E_u (pour l'Option A) ou G (pour l'Option B). Pour ce qui est de la résistance du matériau, deux choix sont proposés :

- ✓ L'option standard qui requiert la saisie de la résistance au cisaillement non drainé, notée s_u (kPa).
- ✓ L'option généralisée qui exige l'entrée des valeurs de résistance au cisaillement non drainé sous une compression triaxiale et une extension triaxiale, dénotées respectivement s_{uc} et s_{ue} (kPa).

3.4. Présentation du problème étudié

Le problème étudié porte sur des semelles filantes superficielles et encastrées soumises à des charges excentrées sur une couche d'argile non homogène, à différentes profondeurs sous la semelle filante. La capacité portante non drainée de la semelle filante est calculée comme suit :

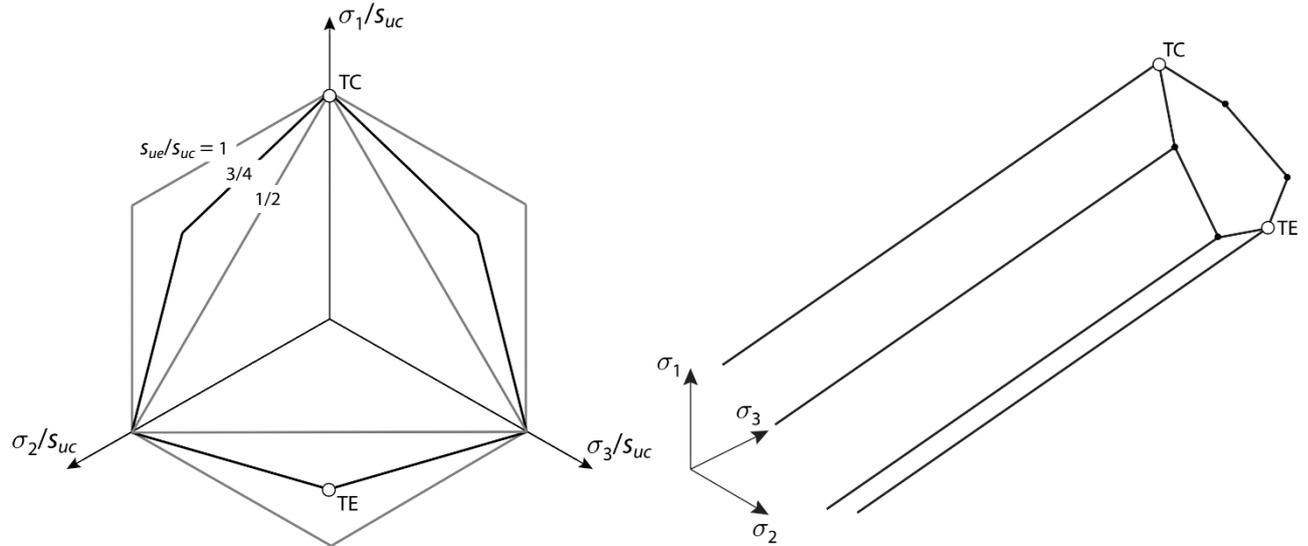


Figure 3.5 - Surface de rupture de Tresca généralisée dans le plan déviatorique et dans l'espace des contraintes principales pour une valeur intermédiaire de s_{ue}/s_{uc} . Les points indiqués correspondent à la compression triaxiale (TC) et à l'extension triaxiale (TE). Aucun ordre particulier des contraintes principales n'est supposé.

$$q_u = c_0 \cdot N_c \quad (3.25)$$

Où c_0 représente la résistance au cisaillement non drainée à la surface (Figure. 3.6), et N_c est le facteur de capacité portante verticale en fonction de c_u et de la profondeur de la base rigide. La valeur de c_u est exprimée comme suit :

$$c_u = c_0 + k \cdot z \quad (3.26)$$

Où c_u correspond à la résistance au cisaillement non drainée, qui varie linéairement avec la profondeur z , tandis que k représente le gradient de cohésion en fonction de la profondeur z .

L'hétérogénéité du sol est représentée par le rapport adimensionnel $j = k \cdot B / c_0$ où B est la largeur de la semelle, et l'épaisseur de la couche de sol est définie par le rapport adimensionnel h/B , qui représente le rapport entre l'épaisseur de la couche de sol et la largeur de la semelle. Matar et Salençon (1979) donnent une définition précise de la capacité portante comme suit :

$$q_u = p + u_c c_0 \left(N_c + \frac{1}{4} \frac{kB}{c_0} \right) \quad (3.27)$$

L'Éq. (3.27) intègre la pression de surcharge uniforme p et des coefficients adimensionnels u_c et N_c . Ces coefficients dépendent du facteur d'hétérogénéité k et du rapport entre l'épaisseur de la couche de sol et la largeur de la semelle h/B . Les valeurs de u_c et N_c peuvent être obtenues directement ou par interpolation à partir des graphiques fournis.

Le comportement du sol est modélisé en utilisant le critère de rupture de Tresca, qui suppose un matériau parfaitement plastique avec une résistance au cisaillement égale en traction et en

compression. Le modèle intègre un profil de résistance non drainée non homogène, reflétant une augmentation de la résistance avec la profondeur. À la surface, la résistance non drainée est de $c_0 = 50\text{kPa}$. La variable k symbolise le gradient de résistance. La profondeur d'encastrement adimensionnelle (D/B) reste comprise entre 0 et 2.5 dans toutes les analyses.

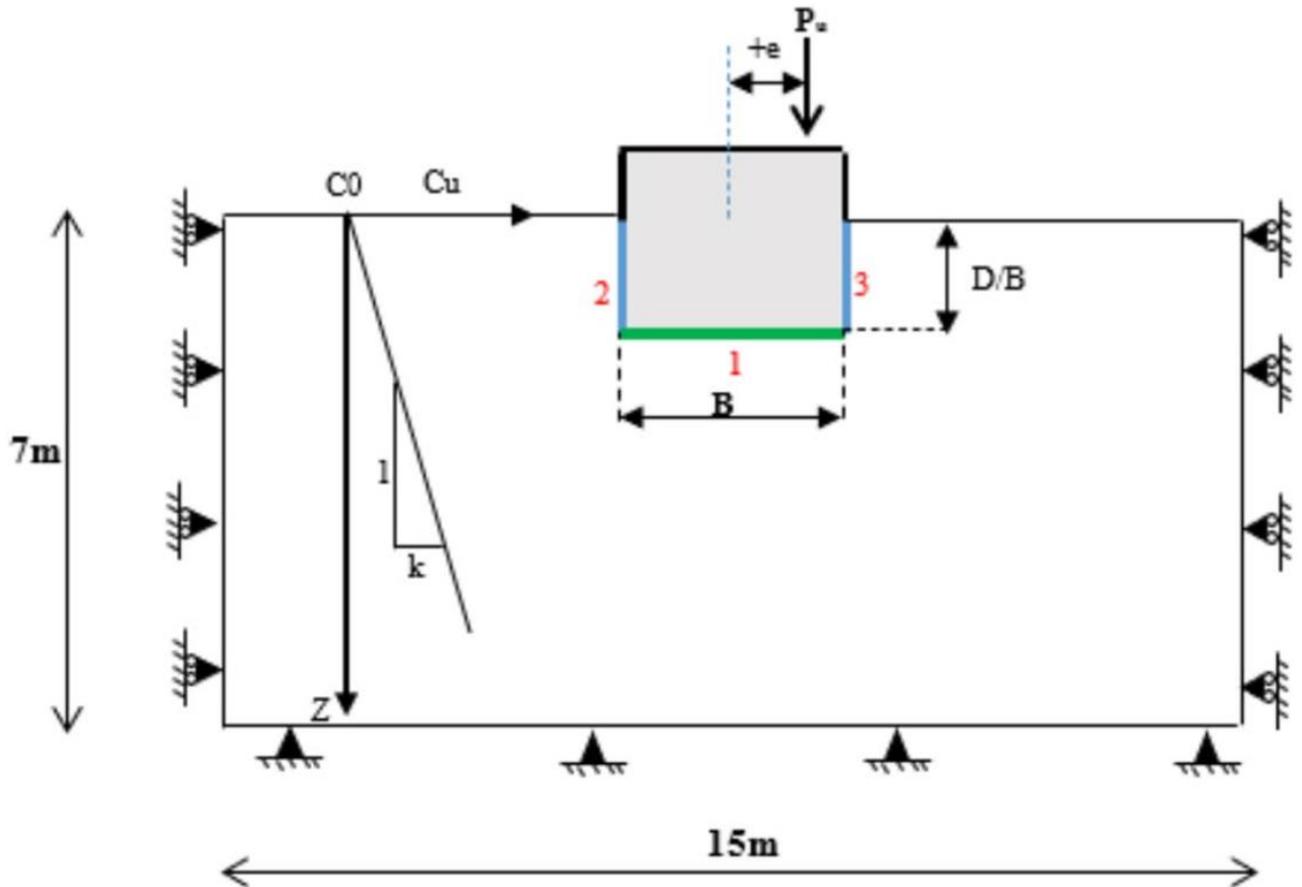


Figure 3.6 - Définition du problème

3.4.1. Analyse limite par éléments finis

Le code commercial OptumG2 (2021) s'est avéré être un outil extrêmement efficace pour les chercheurs analysant le comportement bidimensionnel des structures composées de matériaux tels que le sol ou la roche. Ce programme simule les structures qui présentent un écoulement plastique lorsqu'elles atteignent leurs limites de résistance. De nombreux chercheurs ont utilisé OptumG2 (2021) pour mener des analyses de la capacité portante des semelles filantes et circulaires, ainsi que pour l'étude de la stabilité des pentes (Boudiaf et al., 2019 ; Brahmi et al., 2021), faisant de ce logiciel une référence largement acceptée pour ces types d'investigations.

Dans cette étude, la capacité portante non consolidée de semelles filantes à surface rugueuse a été minutieusement évaluée, en tenant compte des effets des charges excentrées sur l'argile non uniforme. Le gradient de résistance (k) a été modifié en fonction de diverses valeurs, notamment 0, 1, 3, 5, 10,

20, 50, et 100. L'analyse a couvert une plage de profondeur d'encastrement adimensionnelle (D/B) allant de 0 à 2,5.

La Figure 3.7 illustre un maillage typique d'éléments finis utilisé pour analyser une semelle de largeur B de 2 m et de profondeur d'encastrement D/B de 1 m. Le maillage adaptatif permet d'éviter l'effet de taille, tandis que la dissipation de cisaillement contrôle cet effet. Afin d'assurer un haut niveau de précision, le manuel du logiciel recommande trois itérations adaptatives. Un maillage comporte 2000 éléments. Étant donné l'absence de symétrie de chargement, le domaine de sol complet ($15B \times 7B$) est pris en considération. Des maillages plus grands n'ont pas d'impact sur la charge limite de la semelle lorsque les limites sont étendues au-delà du domaine choisi. Les directions de la base du modèle sont entièrement contraintes, tandis que seules les directions horizontales sont contraintes pour les côtés verticaux droit et gauche. Le sol a été modélisé comme un matériau élastique parfaitement plastique, suivant le critère de Mohr-Coulomb pour un matériau de type Tresca. Le module de Young augmente avec la profondeur pour les matériaux non drainés ($\nu = 0,49$, $E_u = 500c_u$, $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$). La cohésion et le module de Young du sol varient linéairement avec la profondeur z comme suit :

$$\begin{cases} c_u = c_0 + c_{inc} \cdot z \\ E_u = E_0 + E_{inc} \cdot z \end{cases} \quad (3.28)$$

Où c_0 et E_0 représentent respectivement la cohésion et le module de Young en surface. c_{inc} et E_{inc} sont les incréments de cohésion et de module de Young par unité de profondeur.

La fondation est modélisée par une plaque rigide sans poids. Il est possible de déterminer la capacité verticale-moment ($V-M$) pour un autre point en utilisant les principes de la statique. c_0 représente la résistance au cisaillement non drainée au point de référence. Les résultats relatifs à l'hétérogénéité locale du sol $k \cdot D/c_0$ peuvent être présentés pour une fondation en surface ou pour une plaque encastree infiniment mince. Un élément d'interface défini par le critère de résistance au cisaillement de Coulomb relie la semelle rigide au sol. L'interface était rugueuse le long de la base de la fondation (1), permettant l'application de la contrainte de cisaillement maximale tant que la résistance au cisaillement du sol restait élevée. Les éléments d'interface le long des côtés (2, 3) étaient également assignés aux mêmes propriétés que ceux de la base (Figure 3.6). Dans le cas d'une interface lisse, la résistance non drainée était nulle aux éléments d'interface.

Dans cette étude, la fondation est modélisée avec une plaque rigide sans poids. La capacité verticale-moment ($V-M$) peut être déterminée pour n'importe quel point en utilisant les principes de la statique, avec c_0 représentant la résistance au cisaillement non drainée au point de référence. L'influence de l'hétérogénéité locale du sol, exprimée par $k \cdot D/c_0$, est analysée pour les fondations en surface et

encastrées. Le modèle utilise des éléments d'interface de type Coulomb pour connecter la semelle rigide au sol. Une condition d'interface rugueuse est appliquée le long de la base de la fondation (Fig. 3.6), permettant l'application de la contrainte de cisaillement maximale sous l'hypothèse d'un comportement non drainé du sol. Les mêmes propriétés d'interface rugueuse sont assignées aux éléments le long des côtés (2, 3) (Fig. 3.6). Une interface lisse est caractérisée par une résistance non drainée nulle aux éléments d'interface.

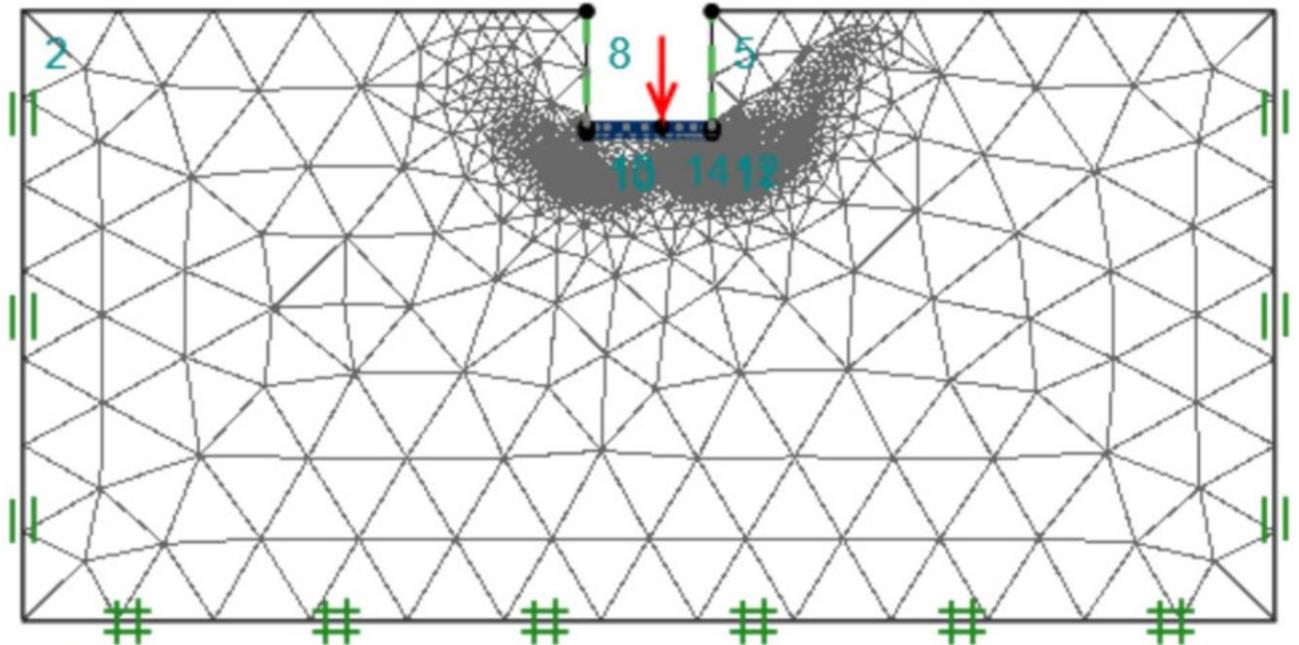


Figure 3.7 – Exemple de maillage adaptatif

3.4.2. Détection des enveloppes de rupture

Les analyses limites sont des outils particulièrement efficaces pour évaluer la capacité portante des fondations, offrant une évaluation bien plus rapide que les analyses élastoplastiques étape par étape. Les capacités uniaxiales ultimes, V_{ult} ($M = 0$) et M_{ult} ($V = 0$), sont les indicateurs critiques dans les directions verticale et en moment, respectivement. Les facteurs de capacité portante sont déterminés sur la base de ces capacités uniaxiales ultimes et de la résistance au cisaillement non drainée. La capacité portante peut être représentée facilement sous forme de sections bidimensionnelles dans le plan (V - M), ce qui facilite l'évaluation et l'optimisation de la capacité portante de la fondation.

3.5. Résultats

3.5.1. Comparaison des solutions disponibles

Afin de prédire avec précision la capacité portante verticale d'une semelle filante sur un sol cohésif sous chargement axial sans surcharge, un modèle numérique a été développé en se basant sur l'Éq. 1.

La validation par rapport à la solution analytique de Prandtl (1920) pour le facteur de capacité portante N_c a montré une excellente concordance, avec une valeur de 5.18 de N_c obtenue par le modèle ne déviant que de 1 % par rapport à la valeur théorique ($\pi+2$). Cette correspondance étroite souligne la fiabilité et la précision de l'approche de modélisation numérique mise en œuvre.

La Figure 3.8 présente une analyse comparative des prédictions de capacité portante du modèle proposé avec celles d'Edward et al. (2005), Gourvenec et Mana (2011) et Salgado et al. (2004). Tous les modèles montrent une tendance à l'augmentation de la capacité portante avec l'accroissement de la profondeur d'encastrement. Notre modèle, en effet, correspond parfaitement à la solution d'Edward. Comparé au modèle de Gourvenec, nos prédictions indiquent une réduction de 18 % de la capacité portante, tout en dépassant celles de Salgado et al. (2004) de 3,7 %.

Un examen plus approfondi révèle des nuances dans la relation entre le facteur de capacité portante (N_c) et le rapport d'encastrement (D/B). Le modèle actuel montre une forte corrélation entre le facteur de capacité portante (N_c) et le rapport d'encastrement (D/B), en accord avec les résultats de Salgado et al. (2004) pour $D/B \leq 0,5$. Cependant, pour $D/B \geq 0,5$, le modèle fournit des valeurs de N_c légèrement supérieures par rapport à la solution inférieure de Salgado et al. (2004). Inversement, bien que la solution d'Edward et al. (2005) s'aligne avec le modèle pour $D/B \leq 1$, elle sous-estime de manière significative N_c pour $D/B \geq 1$.

L'analyse de la Figure 3.9 révèle une influence significative du facteur d'hétérogénéité ($k \cdot B/c_0$) sur la capacité portante des fondations encastrées. Le modèle montre une corrélation positive nette entre

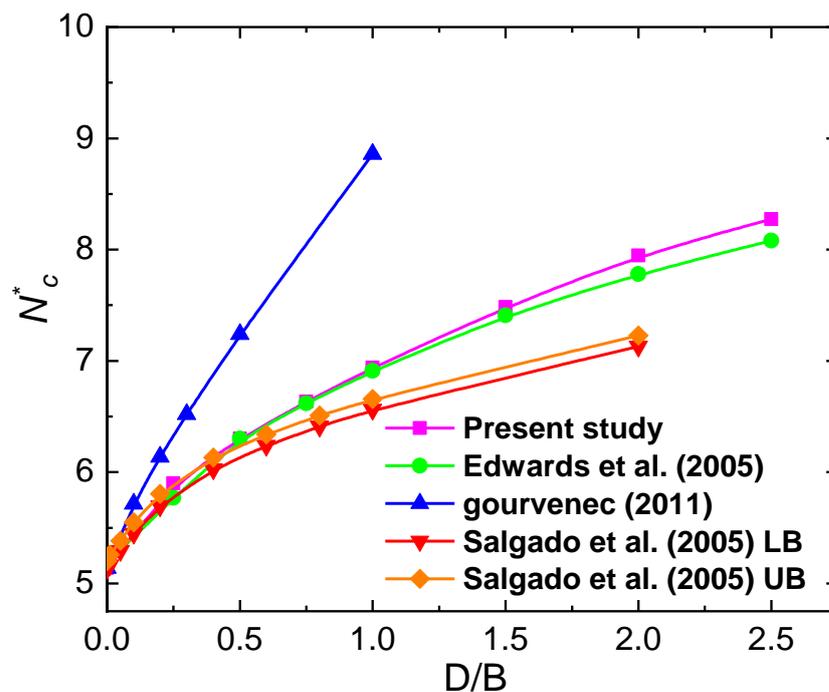


Figure 3.8 - Comparaison entre le modèle de l'étude et le modèle proposé dans la littérature

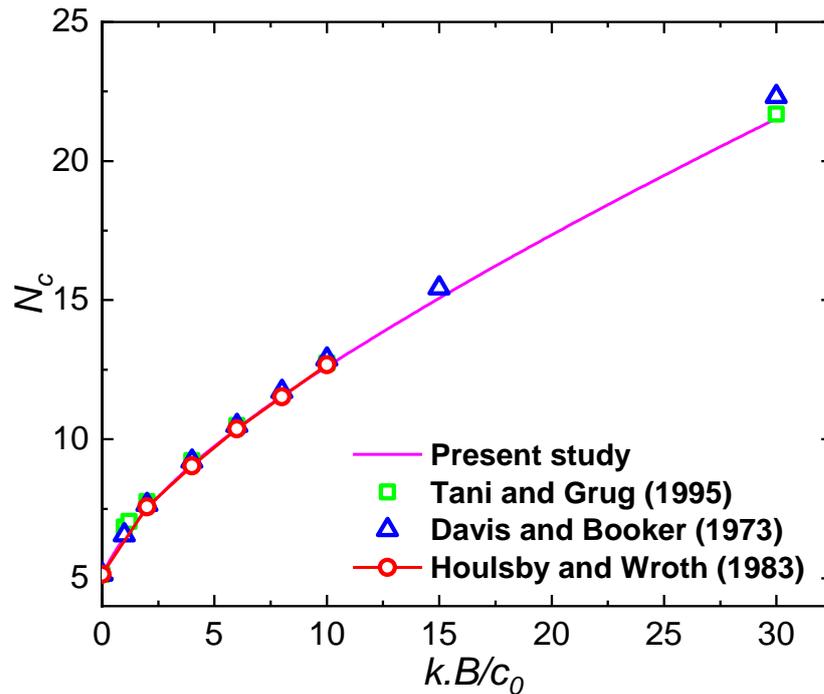


Figure 3.9 - Comparaison des résultats obtenus avec la solution exacte pour le cas de l'argile non homogène non drainée

$k \cdot B/c_0$ et la capacité portante, indiquant une augmentation substantielle de celle-ci avec une hétérogénéité croissante. De plus, une augmentation de $k \cdot B/c_0$ correspond à une élévation proportionnelle de la contrainte de cisaillement à la base de la fondation. Ces résultats sont en accord avec les observations rapportées par Houlsby et Wroth (1984). Cependant, bien que les résultats de Davis et Booker (1973) présentent une similarité relative pour $k \cdot B/c_0 \leq 5$, ils divergent de manière significative pour les modèles où $k \cdot B/c_0 \geq 5$, prédisant des capacités portantes plus élevées.

La Figure 3.10 présente une analyse comparative du facteur de capacité portante (N_c) sous des conditions de chargement excentré (e/B) pour une semelle en surface ($D/B = 0$) sur un sol homogène ($k = 0$). Les prédictions du modèle numérique actuel sont mises en comparaison avec celles d'études précédentes. Les résultats montrent une diminution linéaire constante de N_c avec l'augmentation de l'excentricité de la charge, en concordance étroite avec les conclusions de Ouahab et al. (2018). Cependant, des écarts apparaissent lors de la comparaison avec les solutions de borne supérieure et inférieure de Ukritchon et al. (1998). Pour $e/B \leq 0,2$, leur solution de borne supérieure donne des valeurs de N_c dépassant les résultats actuels jusqu'à 0,7 %, tandis que leur solution de borne inférieure sous-estime N_c jusqu'à 0,6 %. Inversement, pour des valeurs de e/B supérieures à 0,2, le modèle actuel prévoit des valeurs de N_c jusqu'à 1 % plus élevées que celles obtenues avec la solution de borne supérieure de Ukritchon et al. (1998).

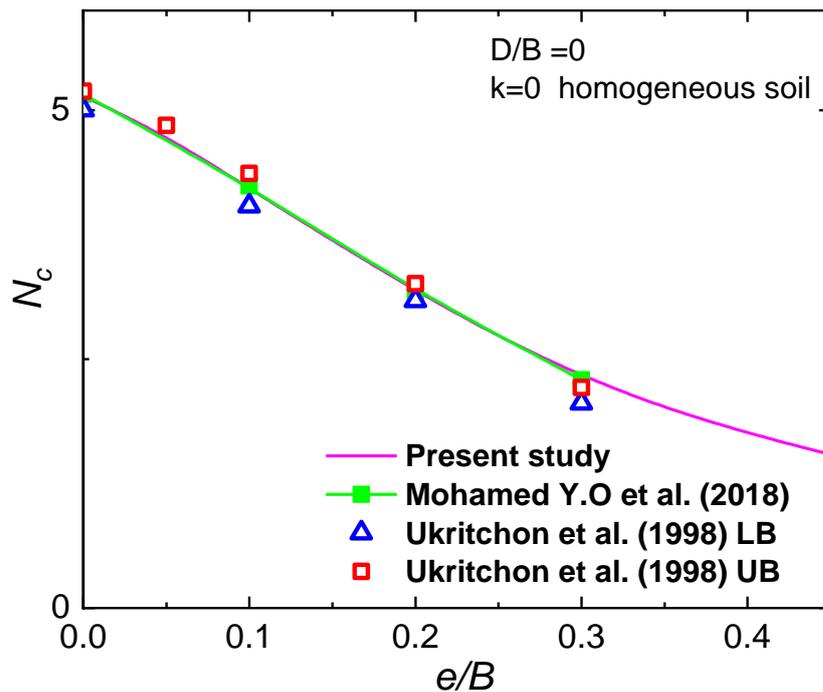


Figure 3.10 - Comparaison des résultats obtenus avec la solution exacte pour le cas de l'argile homogène non drainée

3.5.2. Effet de l'encastrement de la semelle

Notre étude examine de manière exhaustive la capacité portante non drainée des semelles pour des rapports d'encastrement (D/B) de 0 et 1. L'impact de l'encastrement (D/B) et du chargement excentré (e/B) sur la capacité portante a également été analysé en profondeur. Cette investigation a été réalisée pour deux gradients de cohésion distincts, à savoir $k = 0$ et $k = 20$, et les données obtenues sont présentées respectivement dans les Figures 3.11 et 3.12.

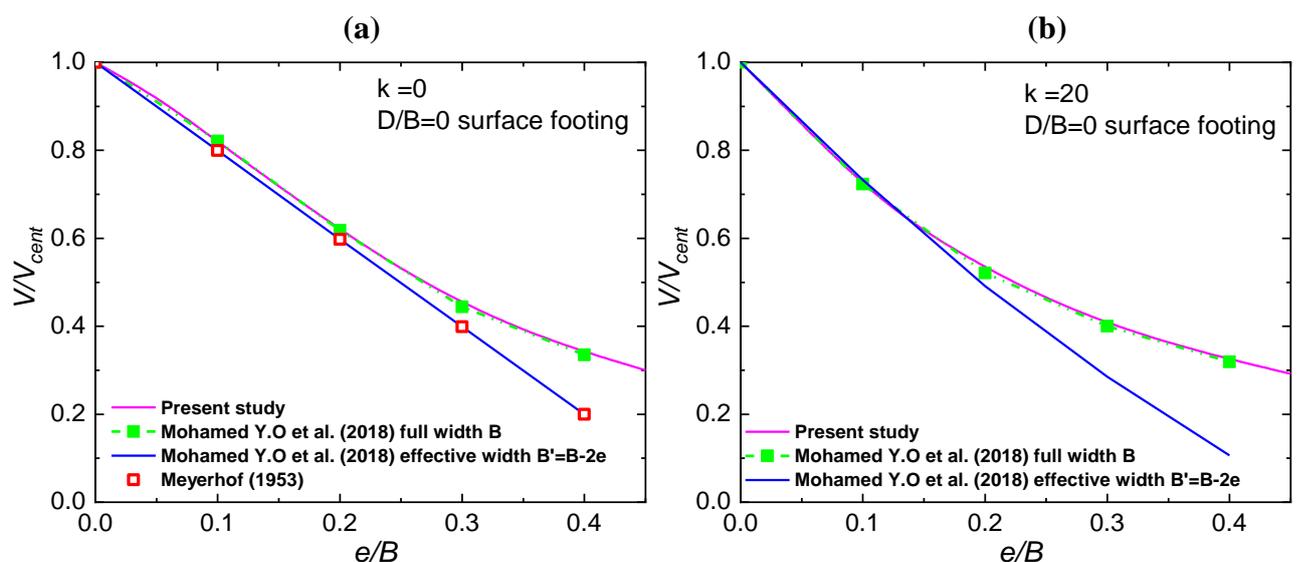


Figure 3.11 - Comparaison des résultats obtenus avec les études précédentes pour le cas de l'argile homogène et non homogène et pour une semelle encastree ($D/B=0$)

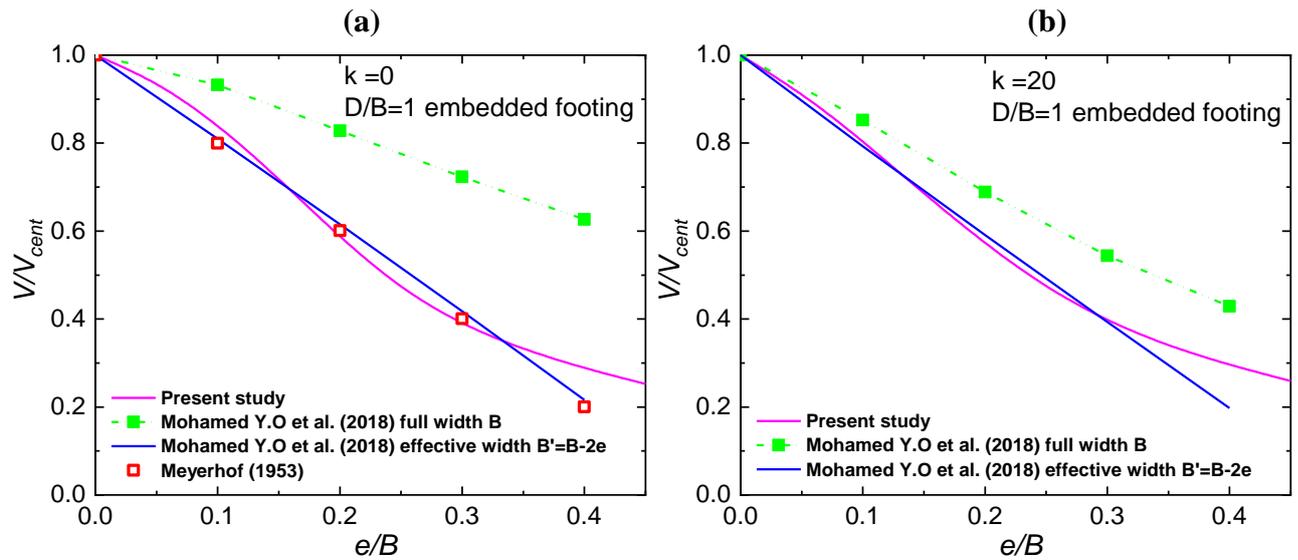


Figure 3.12 - Comparaison des résultats obtenus avec les études précédentes pour le cas de l'argile homogène et non homogène et pour une semelle encastrée ($D/B=1$)

La Figure 3.11 (a, b) présente une analyse comparative de la largeur normalisée de la zone de rupture (B/B_0) et de son taux de réduction pour une semelle en surface ($D/B = 0$) sous des conditions de chargement excentré (e/B). Les prédictions du modèle numérique actuel sont comparées à celles obtenues par Ouahab et al. (2018). Les deux études montrent une diminution régulière de B/B_0 avec l'augmentation de e/B , variant de 1 à 0,3. Cette réduction est plus marquée pour un sol non homogène ($k = 20$) que pour un sol homogène ($k = 0$).

Une divergence notable entre les deux études apparaît au-delà de $e/B = 0,2$. Par exemple, pour $e/B = 0,1$, le modèle actuel prédit des valeurs de V/V_{cent} de 0,81 et 0,72 pour $k = 0$ et $k = 20$, respectivement, ce qui indique une influence plus marquée de la non-homogénéité sur le mécanisme de rupture. Cependant, pour des excentricités plus élevées ($e/B = 0,3$ et $0,4$), les valeurs de V/V_{cent} convergent pour les cas homogène et non homogène, ce qui suggère que l'effet de la non-homogénéité du sol diminue sous un chargement excentré significatif.

La Figure 3.12 (a, b) présente une analyse comparative de la largeur effective normalisée (B/B_0) pour des semelles encastrées ($D/B = 1$) dans des sols argileux homogènes ($k = 0$) et non homogènes ($k = 20$). Les prédictions du modèle numérique actuel sont mises en parallèle avec les résultats de Ouahab et al. (2018) et de Meyerhof (1953). Une concordance remarquable est observée entre les résultats présents et les courbes de largeur effective proposées par Ouahab et al. (2018) et Meyerhof (1953), à l'exception du cas d'une semelle en surface ($D/B = 0$) où la largeur totale de la semelle est mobilisée.

Comme prévu, l'augmentation de l'excentricité de la charge (e/B) entraîne une diminution de la charge normalisée (V/V_{cent}), réduisant ainsi la largeur effective de la semelle. Il est intéressant de noter que

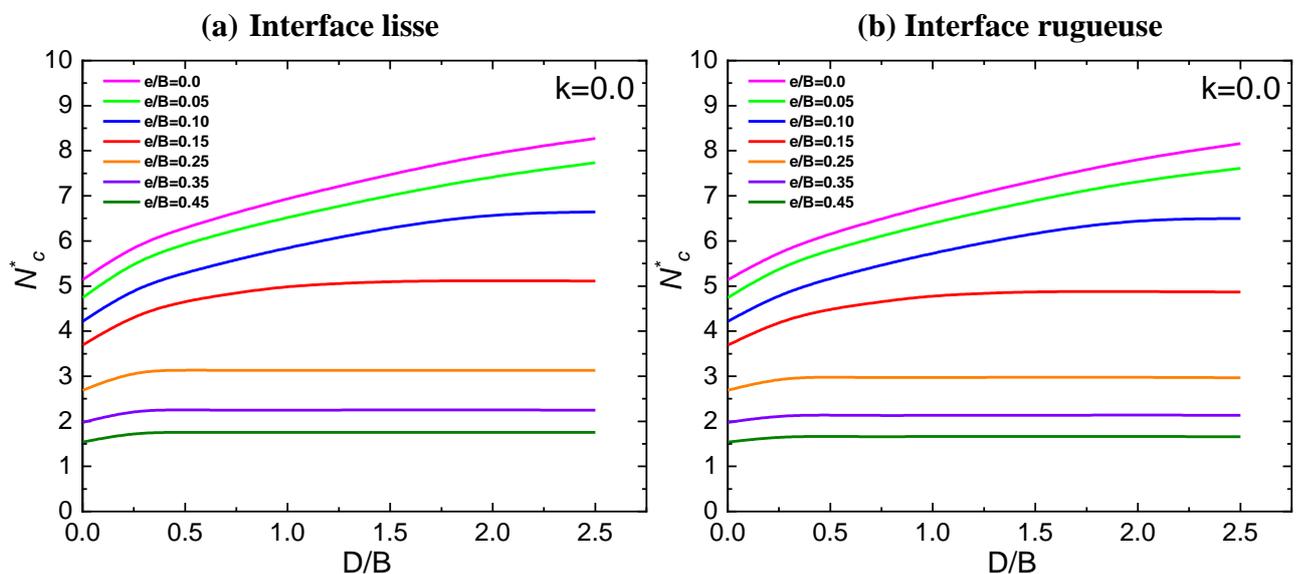
l'influence de l'excentricité sur V/V_{cent} pour les semelles encadrées semble minime, quelle que soit l'hétérogénéité du sol. Par exemple, pour $e/B = 0,1$, des valeurs de V/V_{cent} de 0,81 et 0,80 sont observées pour $k = 0$ et $k = 20$, respectivement. De même, pour $e/B = 0,3$, V/V_{cent} reste constant à 0,40 dans les cas de sol homogène et de sol non homogène.

3.5.3. Effet de l'interface

La Figure 3.13 (a, b) illustre l'influence de l'excentricité de la charge (e/B), de l'hétérogénéité du sol (k) et de la profondeur d'encastrement (D/B) sur la capacité portante des semelles filantes avec des interfaces de base rugueuses et lisses. L'analyse a couvert une plage d'excentricités allant de 0,0 à 0,45. Il est à noter que, pour un sol homogène ($k = 0$), la capacité portante suit une tendance à la hausse avec l'augmentation de l'excentricité, quel que soit le type d'interface. En revanche, pour un sol non homogène ($k > 0$), la capacité portante diminue avec l'augmentation de l'excentricité, tant pour les interfaces rugueuses que lisses. Dans tous les scénarios, les interfaces de base rugueuses présentent une capacité portante légèrement supérieure par rapport aux interfaces lisses.

3.5.4. Surface d'enveloppe de rupture

Les fondations offshore sont soumises à des scénarios de chargement complexes, incluant des charges combinées en vertical, en horizontal et en moment. Les analyses géotechniques avancées utilisent souvent des enveloppes de rupture ou des diagrammes d'interaction pour délimiter les limites de capacité portante sous de tels chargements combinés. Ces enveloppes représentent visuellement le locus de plasticité dans le plan de chargement vertical-moment, permettant ainsi d'évaluer la stabilité des fondations.



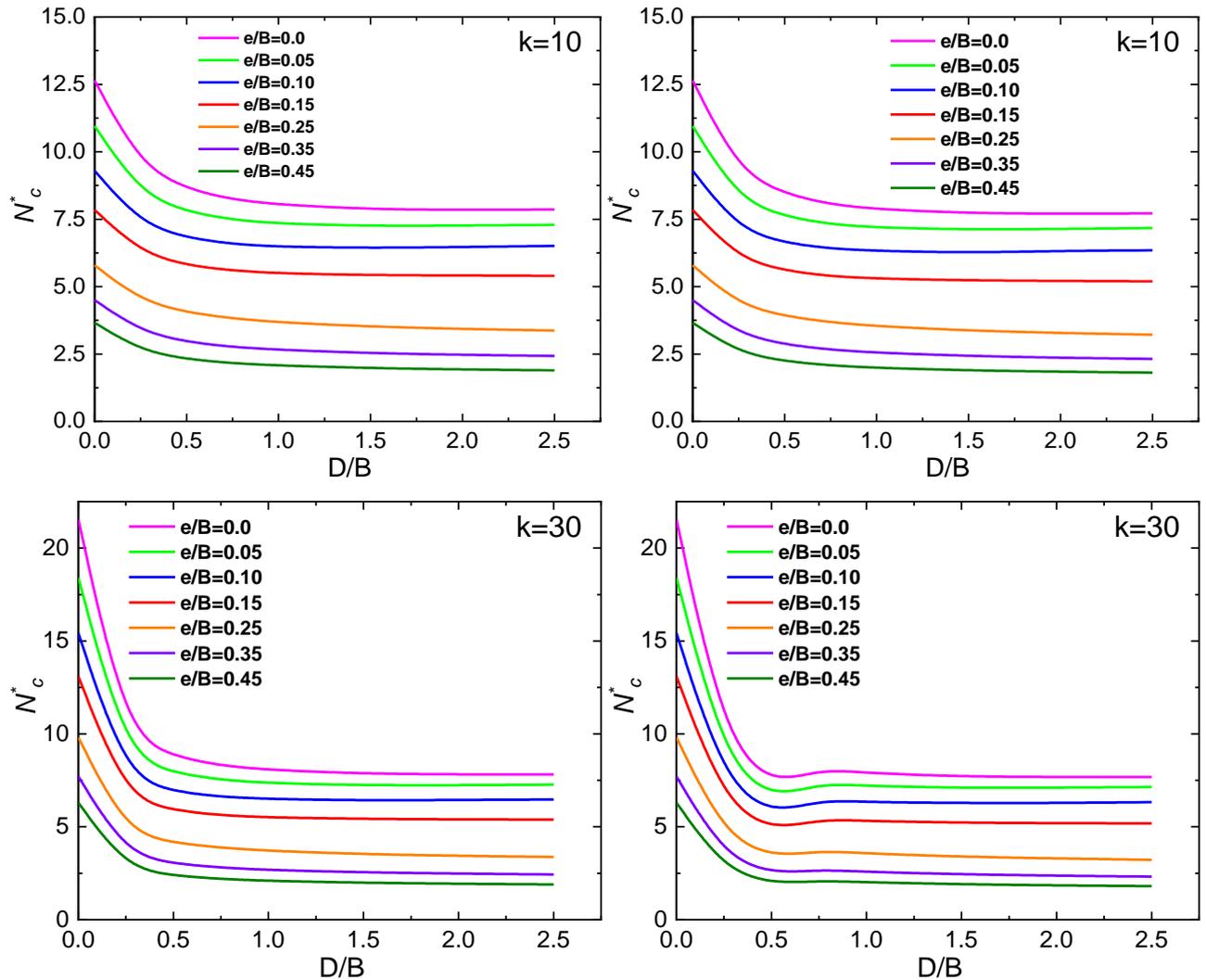


Figure 3.13 - Effet de e/B , k et D/B sur la capacité portante pour des interfaces lisses et rugueuses

La Figure 3.14 présente une enveloppe de rupture normalisée ($V/Bc_0 - M/B^2c_0$) pour les semelles filantes. Il est à noter que la capacité maximale en moment se produit sous un chargement en moment pur (sans charges verticales), ce qui suggère une adhérence totale à l'interface entre la semelle et le sol.

Pour un sol homogène ($k = 0$), la taille du locus de plasticité s'étend avec l'augmentation de la profondeur d'encastrement, indiquant une capacité portante améliorée. Cependant, dans un sol non homogène ($k > 0$), les zones de plasticité présentent un comportement plus complexe, leur taille et leur forme varient en fonction de la profondeur d'encastrement et du degré d'hétérogénéité de la résistance du sol. Fait intéressant, les semelles encastrees ($D/B = 2$) dans un sol non homogène affichent une capacité en moment inférieure à celles dans un sol homogène. À mesure que le facteur d'hétérogénéité (k) augmente, les zones de plasticité convergent, suggérant une influence décroissante de la profondeur d'encastrement sur le mécanisme de rupture. Cette variation de comportement peut

être attribuée aux différences de cohésion à la base de la semelle pour les fondations en surface et encastrées, conduisant à des modes de rupture distincts

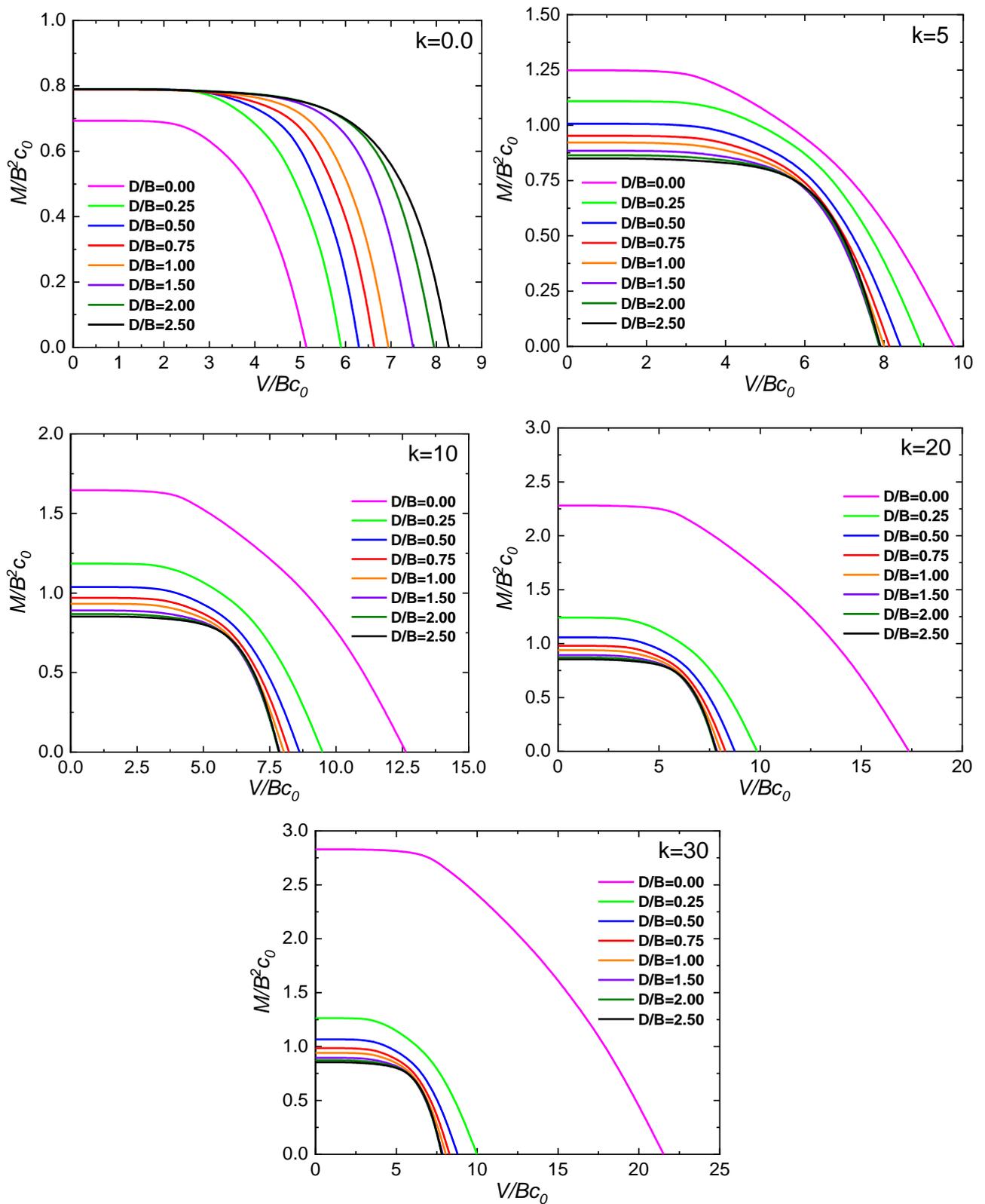


Figure 3.14 - Enveloppes de rupture normalisées pour $k = 0, 5, 10, 20$ et 30

3.5.5. Mécanisme de rupture

La Figure 3.15 montre les déplacements incrémentaux à la rupture pour une semelle filante rugueuse sous divers rapports d'excentricité (e/B), notamment 0, 0,1, 0,2 et 0,4. Le mécanisme de rupture consiste en deux zones de coin symétriques situées directement sous la semelle pour $e/B = 0$. Ce mécanisme est similaire aux ruptures de type Prandtl et est symétrique. Pour un chargement excentré de la semelle ($e/B = 0,1$ et $0,2$), les effets de la charge verticale et du moment créent respectivement les zones de coin et de creusement caractéristiques des mécanismes de rupture. Lorsqu'une charge est appliquée de manière excentrée sur une semelle, des concentrations de contraintes apparaissent dans le sol près du point d'application de la charge. Par conséquent, les zones de rupture se rétrécissent à mesure que l'excentricité augmente, avec une rupture principalement localisée dans la région à haute contrainte proche de la charge. Pour un rapport d'excentricité à largeur de semelle (e/B) de 0,4, la charge se situe presque au bord de la semelle. Cette condition déclenche un mécanisme de rupture distinct appelé « creusement ». Dans ce mode, le sol cède le long d'un plan de rupture courbé ou concave, s'excavant à partir du bord de la semelle vers la charge appliquée.

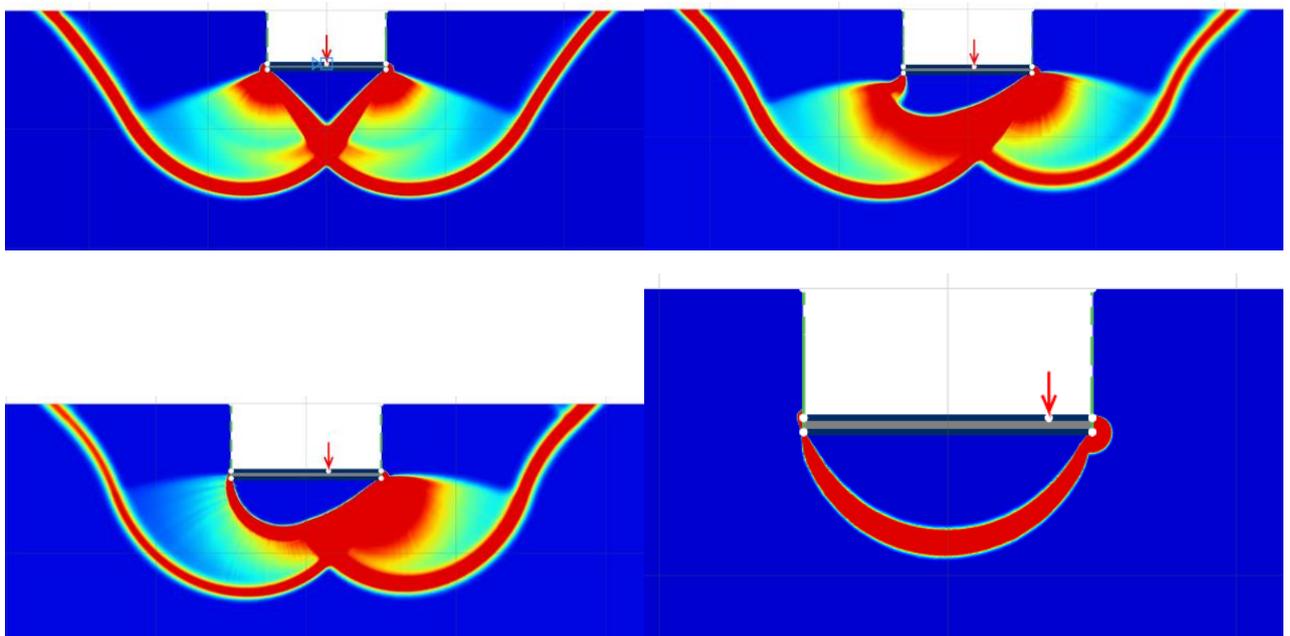


Figure 3.15 - Mécanismes de rupture pour différents chargements excentrés (e/B)

3.6. Conclusion

Notre étude a exploité des méthodes de modélisation numérique avancées pour examiner la capacité portante et les mécanismes de rupture des semelles filantes encastrées dans des sols argileux non homogènes sous des conditions de chargement excentré. Le modèle par éléments finis a montré une remarquable concordance avec des solutions analytiques bien établies, confirmant ainsi sa fiabilité. Grâce à des études paramétriques approfondies, notre étude a mis en évidence des influences significatives du taux d'hétérogénéité du sol (k), du rapport d'encastrement de la semelle (D/B) et de l'excentricité de la charge (e/B) sur la capacité portante et les modes de rupture.

Les résultats obtenus montrent qu'une augmentation de l'hétérogénéité du sol (k) améliore considérablement la capacité portante en raison de l'intensification des contraintes de cisaillement à la base de la fondation. De plus, l'excentricité de la charge entraîne une réduction linéaire de la capacité portante, particulièrement marquée pour les semelles en surface par rapport aux semelles encastrées. Notre étude met également en lumière la corrélation subtile entre le facteur de capacité portante (N_c) et le rapport d'encastrement (D/B), en concordance avec les recherches antérieures pour des encastresments peu profonds, tout en prévoyant des valeurs de N_c légèrement plus élevées pour des encastresments plus profonds.

Les analyses détaillées des mécanismes de rupture révèlent l'apparition de zones de coin symétriques et d'effets de creusement localisés sous des conditions de chargement excentré. La taille et la forme des endroits de plasticité au sein des enveloppes de rupture varient en fonction de la profondeur d'encastrement, de l'hétérogénéité du sol et des conditions d'interface, fournissant des informations précieuses pour l'évaluation de la stabilité des fondations sous des scénarios de chargement combiné.

Cette recherche fait progresser de manière significative notre compréhension de la capacité portante et du comportement de rupture des semelles encastrées dans des argiles non homogènes, avec des implications pratiques pour la conception des fondations en ingénierie géotechnique.

Chapitre 4

Étude numérique de la capacité portante sismique des fondations offshore équipées de jupes verticales reposant sur des pentes

4.1. Introduction

Ce chapitre explore l'impact des jupes verticales sur la capacité portante sismique des fondations offshore reposant sur des pentes, un sujet clé dans le domaine du génie géotechnique. Dans les zones sismiques, où les conditions de sol sont souvent complexes et les charges dynamiques particulièrement sévères, l'optimisation des fondations représente un enjeu important pour garantir la stabilité des structures offshore. Les fondations équipées de jupes verticales offrent une solution efficace en agissant comme un renforcement du sol environnant, améliorant ainsi la stabilité globale tout en réduisant les déplacements et les déformations.

L'objectif principal de ce chapitre est d'analyser les effets des paramètres géométriques et mécaniques critiques, notamment l'angle de frottement interne du sol φ , le coefficient sismique horizontal k_h , l'angle de la pente β , la distance normalisée par rapport au bord de pente L/B et la profondeur relative des jupes D/B . À travers une série d'analyses paramétriques réalisées avec la méthode des éléments finis dans le logiciel OptumG2, l'étude vise à évaluer les mécanismes d'interaction sol-structure et à proposer des recommandations de conception pour des fondations offshore en milieu incliné.

Les travaux s'appuient sur une approche élastoplastique, permettant de modéliser avec précision les comportements complexes des fondations sous l'effet de combinaisons de charges statiques et dynamiques. Ce chapitre vise non seulement à étudier l'influence individuelle de chaque paramètre, mais également à comprendre leurs interactions dans des scénarios réalistes de terrain en pente soumis à des conditions sismiques. Les résultats obtenus fourniront des indications précieuses pour la conception et l'optimisation des fondations offshore dans des contextes géotechniques difficiles.

4.2. Synthèse des travaux antérieurs et problématique

Les fondations équipées de jupes consistent en une semelle reposant sur un sol, entourée de jupes périphériques. Ce type de fondation est largement utilisé dans les projets offshore pour augmenter la capacité portante et limiter les tassements. La capacité portante des fondations offshore équipées de jupes a été étudiée par plusieurs chercheurs en combinant des méthodes numériques et expérimentales (Hu et al., 1999 ; Yun et Bransby, 2007 ; Vulpe et al., 2013 ; Rezazadeh et Eslami, 2017, Beygi et al., 2020, Mancner et al., 2024, Bouaicha et al., 2025).

Dans ce contexte, Zou et al. (2018) ont évalué la capacité portante d'une fondation circulaire équipée de jupes soumise à des chargements combinés verticaux, horizontaux et des moments en utilisant la méthode des éléments finis. Par ailleurs, Bienen et al. (2012) ont étudié numériquement une fondation hybride équipée de jupes sous ces mêmes types de chargements, mettant en avant le rôle des jupes dans l'amélioration de la stabilité et la résistance aux sollicitations complexes. Ces travaux constituent une base essentielle pour comprendre le comportement des fondations offshore équipées de jupes, mais des questions subsistent concernant leur performance sur des pentes sous conditions sismiques. Cela ouvre la voie à une problématique centrale visant à analyser de manière approfondie, par le biais de modèles numériques avancés, les mécanismes de portance et de rupture de ces systèmes dans des environnements sismiques complexes.

Récemment, les chercheurs se sont concentrés sur l'impact de l'utilisation de jupes en association avec des fondations superficielles pour améliorer la capacité portante des semelles filantes et circulaires. Al-Aghbari et Dutta (2008) ont mené des essais expérimentaux pour évaluer la performance d'une semelle carrée équipée de jupes. Gourvenec et Randolph (2010) ont étudié les comportements immédiats et à long terme des fondations circulaires équipées de jupes sous des charges verticales. Par la suite, Gourvenec et Barnett (2011) ont analysé l'enveloppe de rupture en conditions non drainées des fondations équipées de jupes sous chargements généraux.

De plus, Mana et al. (2012) se sont intéressés aux mécanismes de rupture de ces systèmes, tandis qu'Eid (2013) a utilisé des modélisations numériques et physiques pour évaluer la capacité portante et les tassements d'une fondation superficielle avec jupes reposant sur du sable. Les résultats obtenus indiquent une augmentation de la capacité portante avec la profondeur des jupes. Pal et al. (2016) ont calculé la capacité portante pour deux fondations filantes équipées de jupes interagissant sur un sol sans cohésion. Al-Aghbari et Mohamedzein (2018) ont étudié l'effet des jupes sur le comportement d'une fondation posée sur du sable, confirmant que leur utilisation améliore de manière significative la capacité portante d'une semelle circulaire. Enfin, Khatri et Kumar (2019) ont évalué la capacité

portante des semelles filantes et circulaires avec jupes à l'aide de l'analyse limite par éléments finis (FELA).

Plusieurs travaux confirment que l'ajout de jupes améliore nettement la capacité portante des semelles filantes. Toutefois, l'effet du coefficient sismique horizontal k_h sur les fondations jupées reste peu étudié. Kumar et Chakraborty (2013) ont montré, par l'analyse limite inférieure, que le facteur de capacité N_γ diminue sensiblement avec l'augmentation de k_h . D'un point de vue expérimental, Mahmood et al. (2019) ont démontré que les jupes augmentent la capacité portante de 1,92 à 2,27 dans un sol gypseux submergé. Des résultats similaires ont été obtenus par les mêmes auteurs (2018) dans un sol gypseux sec, mettant en évidence l'efficacité des jupes dans des conditions géotechniques complexes.

Par ailleurs, Beygi et al. (2020) ont étudié la capacité portante pseudo-statique de semelles filantes jupées sur pentes sableuses en utilisant la borne inférieure et supérieure de l'analyse limite par éléments finis. Ils ont analysé l'influence des paramètres géométriques et sismiques tels que L/B , D/B , β , φ et k_h . L'étude montre une nette amélioration du facteur N_γ lorsque les jupes sont utilisées, notamment pour de faibles valeurs de k_h et une fondation éloignée du sommet de la pente. Des mécanismes de rupture variés ont été identifiés, et des tableaux de conception ont été établis à des fins pratiques.

De nombreux projets nécessitent la construction de semelles filantes à proximité de pentes sablonneuses, où il est important de garantir une capacité portante suffisante. Parmi les méthodes couramment utilisées pour améliorer cette capacité, le renforcement du sol par des couches de géogrilles, de géotextiles ou d'autres techniques similaires joue un rôle essentiel. Cependant, les éléments de jupe peuvent également agir comme un renforcement vertical efficace, permettant ainsi d'accroître significativement la capacité portante des fondations. Dans ce contexte, cette étude vise à évaluer les effets des jupes verticales sur la capacité portante des semelles filantes reposant sur des pentes non cohésives. L'originalité de cette recherche réside dans l'analyse approfondie de plusieurs aspects spécifiques : l'interaction entre les jupes verticales et un sol incliné, la position des semelles filantes équipées de jupes sur ces pentes, ainsi que l'intégration de l'effet du coefficient d'accélération sismique horizontal k_h . De plus, cette étude repose sur une analyse élastoplastique rigoureuse en utilisant le code numérique OptumG2, ce qui permet de modéliser avec précision les mécanismes de rupture et de mieux comprendre le comportement des fondations sous différentes conditions de chargement. Ces éléments novateurs offrent des solutions pratiques pour la conception de fondations en milieu complexe, notamment dans des zones soumises à des sollicitations sismiques.

4.3. Présentation du cas étudié

La capacité portante des semelles filantes équipées de jupes verticales q_u reposant sur des pentes non cohésives dépend de plusieurs paramètres. Ces derniers incluent : la position relative de la semelle filante par rapport au bord de la pente L/B , où L représente la distance entre la semelle et le bord de la pente, et B la largeur de la semelle, l'angle de la pente β , l'angle de frottement du sol φ , le rapport de profondeur des jupes D/B , où D est la profondeur des jupes, le rapport de hauteur de la pente H/B , où H est la hauteur de la pente, ainsi que le coefficient sismique horizontal k_h . En conséquence, la capacité portante pour une semelle filante rugueuse équipée de jupes verticales, dans des conditions pseudo-statiques, peut être décrite comme suit :

$$q_u = f\left(\frac{L}{B}, \frac{D}{B}, \frac{H}{B}, k_h, \varphi, \beta\right) \quad (4.1)$$

La Figure 4.1 illustre la géométrie du modèle numérique. Pour obtenir une estimation précise de q_u , tous les paramètres influents doivent être pris en compte simultanément dans le modèle numérique. Cela nécessite le recours à une méthode de résolution appropriée. Parmi les méthodes disponibles, la méthode des éléments finis (FEM) et l'approche élastoplastique présentent des avantages significatifs par rapport à d'autres approches. Ces méthodes permettent de résoudre le problème sans supposer de schéma de rupture préétabli. Cependant, l'approche élastoplastique se distingue par son processus automatique de raffinement du maillage, où ce raffinement doit être effectué automatiquement dans les zones de fortes déformations (Bouaicha et al., 2025, Vali et al., 2018).

L'approche élastoplastique utilise un processus précis pour calculer la charge limite tout en combinant les capacités de discrétisation par éléments finis. Dans cette étude, cette méthode a été mise en œuvre à l'aide du logiciel OptumG2 (Krabbenhoft et al. 2015), déjà utilisé pour résoudre divers problèmes géotechniques (Keawsawasvong et Ukritchon 2017a, 2017b, Ukritchon et Keawsawasvong 2018, Vali et al. 2019, Keshavarz et al. 2019, Bouaicha et Mabrouki 2024, Mancera et al., 2024, Zatar et al., 2024).

Le domaine est défini sur une longueur totale de $30B$ et une hauteur de $10B+H$, ce qui permet d'éliminer toute influence des limites géométriques sur les résultats numériques, et garantissent que les frontières ne perturbent pas les mécanismes de rupture et les résultats obtenus. La semelle filante et les jupes verticales sont modélisées comme des éléments rigides sans poids, et les jupes sont connectées à la semelle conformément à l'étude de Khatri et Kumar (2019). Une semelle parfaitement rugueuse est simulée en utilisant un facteur de réduction R , qui varie entre 0.0 (surface parfaitement lisse) et 1.0 (surface parfaitement rugueuse).

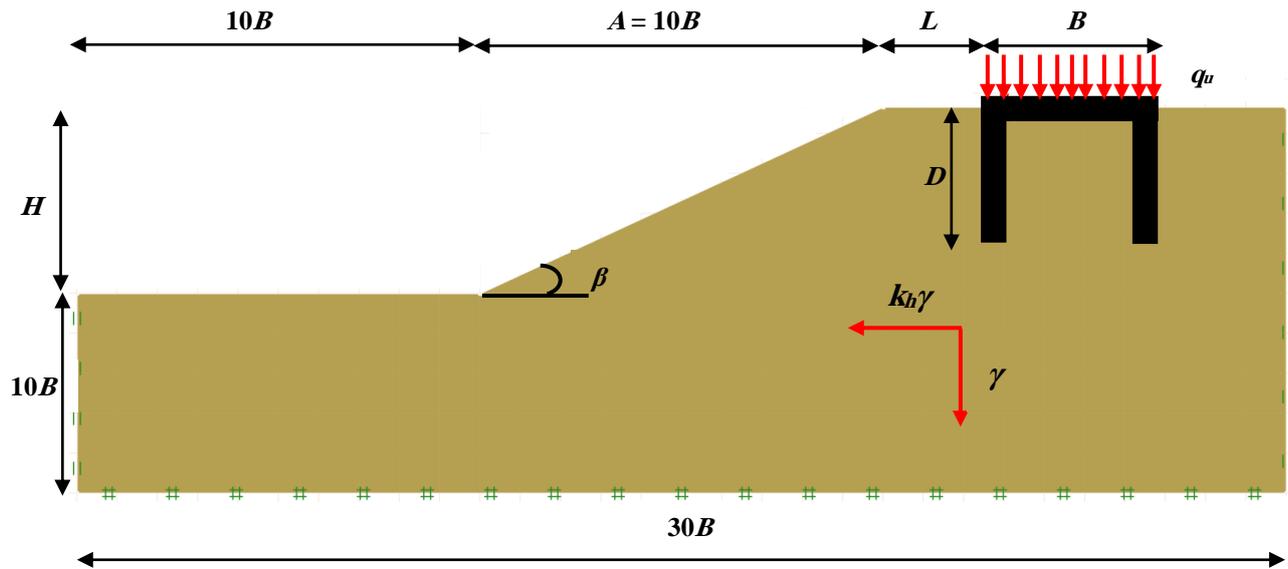


Figure 4.1 - Géométrie du problème étudié dans les simulations

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est adopté avec une règle d'écoulement associée. Les limites latérales sont contraintes dans les directions horizontales, tandis que la limite inférieure est contrainte dans les directions horizontale et verticale. L'approche élastoplastique utilise le raffinement adaptatif du maillage pour déterminer une évaluation précise de la charge limite. La Figure 4.2 montre l'effet du maillage adaptatif sur les résultats. Le nombre d'itérations est fixé à 3 dans cette étude, avec un nombre initial et final d'éléments de 1000 et 10 000, respectivement.

Pour éviter la fluidisation du cisaillement, les valeurs de φ sont sélectionnées selon les recommandations de Richards et al. (1990). Le coefficient sismique vertical k_v est supposé nul, tandis que les valeurs de k_h sont déterminées en se basant sur les études de Bouaicha (2024), Keshavarz et al. (2019), et Cinicioglu et Erkli (2018).

Une charge distribuée est appliquée sur la semelle équipée de jupes pour calculer la capacité portante dans des conditions pseudo-statiques. L'approche élastoplastique intègre les capacités de discrétisation par éléments finis pour traiter des charges complexes, les propriétés du sol, les conditions aux limites et les théorèmes plastiques de l'analyse élastoplastique. Tous les résultats de cette étude se basent sur un critère de rupture, le critère de déplacement n'étant pas pris en compte.

L'utilisation de l'approche élastoplastique et du code OptumG2 dans cette étude offre une approche rigoureuse pour évaluer la capacité portante des semelles filantes avec jupes verticales. Cette méthodologie permet de considérer simultanément l'ensemble des paramètres influents et de fournir des résultats précis grâce à un processus de raffinement adaptatif du maillage, tout en tenant compte des conditions pseudo-statiques.

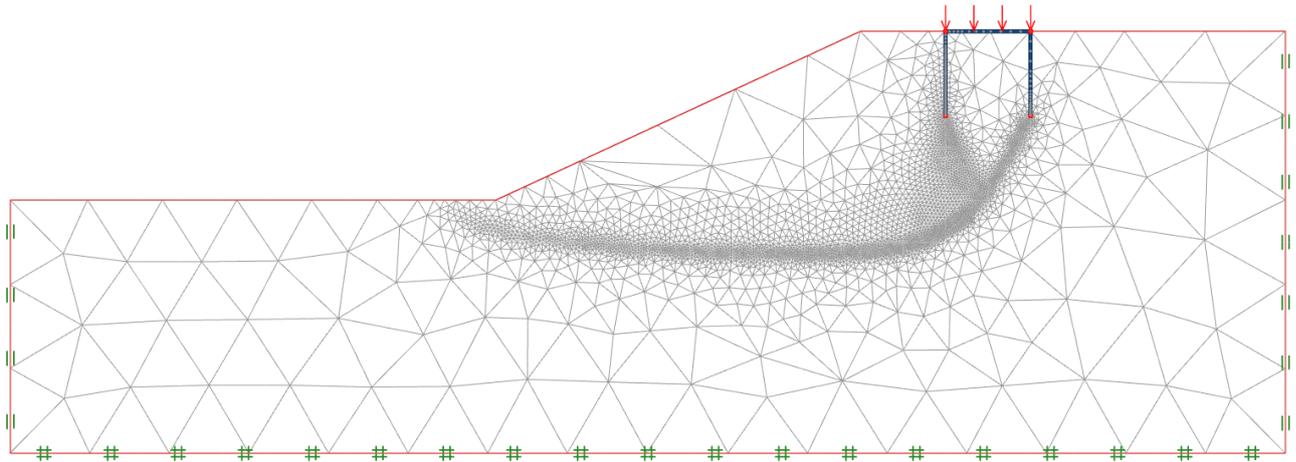


Figure 4.2 – Mécanisme de rupture et maillage adaptatif pour : $\varphi = 35^\circ$, $D/B = 1$, $L/B = 1$, $\beta = 25^\circ$, et $k_h = 0$

4.4. Comparaison des résultats avec la littérature

La capacité portante des fondations superficielles a fait l'objet de nombreuses recherches combinant approches analytiques, expérimentales et numériques. Dans cette section, nous comparons les résultats obtenus dans cette étude avec ceux de travaux de référence. Cette comparaison vise à valider les résultats, analyser les écarts et évaluer les méthodologies adoptées. Elle mettra en évidence les similitudes, les divergences et les contributions de cette étude par rapport à la littérature existante.

Les résultats du Tableau 4.1 montrent une augmentation du facteur de portance en fonction de l'angle de frottement interne φ , conformément à la théorie classique. La présente étude fournit des valeurs situées entre les bornes inférieure (LB) et supérieure (UB) rapportées par Hijaj et al. (2005), avec des écarts relatifs inférieurs à 3 %. Par exemple, pour $\varphi=35^\circ$, la valeur obtenue est de 34,55 contre 33,95 (LB) et 35,64 (UB) selon Hijaj et al. (2005), ce qui représente une précision remarquable.

En revanche, les valeurs obtenues par Meyerhof (1963) et Vesic (1973) montrent des écarts significatifs avec la présente étude, notamment pour des angles de frottement élevés. Pour $\varphi=40^\circ$, la valeur du facteur de portance calculée ici est de 85,73, tandis que Meyerhof (1963) obtient 93,69 (+9,3 %) et Vesic (1973) 109,41 (+27,7 %). Ces écarts importants s'expliquent par les hypothèses simplificatrices des méthodes analytiques, comme l'absence de prise en compte explicite des mécanismes de rupture complexes et des propriétés locales du sol. Ces surestimations peuvent conduire à des conceptions excessivement conservatrices.

Pour $\varphi=45^\circ$, la présente étude donne un facteur de portance de 234,74, tandis que Meyerhof (1963) rapporte 262,74 (+12 %) et Vesic (1973) 271,74 (+15,8 %). Ces écarts, bien que modérés en termes de pourcentage, traduisent des différences substantielles en valeur absolue, qui peuvent avoir un

Tableau 4.1 - Facteur de portance statique sur un sol à surface horizontale avec : $\beta = 0^\circ$, $D/B = 0$, et $k_h = 0$

φ (°)	Présente étude	Hijaj et al. (2005)		Meyerhof (1963)	Vesič (1973)	Zheng et al. (2019)	Cascone et Casablanca (2016)	Beygi et al. (2020)	
		LB	UB						
30	14.78	14.56	15.23	15.66	22.40	16.09	15.25	8.82	15.68
35	34.55	33.95	35.64	37.15	48.02	34.77	35.97	25.82	36.87
40	85.73	83.32	88.39	93.69	109.41	89.82	87.03	67.33	92.19
45	234.74	224.94	240.88	262.74	271.74	260.20	239.98	189.46	256.88

impact significatif sur la conception des fondations, en particulier dans des contextes critiques comme les pentes ou les sols sous charges sismiques.

Les résultats obtenus dans cette étude de sont globalement en excellente concordance avec ceux de Cascone et Casablanca (2016), en particulier pour $\varphi=45^\circ$, où ils rapportent un facteur de portance de 234,74 contre 239,98 dans cette étude. La différence, bien que légère (-2,2 %), peut s'expliquer par l'intégration de coefficients correcteurs plus conservateurs dans leur approche.

Quant aux travaux de Zheng et al. (2019), les résultats sont en bonne concordance avec la présente étude pour tous les angles de frottement. Par exemple, pour $\varphi=30^\circ$, Zheng et al. (2019) rapportent une valeur de 16,09 contre 14,78 ici (-8,8 %), tandis que pour $\varphi=40^\circ$, ils obtiennent 89,82 contre 85,73 ici (-4,8 %). Cette proximité reflète l'efficacité des approches numériques modernes, qui intègrent des maillages adaptatifs et une modélisation réaliste des mécanismes de rupture.

En termes de facteur multiplicatif, l'effet de l'angle de frottement est particulièrement évident. Pour $\varphi=30^\circ$, la valeur calculée ici est de 14,78, mais elle est multipliée par un facteur de 15,8 pour $\varphi=45^\circ$ (234,74). Cet effet non linéaire est bien capturé par les modèles numériques, contrairement aux méthodes analytiques comme celles de Meyerhof et Vesič, qui tendent à exagérer ces augmentations.

Dans la section suivante, une comparaison approfondie des résultats de la présente étude avec ceux de la littérature est effectuée, en se concentrant sur les facteurs de portance N_γ pour des conditions géométriques et mécaniques variées, dans un terrain en pente. L'objectif est de valider la méthode d'analyse élastoplastique employée dans cette recherche et d'évaluer la pertinence des résultats obtenus par rapport aux études antérieures. En examinant les divergences et les concordances, cette comparaison permet de mieux comprendre l'impact des hypothèses adoptées sur les résultats, tout en renforçant la crédibilité des approches utilisées. Le tableau 4.2 synthétise les principales données utilisées pour cette analyse.

Tableau 4.2 - Comparaison des valeurs des facteurs de portance N_γ pour $\beta = 26,6^\circ$, $D/B = 0$, et $k_h = 0$

<i>L/B</i>	$\varphi = 35^\circ$			$\varphi = 40^\circ$			$\varphi = 45^\circ$		
	0	2	4	0	2	4	0	2	4
Référence									
Meyerhof (1957)	11	35	41	26	70	105	61	140	220
Hansen (1970)	10	-	-	24	-	-	78	-	-
Giroud et Tran-Vo Nhiem (1971)	10	16	28	21	35	52	50	72	100
Graham et al. (1988)	19	55	55	44	100	100	123	247	410
Kusakabe et al. (1981)	13	33	55	29	66	105	69	138	213
Narita et Yamaguchi - 1990	16	48	84	36	96	162	92	209	334
Magnan et al. (2004)(MCNL)	9.1	29.9	50.8	24.6	61.5	95.6	59.8	125	202
Magnan et al.(2004) LIM	10.8	32	53.4	25.1	63.6	99.3	62.7	128	210
Mabrouki (2010)	17.8	34.9	41.5	44	79.6	100.7	118.3	197.1	251.8
Présente étude	14.23	31.81	34.73	32.3	68.78	86.05	78.98	157.78	201.8

Le tableau 4.2 compare les facteurs de portance N_γ obtenus dans la présente étude à ceux disponibles dans la littérature pour différentes valeurs de la distance normalisé L/B et d'angles de frottement interne φ , avec $\beta=26,6^\circ$, $D/B=0$, et $k_h=0$. Les résultats montrent une bonne cohérence avec plusieurs références classiques, notamment Meyerhof (1957), Hansen (1970), Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971), ainsi que des études récentes comme celles de Mabrouki (2010) et Magnan et al. (2004). Pour $L/B=0$, notre étude donne des valeurs proches des résultats de Hansen et Giroud et Tran-Vo-Nhiem, avec des écarts modérés de l'ordre de 20% à 33% par rapport à Mabrouki (2010). Par exemple, pour $\varphi=45^\circ$, $N_\gamma=78.98$ dans notre étude est inférieur de 33% à Mabrouki (2010) (118.3), mais reste cohérent avec Hansen (1970) (78). Pour $L/B=2$, les valeurs obtenues sont très proches de Magnan et al. (2004) avec des écarts inférieurs à 1%, tandis que pour $\varphi=45^\circ$, $N_\gamma=157.78$ présente une différence de 20% par rapport à Mabrouki (197.1). Enfin, pour $L/B=4$, nos résultats montrent une bonne concordance avec Hansen (35) et Giroud et Tran-Vo-Nhiem (28), bien que des écarts de 15% à 19.8% soient observés pour $\varphi=40^\circ$ et $\varphi=45^\circ$ respectivement. Ces comparaisons confirment la robustesse de notre méthode d'analyse élastoplastique pour estimer les facteurs de portance, tout en mettant en lumière des variations attribuables à des différences de méthodologie ou de paramètres. Globalement, les écarts modérés, allant de 1% à 33%, attestent de la fiabilité des résultats obtenus dans la présente étude et de leur pertinence pour des applications pratiques en ingénierie géotechnique.

La comparaison des résultats obtenus dans le cadre de cette étude nécessite une comparaison rigoureuse avec la littérature existante. Cette section vise à examiner quantitativement et qualitativement les résultats numériques obtenus pour les facteurs de portance et les coefficients correcteurs sismiques avec ceux rapportés par d'autres études pertinentes.

La Figure 4.3 présente les coefficients correcteurs sismiques obtenus dans cette étude et leur comparaison avec les travaux antérieurs pour le cas $\varphi = 35^\circ$, $D/B = 0$, $\beta = 0^\circ$, notamment ceux de Paolucci et Pecker (1997), Cascone et al. (2004, 2006), Pane et al. (2016), Cascone et Casablanca (2016) et Conti (2018). Les résultats révèlent une cohérence générale avec les tendances rapportées dans la littérature, confirmant ainsi la robustesse des hypothèses et paramètres utilisés. Les écarts quantitatifs varient de 2 % à 5 % par rapport à Cascone et Casablanca (2016) et atteignent 7 % par rapport à Conti (2018), ce qui peut être attribué aux différences méthodologiques, notamment dans le traitement des conditions aux limites et de l'inertie du sol. L'utilisation de l'analyse élastoplastique avec maillage adaptatif a permis d'obtenir une précision accrue, en réduisant les erreurs relatives. La courbe illustrée dans la Figure 4.3 confirme visuellement cette correspondance, bien que de légères divergences soient observées dans les plages d'accélération sismique élevée. Ces résultats démontrent la validité de l'approche adoptée, en intégrant les effets des terrains en pente et des accélérations horizontales dans un cadre élastoplastique, et renforcent la pertinence de cette étude pour l'évaluation des capacités portantes dans des conditions sismiques complexes.

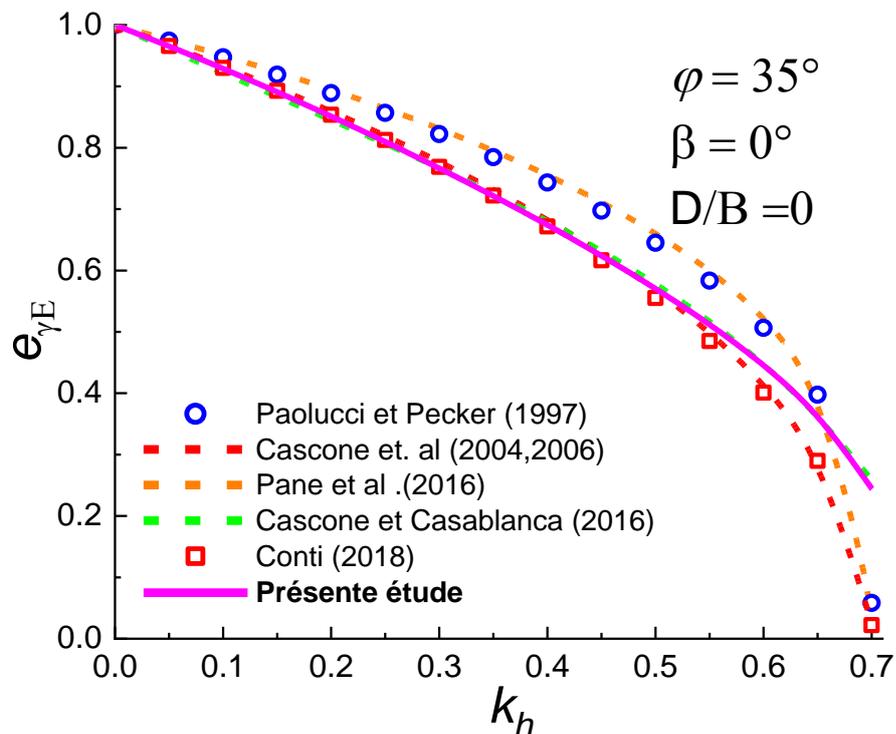


Figure 4.3 – Coefficient correcteur sismique pour : $\varphi = 35^\circ$, $D/B = 0$, $\beta = 0^\circ$

4.5. Analyse élastoplastique à partir des courbes charge–déplacement

L'analyse du comportement des fondations ne peut se limiter à la seule détermination de la capacité portante ultime. En effet, l'observation de la réponse élastoplastique permet de mieux cerner les mécanismes progressifs de déformation et d'adaptation du système sol–fondation sous chargement. À ce titre, l'exploitation des courbes charge–déplacement constitue un outil fondamental pour évaluer à la fois la rigidité initiale, le seuil d'élasticité, le comportement post-limite, ainsi que l'amortissement plastique du système. Ces courbes offrent une visualisation claire de l'évolution des déplacements verticaux en fonction de l'augmentation des efforts appliqués, traduisant ainsi la transition du régime élastique vers le régime plastique. Afin d'approfondir la compréhension du comportement des fondations superficielles, plusieurs courbes ont été tracées pour analyser les effets de différents paramètres géométriques et mécaniques (angle de la pente β , profondeur relative des jupes D/B , distance au bord de pente L/B , etc.) sous conditions statiques. Cette analyse complète les résultats précédemment obtenus en mettant en évidence les différences de comportement entre configurations, ainsi que les implications sur la stabilité globale du système. Elle constitue ainsi une base solide pour la formulation de recommandations de conception plus robustes.

Dans le cadre de l'évaluation de la réponse élastoplastique des semelles filantes en surface de pente sous conditions statiques, la Figure 4.4 illustre l'influence de l'angle de la pente β sur le comportement charge-déplacement vertical pour un rapport $L/B=0$ et un angle de frottement interne du sol $\varphi=30^\circ$. L'analyse des courbes montre que l'augmentation de l'angle de la pente entraîne une diminution progressive de la capacité portante ultime de la fondation, ainsi qu'une réduction de la rigidité initiale du système.

Pour une pente modérée de $\beta=15^\circ$, la courbe présente une évolution typique caractérisée par une phase quasi-linéaire au début, traduisant un comportement élastique, suivie par une phase plastique où la charge se stabilise à une valeur élevée. Ce comportement indique une très bonne capacité de support du sol sous fondation pour des pentes faibles. Lorsque l'angle de la pente est porté à $\beta=20^\circ$, la charge maximale diminue, et la transition vers le comportement plastique devient plus précoce, ce qui traduit une perte de stabilité et une réduction du potentiel de support.

À $\beta=25^\circ$, la réduction de la capacité portante devient plus significative, avec un plateau plastique atteint plus rapidement après un faible déplacement vertical. Ce comportement suggère une diminution de la résistance au cisaillement mobilisable, rendant la fondation plus sensible aux tassements. Pour $\beta=30^\circ$, la capacité portante est nettement inférieure à celle observée pour les autres

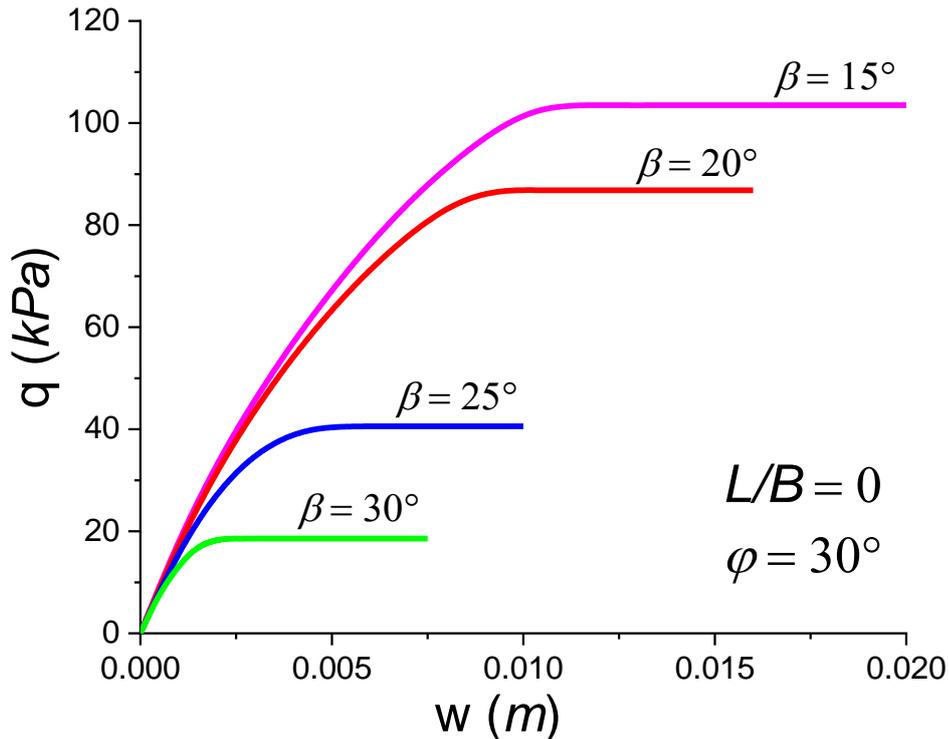


Figure 4.4 – Courbe charge-déplacement, effet de l'angle de la pente β avec $L/B = 0$ et $\varphi = 30^\circ$

cas, et la courbe montre une perte de rigidité accentuée dès les faibles déplacements, indiquant un affaiblissement rapide du massif de sol sous la semelle.

D'un point de vue quantitatif, la charge maximale supportée pour $\beta = 30^\circ$ est réduite d'environ 60 à 70 % par rapport à celle correspondant à $\beta = 15^\circ$, soulignant ainsi l'impact considérable de l'inclinaison de la pente sur les performances de la fondation. De plus, l'espacement entre les différentes courbes devient plus prononcé au fur et à mesure que le déplacement augmente, accentuant la dégradation progressive de la capacité portante avec l'augmentation de β .

En résumé, l'étude met en évidence que sous conditions statiques, une augmentation de l'angle de la pente conduit à une diminution marquée de la capacité portante et à une rigidité réduite du système sol-fondation. Cette dégradation mécanique impose une vigilance accrue lors de la conception des fondations en terrains inclinés afin de garantir la stabilité et la durabilité des ouvrages.

Concernant l'effet de la distance normalisée L/B (Figure 4.5), les résultats montrent que l'éloignement de la fondation par rapport au bord de la pente améliore sensiblement la capacité portante. En effet, les fondations situées à $L/B = 2.5$ et 5 atteignent des charges ultimes nettement plus élevées par rapport à celles placées au bord de pente ($L/B = 0$). Plus précisément, pour $L/B = 0$, la courbe charge-déplacement montre une capacité portante réduite, traduisant l'influence néfaste de la proximité immédiate du bord de la pente sur la stabilité de la fondation. À mesure que L/B augmente, les courbes

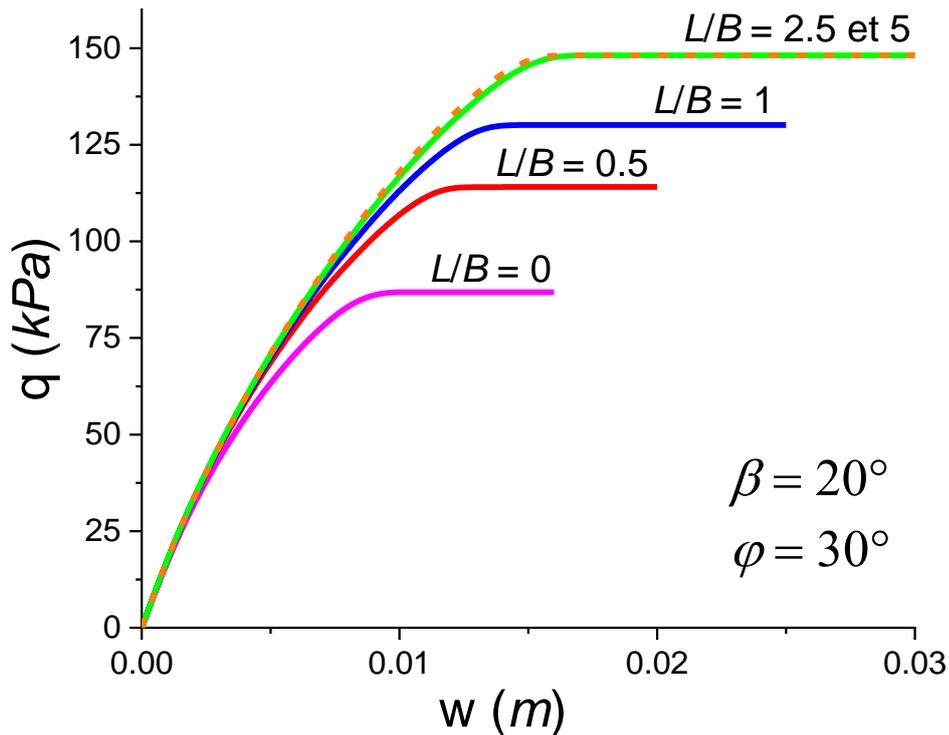


Figure 4.5 – Courbe charge-déplacement, effet de la distance L/B avec $\beta=20^\circ$ et $\varphi = 30^\circ$

deviennent plus ascendantes, traduisant une augmentation de la résistance et de la capacité d'absorption d'énergie du système. La phase élastique reste assez similaire pour toutes les distances, mais la différence est marquée au niveau de la valeur plateau, où le décalage est proportionnel à l'augmentation de L/B . Ce comportement confirme que la distance L/B agit comme un facteur d'amélioration en atténuant les effets de déstabilisation causés par la pente.

Pour mieux évaluer l'effet de la profondeur relative des jupes D/B sur les performances élastoplastiques des fondations offshore reposant sur pente, la Figure 4.6 présente les courbes charge-déplacement obtenues pour différentes valeurs de D/B , sous conditions statiques, avec $\beta = 20^\circ$, $\varphi = 30^\circ$, et $L/B = 0$. L'analyse des courbes révèle que l'augmentation de D/B induit une amélioration significative de la capacité portante et une meilleure rigidité globale du système. En effet, lorsque D/B passe de 0.25 à 2, la charge ultime enregistrée augmente de manière quasi linéaire, traduisant un renforcement progressif de la résistance à la rupture.

Plus précisément, pour de faibles profondeurs de jupes ($D/B = 0.25$ et 0.5), la charge maximale reste relativement limitée, indiquant que l'effet de confinement latéral et de pénétration dans le sol est encore modéré. À mesure que D/B atteint 1, puis 2, l'augmentation de la charge portante devient très marquée, avec une nette amélioration du comportement plastique, traduite par un palier plus élevé et un déplacement plastique plus important avant l'atteinte de la rupture. Ce comportement s'explique par une mobilisation plus efficace du sol environnant, les jupes profondes agissant comme des

éléments d'ancrage améliorant la dissipation des contraintes de cisaillement et retardant la formation du mécanisme de rupture.

En termes de comportement initial, la rigidité des fondations augmente également légèrement avec D/B , traduisant une meilleure réponse élastique du système avant l'apparition des déformations plastiques. Cela signifie que les fondations dotées de jupes profondes présentent non seulement une capacité portante accrue, mais aussi une moindre sensibilité aux faibles déplacements, offrant ainsi une meilleure stabilité sous des charges croissantes.

Ainsi, cette analyse met en évidence que l'augmentation de la profondeur relative des jupes constitue une stratégie efficace pour améliorer la capacité portante et la robustesse des fondations offshore en milieu incliné, particulièrement dans des contextes où la stabilité contre la rupture est critique.

La Figure 4.7 illustre l'influence de l'angle de la pente β sur la réponse élastoplastique des fondations offshore équipées de jupes verticales pour $D/B=1$, $L/B=0$ et $\varphi=30^\circ$. Une diminution progressive de la capacité portante maximale est constatée avec l'augmentation de β . Pour $\beta=15^\circ$, la fondation atteint une portance plus élevée qu'aux pentes plus raides ($\beta=20^\circ$, 25° , 30°). Cette réduction est liée à l'instabilité accrue du sol sur pente inclinée.

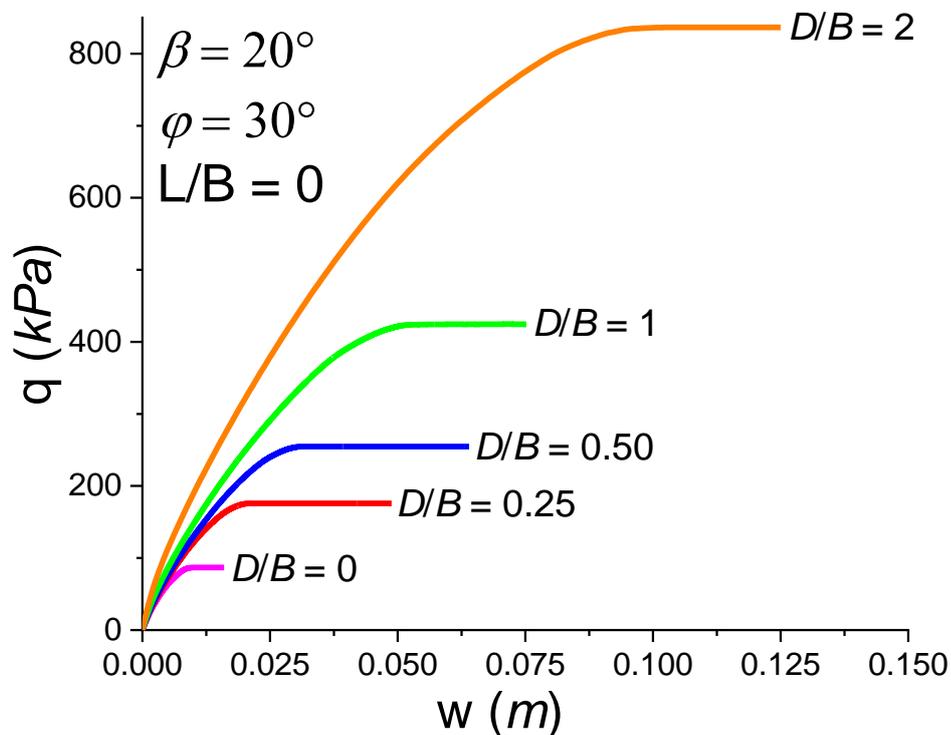


Figure 4.6 – Courbe charge-déplacement, effet de la distance D/B avec $L/B = 0$, $\beta=20^\circ$ et $\varphi = 30^\circ$

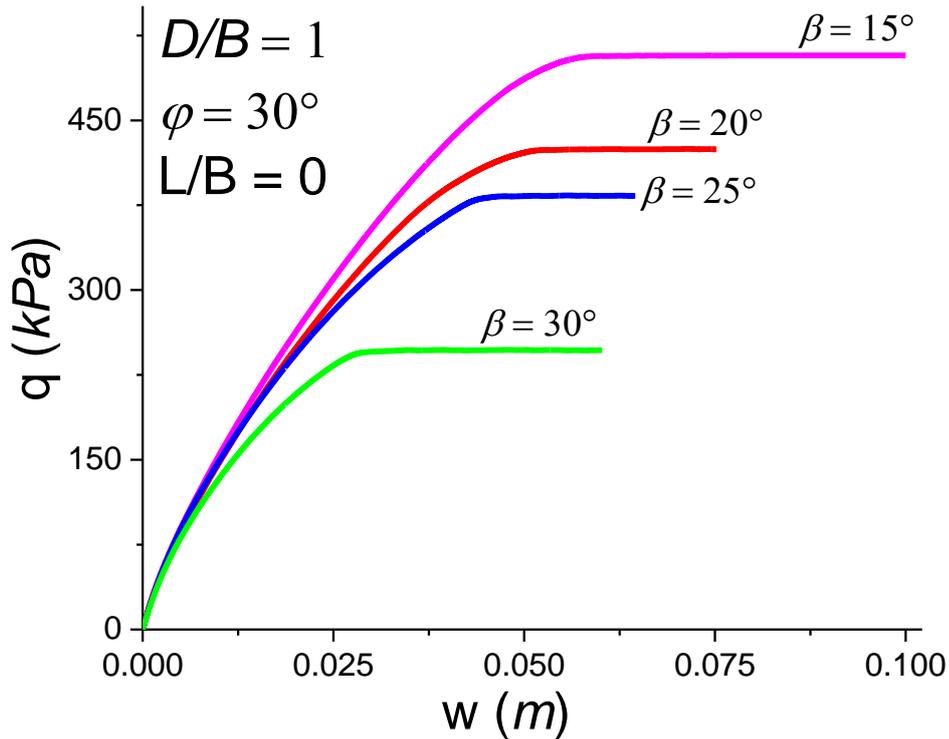


Figure 4.7 – Courbe charge-déplacement, effet de β avec $D/B = 1$, $L/B = 0$ et $\varphi = 30^\circ$

Quantitativement, la capacité portante diminue d'environ 40 % entre $\beta = 15^\circ$ et $\beta = 30^\circ$, accompagnée d'une baisse de la rigidité initiale. Par ailleurs, un déplacement légèrement moins important est requis pour atteindre la portance ultime lorsque la pente augmente.

En résumé, l'augmentation de β affecte défavorablement la portance, la rigidité du système fondation-sol, et le comportement en déplacement, soulignant l'importance d'intégrer cet effet dans le dimensionnement.

4.6. Portance sismique des semelles filantes en surface de pente

4.6.1 Facteurs de portance sismique $N_{\gamma E}$

Les résultats d'une série d'analyses paramétriques sont illustrés pour évaluer l'impact des paramètres effectifs sur le facteur de capacité portante sismique $N_{\gamma E}$ d'une semelle filante rugueuse reposant sur une pente d'un sol frottant. À cet égard, pour déterminer les facteurs de capacité portante, l'étude numérique est menée pour des valeurs de l'angle de frottement du sol φ dans l'intervalle 30-45°, des valeurs de l'accélération horizontale k_h dans l'intervalle 0-tan φ , l'angle de la pente β dans la plage de 15-30°, et la distance normalisée $L/B=0, 0.25, 0.5, 1, 2.5$ et 5. Dans les analyses, φ et β sont variés avec un pas de 5°, tandis que k_h est varié avec un pas de 0,1. La Figure 4.8 présente les variations du facteur de capacité portante sismique $N_{\gamma E}$ pour différentes configurations.

Les analyses montrent que la capacité portante sismique $N_{\gamma E}$ est influencée de manière significative par les paramètres géométriques et mécaniques étudiés. En premier lieu, l'augmentation de l'angle de la pente β de 15° à 30° entraîne une réduction marquée des valeurs de $N_{\gamma E}$, en raison de l'instabilité croissante associée à une pente plus raide. Par exemple, pour $\varphi=35^\circ$ et $k_h=0.2$, une diminution de $N_{\gamma E}$ de près de 20 à 25 % est observée lorsque la pente passe de $\beta=15^\circ$ à $\beta=30^\circ$.

De plus, la position relative de la semelle, caractérisée par le ratio L/B , influence considérablement les résultats. Les valeurs de $N_{\gamma E}$ augmentent significativement lorsque L/B passe de 0 à 2.5, car l'éloignement de la semelle par rapport au bord réduit les effets déstabilisants de la pente et des charges sismiques. Par exemple, pour $\varphi=40^\circ$ et $k_h=0.3$, une augmentation de $N_{\gamma E}$ de 30 % est enregistrée lorsque la semelle est déplacée de $L/B=0$ à $L/B=2.5$. Ce phénomène est particulièrement important pour les sols présentant un angle de frottement élevé ($\varphi=45^\circ$).

En outre, l'impact combiné des paramètres β et L/B révèle que la configuration optimale, offrant les meilleures performances en termes de capacité portante sismique, correspond à une pente modérée ($\beta=15^\circ$) et une semelle éloignée ($L/B=2.5$). En revanche, les configurations défavorables, telles qu'une pente raide ($\beta=30^\circ$) et une semelle proche du bord ($L/B=0$), présentent des valeurs de $N_{\gamma E}$ nettement inférieures. À titre d'exemple, pour $\varphi=35^\circ$ et $k_h=0.2$, $N_{\gamma E}$ diminue de près de 50 % lorsque l'on passe de la configuration favorable à la configuration défavorable.

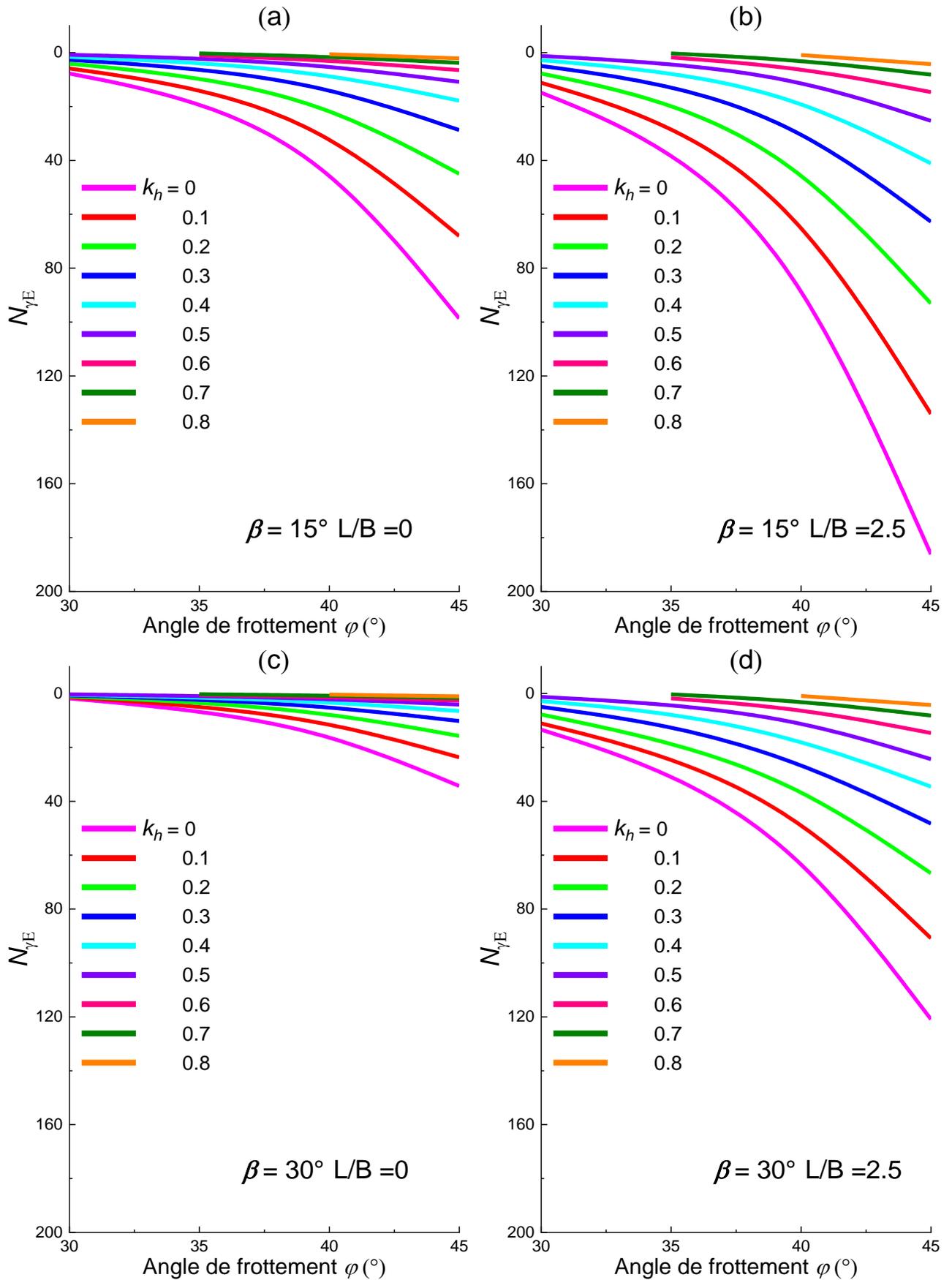


Figure 4.8 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de φ et k_h : (a) $\beta = 15^\circ$, $L/B = 0$, (b) $\beta = 15^\circ$, $L/B = 2.5$, (c) $\beta = 30^\circ$, $L/B = 0$, (d) $\beta = 30^\circ$, $L/B = 2.5$

Par ailleurs, l'augmentation du coefficient sismique horizontal k_h entraîne une réduction systématique de $N_{\gamma E}$. Cette réduction est plus accentuée pour des pentes raides ($\beta=30^\circ$) et des semelles proches du bord ($L/B=0$). Dans ces conditions, une diminution de $N_{\gamma E}$ atteignant près de 60 % est observée pour $k_h=0.3$. En revanche, pour des configurations favorables ($\beta=15^\circ$, $L/B=2.5$), la réduction est limitée à environ 35-40 %, même pour des valeurs élevées de k_h .

Enfin, les analyses montrent que les sols à fort angle de frottement interne ($\varphi=40^\circ$ ou $\varphi=45^\circ$) présentent des valeurs plus élevées de $N_{\gamma E}$, indiquant une meilleure résistance globale. Les sols à faible densité ($\varphi=30^\circ$) subissent une diminution plus rapide de $N_{\gamma E}$ avec l'augmentation de k_h . Par exemple, pour $k_h=0.3$, $N_{\gamma E}$ diminue de près de 55 % pour $\varphi=30^\circ$, contre 35 % pour $\varphi=45^\circ$.

Ces résultats soulignent l'importance d'une conception géotechnique adaptée, prenant en compte les effets combinés des paramètres géométriques (β , L/B) et mécaniques (φ , k_h). Les configurations optimales (pente modérée, semelle éloignée, sol à fort angle de frottement) permettent de maximiser la capacité portante sismique et d'assurer une stabilité accrue, en particulier dans des environnements sismiques exigeants.

Les résultats illustrés dans la Figure 4.9 visent à analyser l'impact des paramètres principaux sur le facteur de capacité portante sismique $N_{\gamma E}$ d'une semelle filante rugueuse reposant sur une pente de sol frottant. Cette analyse explore les variations de $N_{\gamma E}$ en fonction du coefficient sismique horizontal k_h , pour un angle de frottement interne constant ($\varphi=35^\circ$), mais en variant l'angle de la pente ($\beta=15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$) et la distance normalisée ($L/B=0, 0.25, 0.5, 1, 2.5, 5$). Ces variations permettent de mieux comprendre les interactions entre les charges sismiques et les configurations géométriques des fondations.

Dans un premier temps, la Figure 4.5a ($\beta=15^\circ$) révèle une diminution modérée de $N_{\gamma E}$ avec l'augmentation de L/B . Cette réduction atteint environ 40 % lorsque L/B varie de 0 à 5. Cela signifie que pour une pente modérée, les effets sismiques restent relativement maîtrisables, surtout pour des semelles éloignées du bord de la pente. Cette stabilité relative démontre que les charges sismiques influencent moins les pentes légères.

En revanche, lorsque l'angle de la pente augmente à $\beta=20^\circ$ (Figure 4.9b), la diminution de $N_{\gamma E}$ devient plus marquée, atteignant environ 50 % pour la même variation de L/B . Cette tendance indique que l'influence des charges sismiques s'intensifie avec des pentes plus raides, nécessitant une meilleure gestion de la distance entre la semelle et le bord.

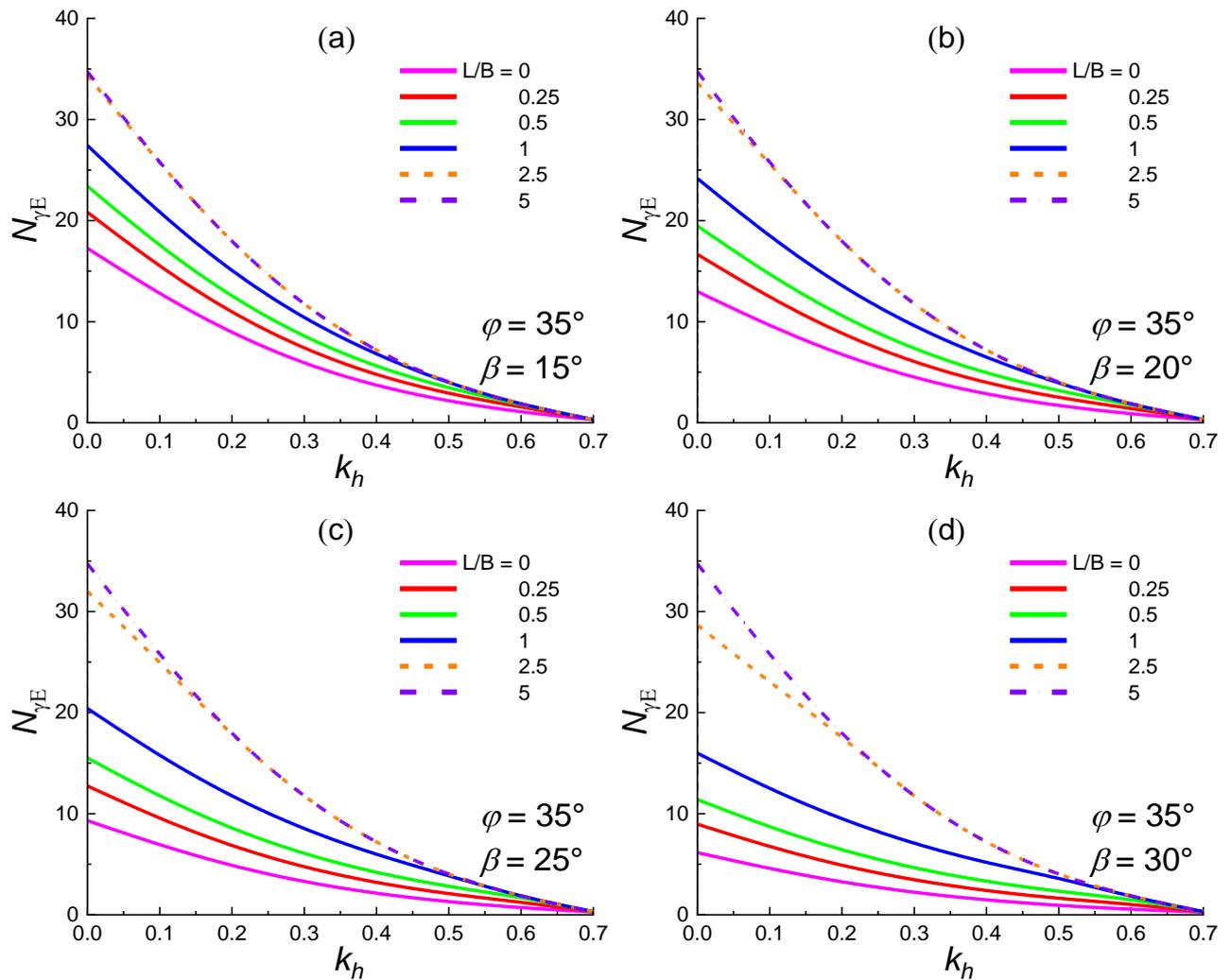


Figure 4.9 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de k_h et L/B : (a) $\varphi = 35^\circ$ et $\beta = 15^\circ$, (b) $\varphi = 35^\circ$ et $\beta = 20^\circ$, (c) $\varphi = 35^\circ$ et $\beta = 25^\circ$, (d) $\varphi = 35^\circ$ et $\beta = 30^\circ$

Par ailleurs, la Figure 4.9c ($\beta=25^\circ$) met en évidence une réduction encore plus significative, atteignant environ 60 % pour $L/B=5$. Cette observation montre une vulnérabilité accrue des fondations aux effets sismiques sur des pentes inclinées. De ce fait, les configurations géométriques deviennent importantes pour limiter ces effets.

Enfin, pour une pente très raide ($\beta=30^\circ$), comme présenté dans la Figure 4.9d, la diminution atteint un maximum d'environ 70 %. Cela souligne que les pentes abruptes sont les plus sensibles aux charges sismiques, rendant la conception des fondations dans de telles conditions particulièrement complexes.

Cependant, en comparant les quatre configurations ($\beta=15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$), des tendances claires émergent. Tout d'abord, on remarque que l'augmentation de l'angle de la pente β amplifie systématiquement la diminution de $N_{\gamma E}$. Ensuite, les distances normalisées croissantes (L/B) atténuent

cet effet, mais cette amélioration est moins significative pour les pentes plus raides. Ainsi, l'interaction entre β et L/B apparaît essentielle pour optimiser la conception des fondations.

En résumé, ces résultats montrent que pour maximiser la capacité portante sismique dans des zones inclinées, il est essentiel de réduire l'angle de la pente β et d'augmenter la distance normalisée L/B . Ces paramètres permettent de limiter l'impact des charges sismiques et d'assurer une meilleure stabilité des fondations. Le Tableau 4.3 présente les valeurs de $N_{\gamma E}$ évaluées en utilisant la méthode des éléments finis pour différentes valeurs de φ , L/B , k_h et β .

Tableau 4.3 - Facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ (a) $\varphi = 30^\circ$

φ (°)	L/B	k_h	β (°)				L/B	k_h	β (°)			
			15	20	25	30			15	20	25	30
30	0	0	7.80	5.86	4.05	1.85	1	0	13.02	11.80	10.01	6.57
		0.1	5.88	4.43	3.08	1.41		0.1	10.04	9.21	7.92	5.25
		0.2	4.13	3.13	2.19	1.03		0.2	7.30	6.84	6.03	4.11
		0.3	2.69	2.06	1.47	0.72		0.3	4.94	4.81	4.43	3.18
		0.4	1.60	1.25	0.92	0.47		0.4	2.83	2.83	2.84	2.42
		0.5	0.78	0.64	0.50	0.30		0.5	1.25	1.25	1.25	1.25
	0.25	0	9.75	7.90	5.91	3.09	2.5	0	14.87	14.87	14.87	13.41
		0.1	7.37	5.99	4.50	2.37		0.1	11.18	11.18	11.18	11.09
		0.2	5.24	4.30	3.27	1.76		0.2	7.78	7.78	7.78	7.78
		0.3	3.51	2.94	2.29	1.28		0.3	4.97	4.97	4.97	4.97
		0.4	2.19	1.90	1.54	0.92		0.4	2.83	2.83	2.83	2.83
		0.5	1.16	1.08	0.94	0.63		0.5	1.25	1.25	1.25	1.25
	0.5	0	11.08	9.40	7.40	4.25	5	0	14.87	14.87	14.88	14.87
		0.1	8.45	7.21	5.72	3.30		0.1	11.18	11.19	11.18	11.19
		0.2	6.08	5.26	4.24	2.50		0.2	7.78	7.78	7.78	7.79
		0.3	4.14	3.67	3.05	1.88		0.3	4.97	4.97	4.97	4.97
		0.4	2.61	2.42	2.11	1.39		0.4	2.83	2.83	2.83	2.84
		0.5	1.25	1.25	1.25	1.01		0.5	1.25	1.25	1.25	1.25

(b) $\varphi = 35^\circ$

φ (°)	L/B	k_h	β (°)				L/B	k_h	β (°)			
			15	20	25	30			15	20	25	30
0	0	0	17,26	12,98	9,32	6,14	1	0	27,44	24,17	20,41	15,98
		0.1	12,70	9,56	6,88	4,55		0.1	20,69	18,38	15,67	12,42
		0.2	8,81	6,66	4,82	3,21		0.2	14,88	13,42	11,63	9,40
		0.3	5,79	4,41	3,23	2,19		0.3	10,24	9,46	8,41	6,99
		0.4	3,61	2,79	2,08	1,45		0.4	6,70	6,41	5,92	5,12

35		0,5	2,10	1,66	1,27	0,92		0,5	3,87	3,86	3,86	3,66	
		0,6	1,05	0,86	0,69	0,53		0,6	1,78	1,78	1,78	1,78	
		0,7	0,29	0,28	0,28	0,26		0,7	0,31	0,31	0,31	0,31	
	0,25		0	20,82	16,66	12,74	8,97	2,5	0	34,36	33,64	32,00	28,66
			0,1	15,39	12,35	9,47	6,70		0,1	25,58	25,58	25,00	22,99
			0,2	10,81	8,73	6,75	4,83		0,2	17,69	17,69	17,68	17,69
			0,3	7,25	5,93	4,66	3,40		0,3	11,48	11,49	11,49	11,50
			0,4	4,65	3,89	3,13	2,36		0,4	6,97	6,96	6,97	6,97
			0,5	2,84	2,46	2,05	1,61		0,5	3,86	3,86	3,87	3,87
			0,6	1,55	1,42	1,26	1,05		0,6	1,78	1,78	1,78	1,78
			0,7	0,31	0,31	0,31	0,31		0,7	0,31	0,31	0,31	0,31
	0,5		0	34,36	33,64	32,00	28,66	5	0	34,74	34,73	34,74	34,73
			0,1	25,58	25,58	25,00	22,99		0,1	25,58	25,59	25,59	25,58
			0,2	17,69	17,69	17,68	17,69		0,2	17,69	17,68	17,68	17,68
			0,3	11,48	11,49	11,49	11,50		0,3	11,49	11,49	11,49	11,49
			0,4	6,97	6,96	6,97	6,97		0,4	6,97	6,97	6,97	6,97
			0,5	3,86	3,86	3,87	3,87		0,5	3,87	3,86	3,87	3,86
			0,6	1,78	1,78	1,78	1,78		0,6	1,78	1,78	1,78	1,78
			0,7	0,31	0,31	0,31	0,31		0,7	0,26	0,31	0,31	0,31

(c) $\varphi = 40^\circ$

φ (°)	L/B	k_h	β (°)				L/B	k_h	β (°)				
			15	20	25	30			15	20	25	30	
40	0	0	39,72	29,42	21,13	14,48	1	0	60,28	51,29	42,29	33,37	
		0,1	28,39	21,04	15,13	10,38		0,1	44,17	37,86	31,49	25,07	
		0,2	19,30	14,35	10,34	7,13		0,2	31,07	26,98	22,75	18,38	
		0,3	12,59	9,39	6,82	4,75		0,3	21,17	18,73	16,09	13,26	
		0,4	7,90	5,95	4,38	3,11		0,4	14,02	12,72	11,20	9,49	
		0,5	4,79	3,67	2,75	2,00		0,5	9,01	8,44	7,70	6,75	
		0,6	2,78	2,18	1,68	1,27		0,6	5,44	5,37	5,15	4,74	
		0,7	1,48	1,19	0,95	0,74		0,7	2,69	2,69	2,69	2,69	
		0,8	0,61	0,53	0,46	0,40		0,8	0,90	0,90	0,90	0,90	
	0,25		0	46,57	36,40	27,57	19,92	2,5	77,98	77,98	72,92	66,31	57,84
			0,1	33,48	26,22	19,91	14,44		57,86	57,86	54,94	50,78	45,06
			0,2	23,02	18,13	13,86	10,13		40,90	40,90	39,67	37,50	34,09
			0,3	15,27	12,13	9,38	6,95		27,21	27,21	27,19	26,71	25,15
			0,4	9,81	7,92	6,22	4,71		16,80	16,80	16,81	16,81	16,81
			0,5	6,13	5,06	4,08	3,18		9,88	9,88	9,88	9,88	9,87
			0,6	3,72	3,17	2,65	2,14		5,46	5,46	5,45	5,45	5,45
			0,7	2,12	1,90	1,66	1,40		2,69	2,69	2,69	2,69	2,69
			0,8	0,90	0,90	0,88	0,82		0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
		0	51,78	41,89	32,84	24,60		0	86,17	86,15	86,18	86,17	

0.5	0.1	37,48	30,46	24,00	18,08	5	0.1	61,81	61,79	61,80	61,83
	0.2	26,03	21,33	16,96	12,91		0.2	42,00	42,00	42,02	42,00
	0.3	17,48	14,51	11,70	9,05		0.3	27,19	27,19	27,22	27,20
	0.4	11,40	9,65	7,95	6,29		0.4	16,80	16,80	16,81	16,80
	0.5	7,25	6,30	5,34	4,36		0.5	9,88	9,88	9,88	9,88
	0.6	4,47	4,04	3,55	3,01		0.6	5,46	5,46	5,45	5,46
	0.7	2,57	2,46	2,29	2,05		0.7	2,69	2,69	2,69	2,69
	0.8	0,90	0,90	0,90	0,90		0.8	0,90	0,90	0,90	0,90

(d) $\varphi = 45^\circ$

φ (°)	L/B	k_h	β (°)				L/B	k_h	β (°)			
			15	20	25	30			15	20	25	30
45	0.00	0	98,68	71,20	50,25	34,31	1	0	186,16	116,62	92,96	71,74
		0.1	68,03	49,12	34,64	23,68		0.1	134,08	83,02	66,64	51,89
		0.2	44,98	32,52	22,97	15,74		0.2	93,10	57,32	46,57	36,73
		0.3	28,74	20,82	14,79	10,19		0.3	62,78	38,76	31,97	25,65
		0.4	17,84	13,02	9,32	6,50		0.4	41,11	25,84	21,78	17,85
		0.5	10,86	8,00	5,81	4,14		0.5	25,34	17,12	14,80	12,46
		0.6	6,50	4,86	3,61	2,64		0.6	14,68	11,27	10,06	8,74
		0.7	3,81	2,92	2,23	1,68		0.7	8,18	7,31	6,79	6,13
		0.8	2,15	1,70	1,34	1,04		0.8	4,28	4,29	4,29	4,21
		0.9	1,06	0,87	0,72	0,59		0.9	1,90	1,90	1,91	1,91
	1	0,31	0,30	0,23	0,29	1	0,33	0,33	0,33	0,33		
	0.25	0	112,94	85,39	63,03	45,08	2.5	0	186,16	165,60	143,74	120,91
		0.1	78,36	59,41	43,95	31,55		0.1	134,08	120,92	106,45	90,83
		0.2	52,38	39,85	29,64	21,40		0.2	93,10	85,47	76,68	66,70
		0.3	33,93	26,01	19,51	14,24		0.3	62,78	59,03	54,18	48,29
		0.4	21,50	16,66	12,67	9,39		0.4	41,11	39,79	37,67	34,58
		0.5	13,40	10,58	8,19	6,20		0.5	25,34	25,32	25,33	24,35
		0.6	8,27	6,67	5,30	4,13		0.6	14,68	14,68	14,68	14,67
		0.7	5,03	4,19	3,44	2,76		0.7	8,18	8,18	8,18	8,18
		0.8	2,99	2,59	2,21	1,85		0.8	4,28	4,28	4,28	4,28
		0.9	1,62	1,49	1,35	1,19		0.9	1,90	1,90	1,90	1,90
	1	0,32	0,32	0,32	0,32	1	0,33	0,33	0,33	0,33		
	0.5	0	124,18	96,79	73,70	54,41	5	0	229,64	222,97	212,04	195,65
		0.1	86,74	67,90	51,94	38,55		0.1	163,22	161,69	157,52	148,89
		0.2	58,45	46,07	35,53	26,59		0.2	108,19	108,12	108,19	108,28
		0.3	38,28	30,53	23,81	18,06		0.3	68,85	68,97	68,85	68,86
		0.4	24,61	19,90	15,79	12,20		0.4	42,39	42,39	42,41	42,41
		0.5	15,59	12,89	10,45	8,26		0.5	25,32	25,33	25,33	25,34
		0.6	9,79	8,31	6,93	5,63		0.6	14,68	14,67	14,68	14,68
		0.7	6,08	5,34	4,61	3,88		0.7	8,17	8,18	8,18	8,18

		0,8	3,67	3,37	3,04	2,66		0,8	4,28	4,28	4,28	4,29
		0,9	1,90	1,91	1,88	1,77		0,9	1,91	1,90	1,91	1,90
		1	0,33	0,33	0,33	0,33		1	0,33	0,33	0,33	0,33

4.6.2 Coefficients correcteur $e_{\gamma E}$

La Figure 4.10 présente l'évolution du coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ en fonction de la distance normalisée L/B pour différents angles de pente β sous deux angles de frottement $\varphi = 35^\circ$ et $\varphi = 45^\circ$, et deux niveaux d'accélération horizontale $k_h = 0.2$ et 0.4 . Dans la Figure 4.10a, pour $\varphi = 35^\circ$ et $k_h = 0.2$, $e_{\gamma E}$ augmente avec L/B , passant par exemple de 0.26 à 0.51 pour $\beta = 15^\circ$ et de 0.09 à 0.51 pour $\beta = 30^\circ$, soit une augmentation de 467%. Pour $k_h = 0.4$ (Figure 4.10b), les valeurs initiales de $e_{\gamma E}$ sont plus faibles, mais l'augmentation est similaire, montrant une sensibilité accrue aux charges sismiques. Dans la Figure 4.10c, pour $\varphi = 45^\circ$ et $k_h = 0.2$, $e_{\gamma E}$ commence à des valeurs plus élevées, passant de 0.19 à 0.46 pour $\beta = 15^\circ$ et de 0.07 à 0.46 pour $\beta = 30^\circ$, soit une augmentation de 557%. Avec $k_h = 0.4$ (Figure 4.10d), $e_{\gamma E}$ augmente de 0.08 à 0.18 pour $\beta = 15^\circ$ et de 0.03 à 0.18 pour $\beta = 30^\circ$, une augmentation de 500%. Ces résultats montrent que $e_{\gamma E}$ augmente avec L/B , plus fortement pour des pentes raides β et des sols avec un angle de frottement élevé φ . Il est important de minimiser l'angle de la pente et de maximiser L/B dans les conceptions sismiques.

La Figure 4.11 montre l'évolution du coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ en fonction de l'accélération horizontale k_h pour différents angles de frottement φ avec une pente de $\beta = 30^\circ$ et des distances normalisées $L/B=0$ et $L/B=1$. Les résultats numériques montrent que pour un angle de pente $\beta = 30^\circ$, le coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ diminue de manière significative avec l'augmentation de l'accélération horizontale k_h , et cette diminution est plus prononcée avec l'augmentation de la distance normalisée L/B . Dans la Figure 4.11a, pour $L/B = 0$, $e_{\gamma E}$ diminue de 76% (de 0.799 à 0.190) pour $\varphi = 30^\circ$ et de 73% (de 0.751 à 0.202) pour $\varphi = 40^\circ$ lorsque k_h passe de 0.1 à 0.5. Pour $L/B = 1$ (Figure 4.11b), les diminutions sont encore plus marquées, atteignant 79% (de 0.762 à 0.161) pour $\varphi = 30^\circ$ et 81% (de 0.716 à 0.138) pour $\varphi = 40^\circ$ pour le même intervalle de k_h . Ces résultats montrent que l'augmentation de L/B accentue la réduction de $e_{\gamma E}$, ce qui signifie une capacité portante sismique plus faible sous des conditions sismiques accrues. De plus, les valeurs de $e_{\gamma E}$ sont globalement plus basses pour $L/B = 1$ comparé à $L/B = 0$ à tous les niveaux de k_h et φ . Par exemple, pour $k_h = 0.3$, $e_{\gamma E}$ pour $\varphi = 35^\circ$ est de 0.437 ($L/B = 0$) contre 0.356 ($L/B = 1$), indiquant une diminution supplémentaire de 18.5% due à l'augmentation de L/B .

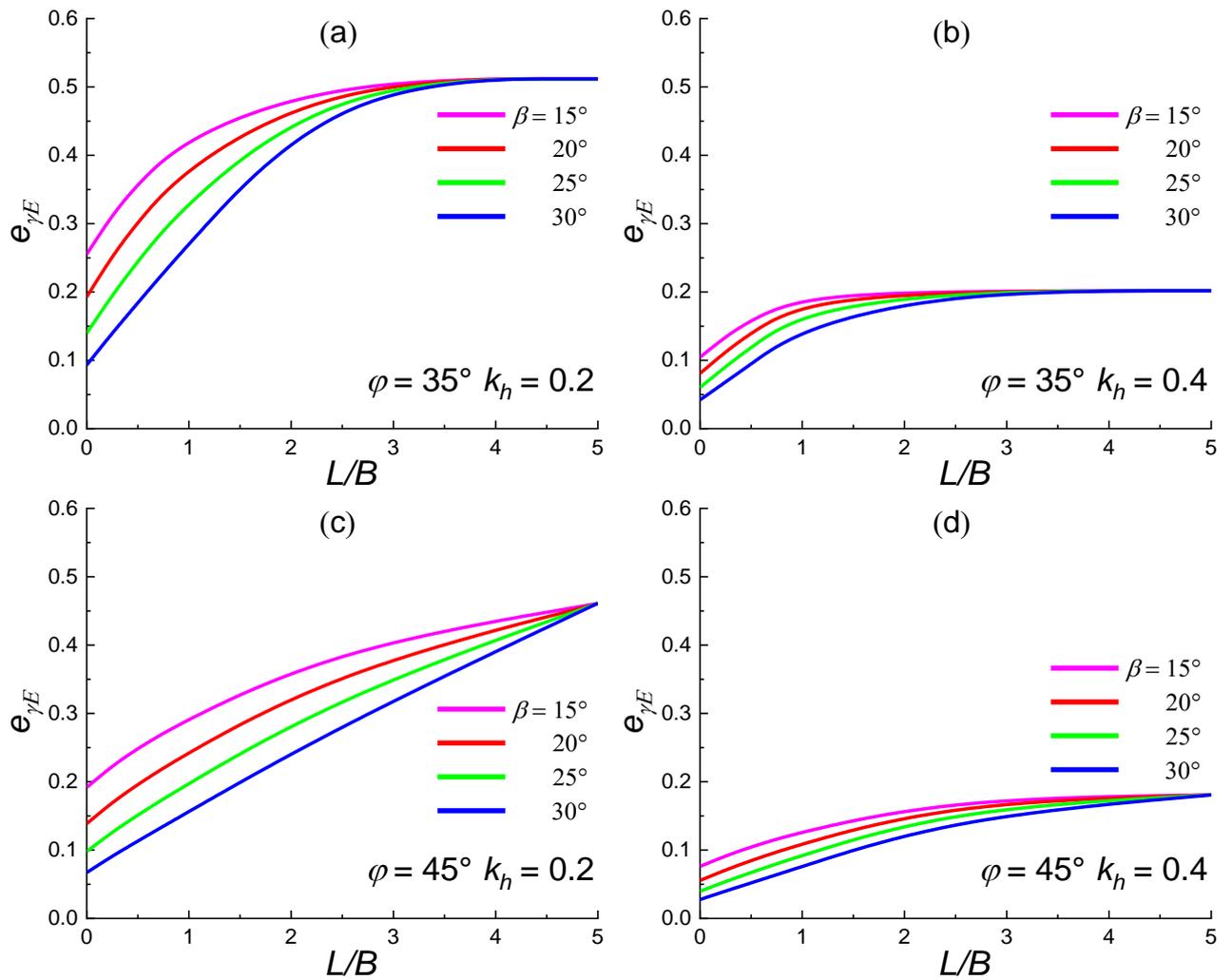


Figure 4.10 – Variation de coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ en fonction de L/B et β : (a) $\phi = 35^\circ$ et $k_h = 0.2$, (b) $\phi = 35^\circ$ et $k_h = 0.4$, (c) $\phi = 45^\circ$ et $k_h = 0.2$, (d) $\phi = 45^\circ$ et $k_h = 0.4$

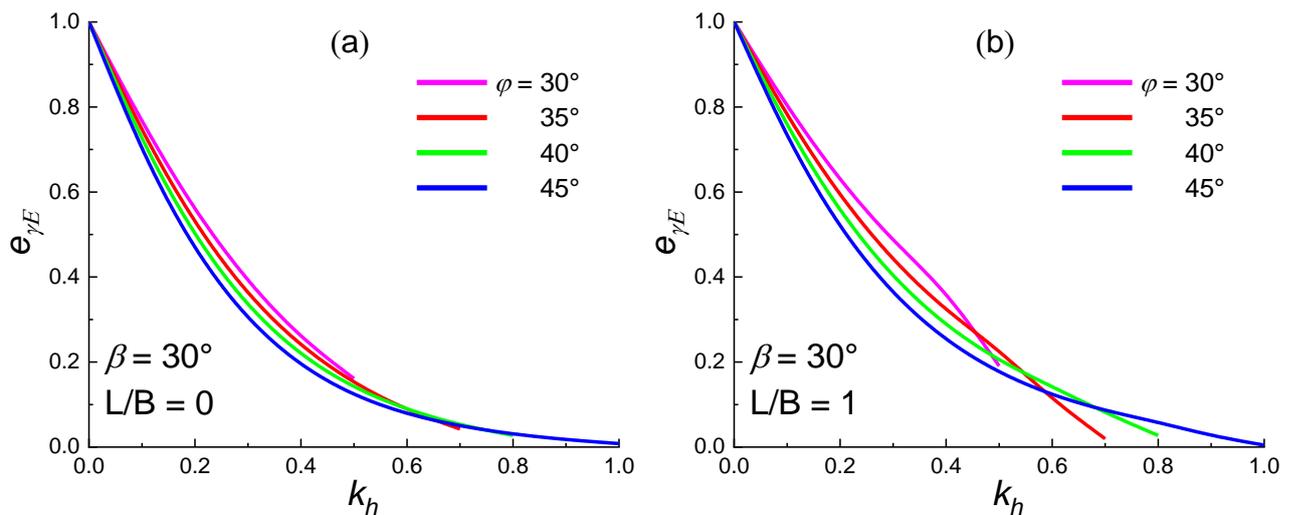


Figure 4.11 – Variation de coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ en fonction de k_h et ϕ : (a) $\beta = 30^\circ$, $L/B = 0$, (b) $\beta = 30^\circ$, $L/B = 1$

4.6.3 Mécanismes de rupture

Dans cette section, la formation de mécanisme de rupture sous la semelle filante avec reposant sur une pente de sable est étudiée. Il est à noter l'analyse par éléments finis limite (FELA) est utilisée pour examiner la formation des mécanismes de rupture sous la semelle filante basée sur les contours de dissipation de cisaillement. Les types de mécanisme de rupture de capacité portante pour une semelle filante située sur une pente sont classés par Zhou et al. (2018) comme suit : (1) mode de rupture de face, (2) mode de rupture de pied, (3) mode de rupture de base et (4) type Prandtl. Dans le mode de rupture de pied, la surface de glissement s'étend du coin arrière de la semelle jusqu'au pied de la pente, et dans le mode de rupture de base, la rupture s'étend sous le pied de la pente.

Les effets de β , k_h et L/B sur les mécanismes de rupture sont montrés respectivement dans les Figures 4.12, 4.13, et 4.14. La Figure 4.12 montre l'effet de k_h sur le mécanisme de rupture sous la semelle filante. Comme on peut l'observer, le mécanisme de rupture est un mode de rupture de face. De plus, à mesure que k_h augmente, le volume du schéma de rupture diminue. L'effet de β sur le schéma de rupture est présenté dans la Figure 4.13. Comme on peut le voir, à mesure que β augmente, le volume de rupture augmente parce que volume plastique est étendu, et le mécanisme de dissipation de cisaillement est un mécanisme de face.

Dans cette étude, le mécanisme de rupture est influencé par la position de la semelle filante L/B . À cet égard, la Figure 4.14 représente l'effet de L/B sur le mécanisme de rupture. Comme on peut le voir, lorsque la semelle filante est placée au bord de la pente (Figure 4.10a, b, c, et d), le mécanisme de rupture est un mode de rupture de face. En revanche, lorsque la semelle s'éloigne du sommet de la pente et repose à $L/B=5$ (Figure 4.15), le mécanisme de rupture (dissipation de cisaillement) est de type Prandtl.

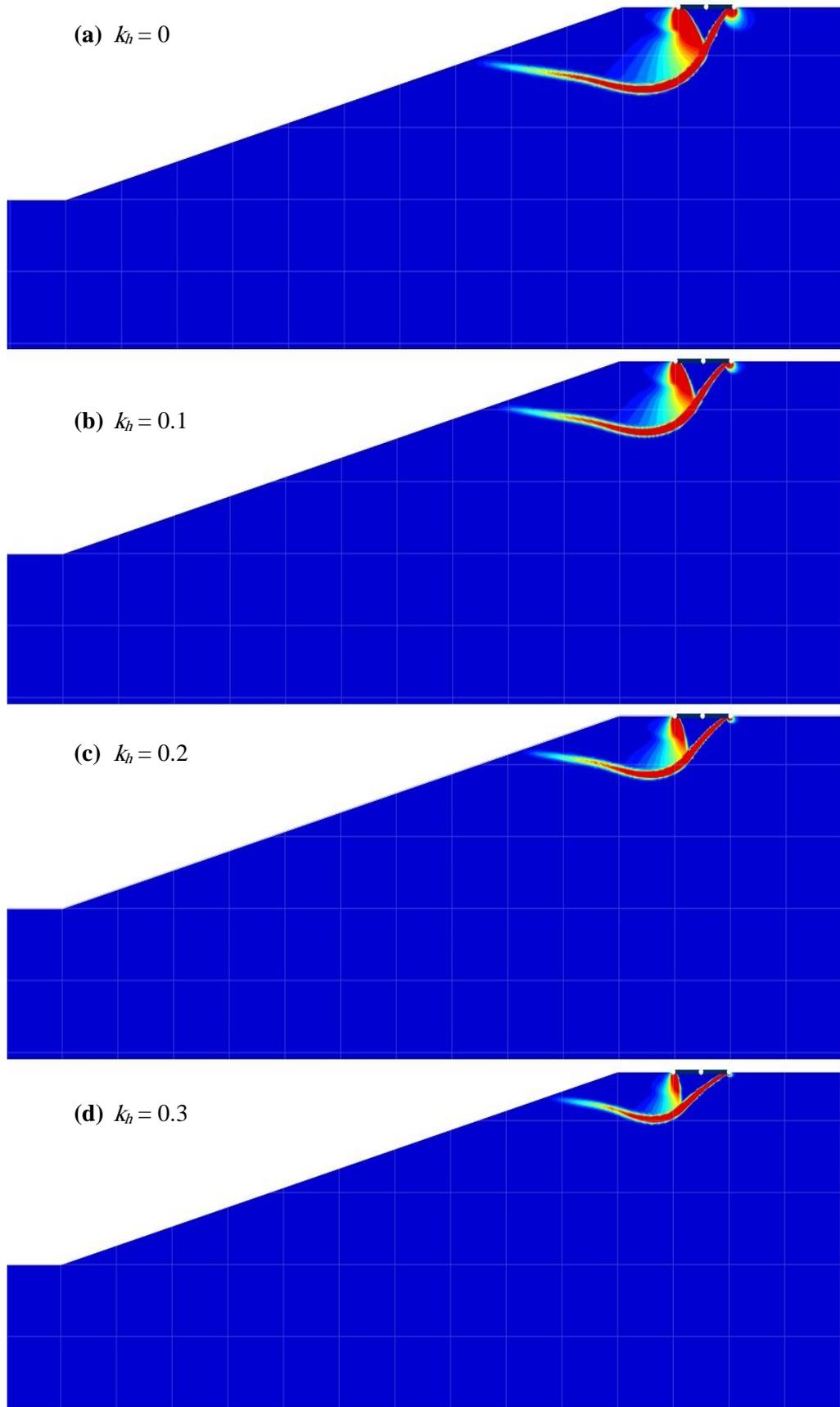


Figure 4.12 – Effet de k_h sur le mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ$, $\beta = 15^\circ$, et $L/B = 1$: (a) $k_h = 0$, (b) $k_h = 0.1$, (c) $k_h = 0.2$, (d) $k_h = 0.3$

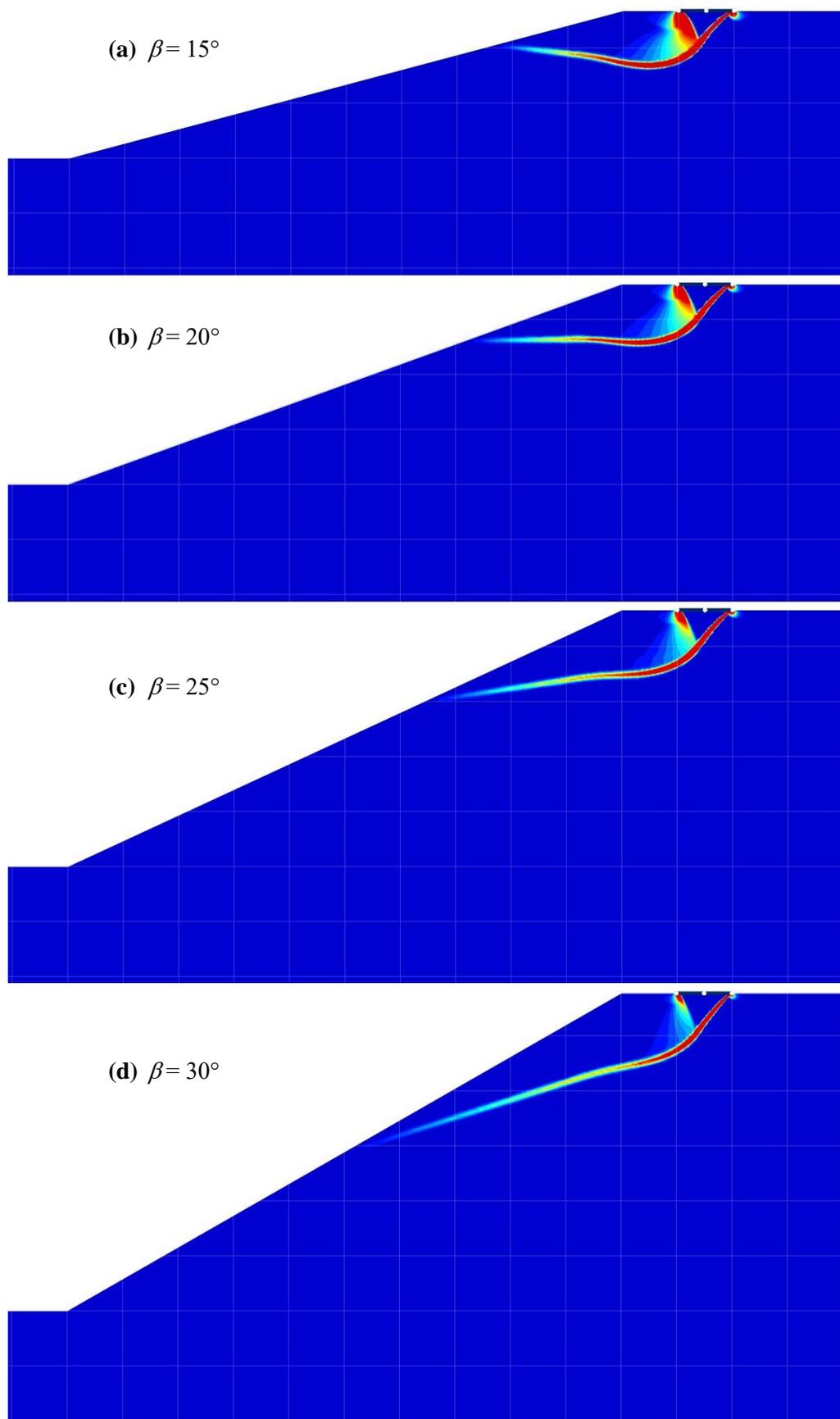


Figure 4.13 – Effet de β sur le mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ$, $k_h = 0.1$, et $L/B = 1$: (a) $\beta = 15^\circ$, (b) $\beta = 20^\circ$, (c) $\beta = 25^\circ$, (d) $\beta = 30^\circ$

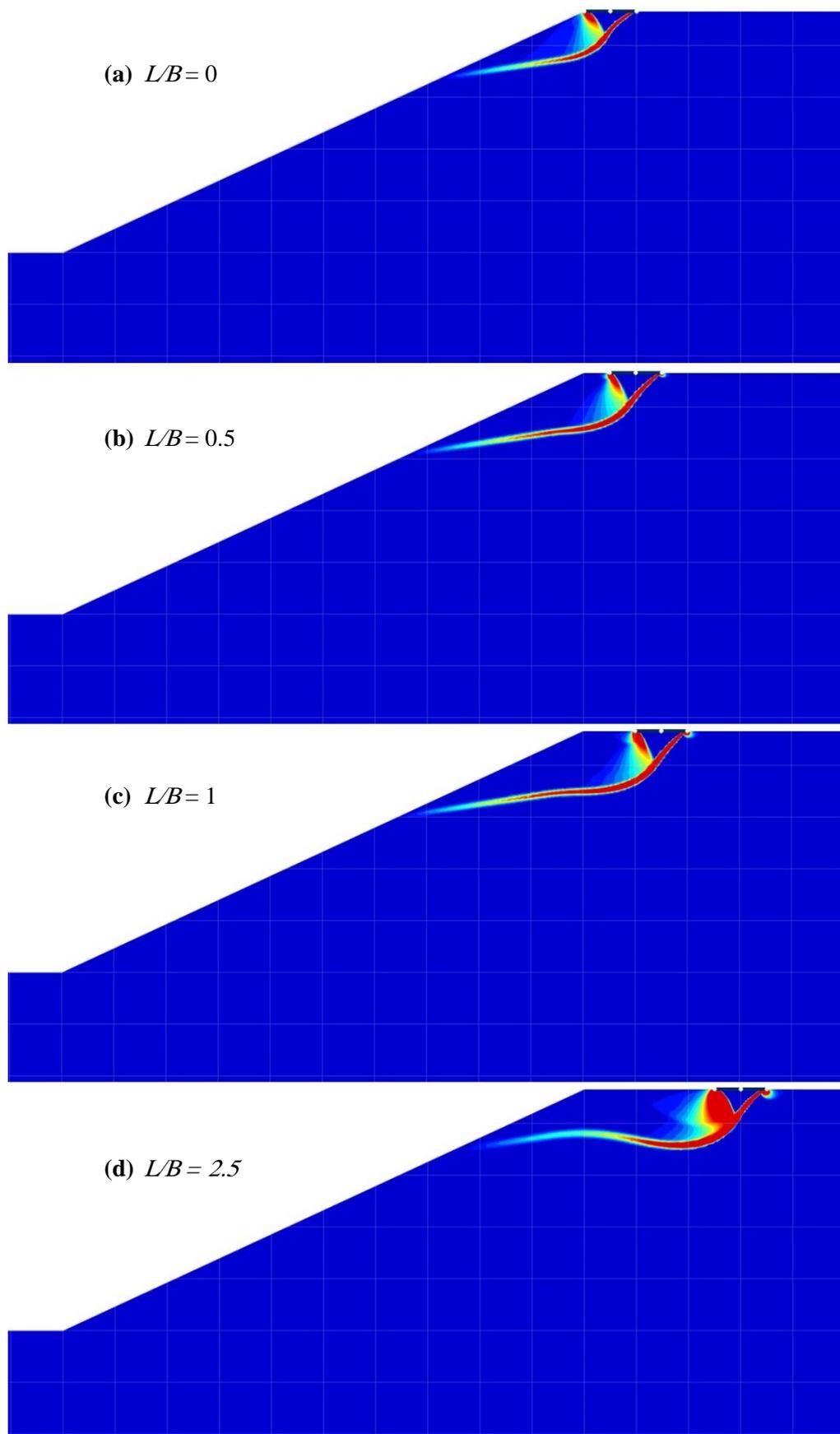


Figure 4.14 – Effet de L/B sur le mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ$, $k_h = 0.1$, et $\beta = 25^\circ$: (a) $L/B = 0$, (b) $L/B = 0.5$, (c) $L/B = 1$, (d) $L/B = 2.5$

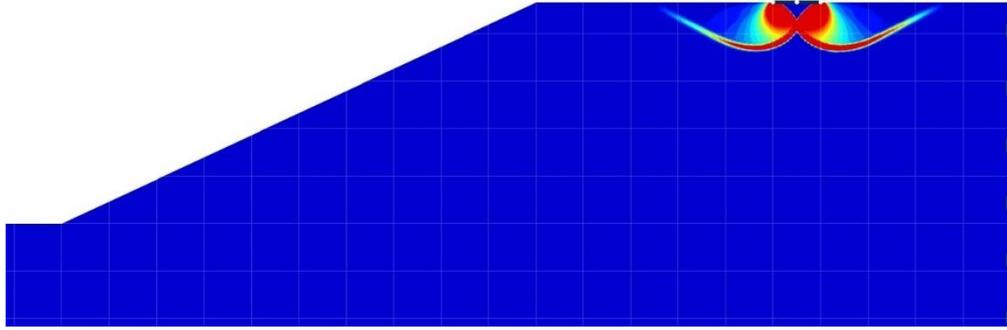


Figure 4.15 – Mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ$, $k_h = 0$, et $\beta = 25^\circ$, et $L/B = 5$

4.7. Portance sismique des fondations offshore avec jupes verticales sur pente

4.7.1 Facteurs de portance sismique $N_{\gamma E}$

Les résultats représentés dans la Figure 4.16 permettent d'analyser l'évolution du facteur de capacité portante sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de l'angle de frottement φ (variant de 30° à 45°) et du coefficient sismique horizontal k_h (allant de 0 à 0.8), pour différentes profondeurs de jupes verticales $D/B = 0.25, 0.50, 0.75$ et 1.00 . Il ressort de cette étude que le facteur $N_{\gamma E}$ croît significativement avec l'augmentation de φ , traduisant une meilleure résistance au cisaillement dans les sols plus denses, tandis qu'il diminue de manière quasi-exponentielle avec l'augmentation de k_h , reflétant l'effet déstabilisant des sollicitations sismiques. À faible profondeur de jupe ($D/B = 0.25$), les valeurs de $N_{\gamma E}$ passent de 6.06 à 78.23 pour $\varphi = 30^\circ$ à 45° en condition statique, mais chutent fortement à 0.97–10.44 pour $k_h = 0.5$, indiquant une perte pouvant dépasser 86 %. Lorsque la profondeur des jupes augmente à $D/B = 0.50$, cette baisse est atténuée, les valeurs s'étendant de 8.34 à 104.66 à l'état statique, et de 1.39 à 14.3 pour $k_h = 0.5$, soit une réduction similaire de 86 %, confirmant l'effet bénéfique de l'augmentation de D/B sur la stabilité. Cette tendance se confirme davantage pour $D/B = 0.75$, où $N_{\gamma E}$ atteint 132.54 pour $\varphi = 45^\circ$ et $k_h = 0$, et reste relativement élevé (1.74 à 17.31) même à $k_h = 0.5$, avec un amortissement notable des effets sismiques. Le cas $D/B = 1.00$ montre la meilleure performance : à $\varphi = 45^\circ$, $N_{\gamma E}$ passe de 160 pour $k_h = 0$, et supérieur à 19 même pour $k_h = 0.5$, soit une réduction maximale inférieure à 88%. Comparativement, l'augmentation de D/B entre 0.25 et 1.00 permet une amélioration de la portance. Sur le plan qualitatif, on observe que les courbes deviennent moins sensibles à k_h à mesure que la jupe s'approfondit, et que les gains liés à φ sont mieux conservés, même sous des charges sismiques. Ces résultats confirment l'importance du renforcement vertical par jupes pour assurer la stabilité des fondations offshore en pente soumises à des sollicitations sismiques, et offrent un cadre quantitatif pour le dimensionnement optimal selon les paramètres du sol et de la géométrie du site.

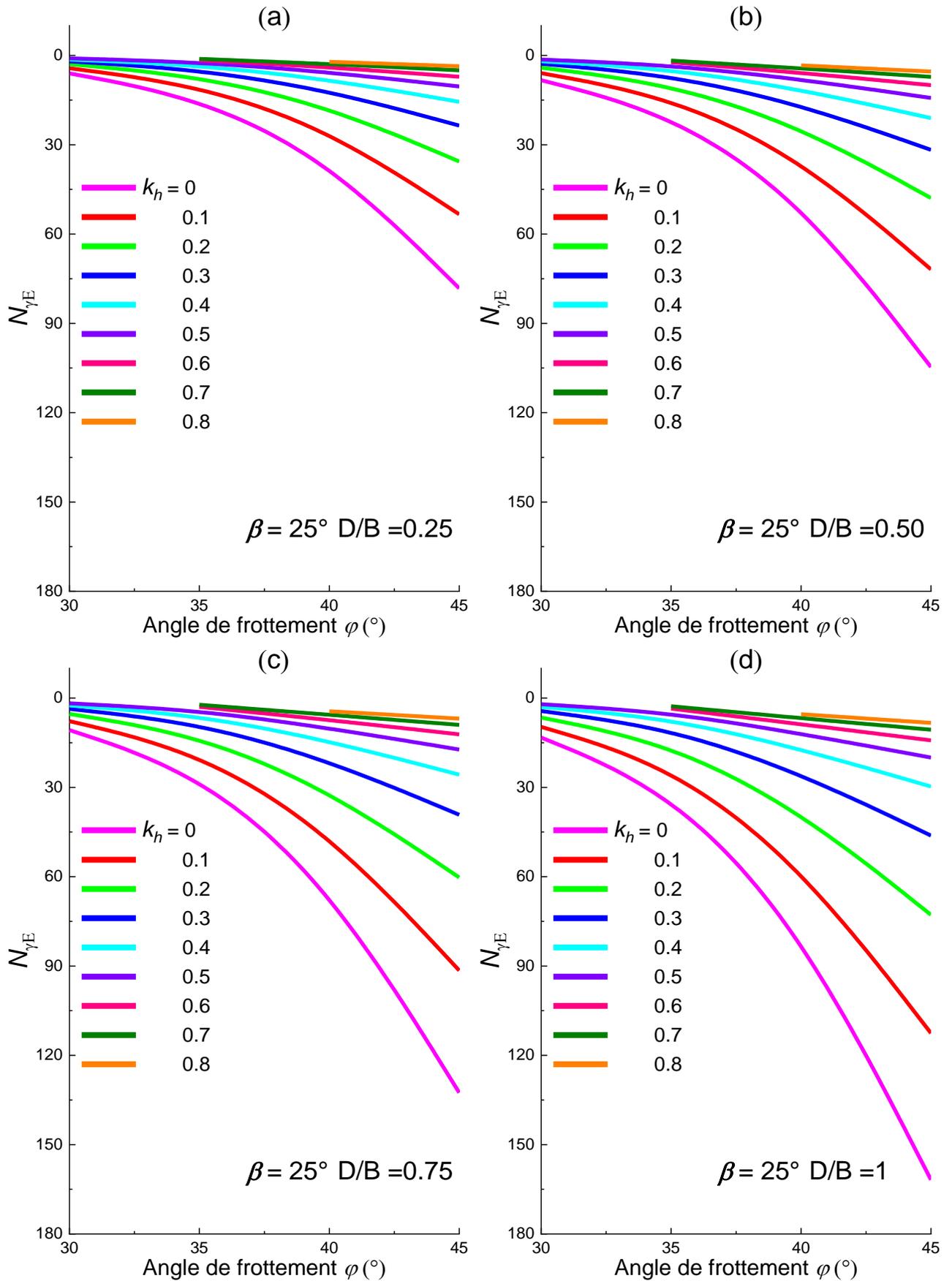
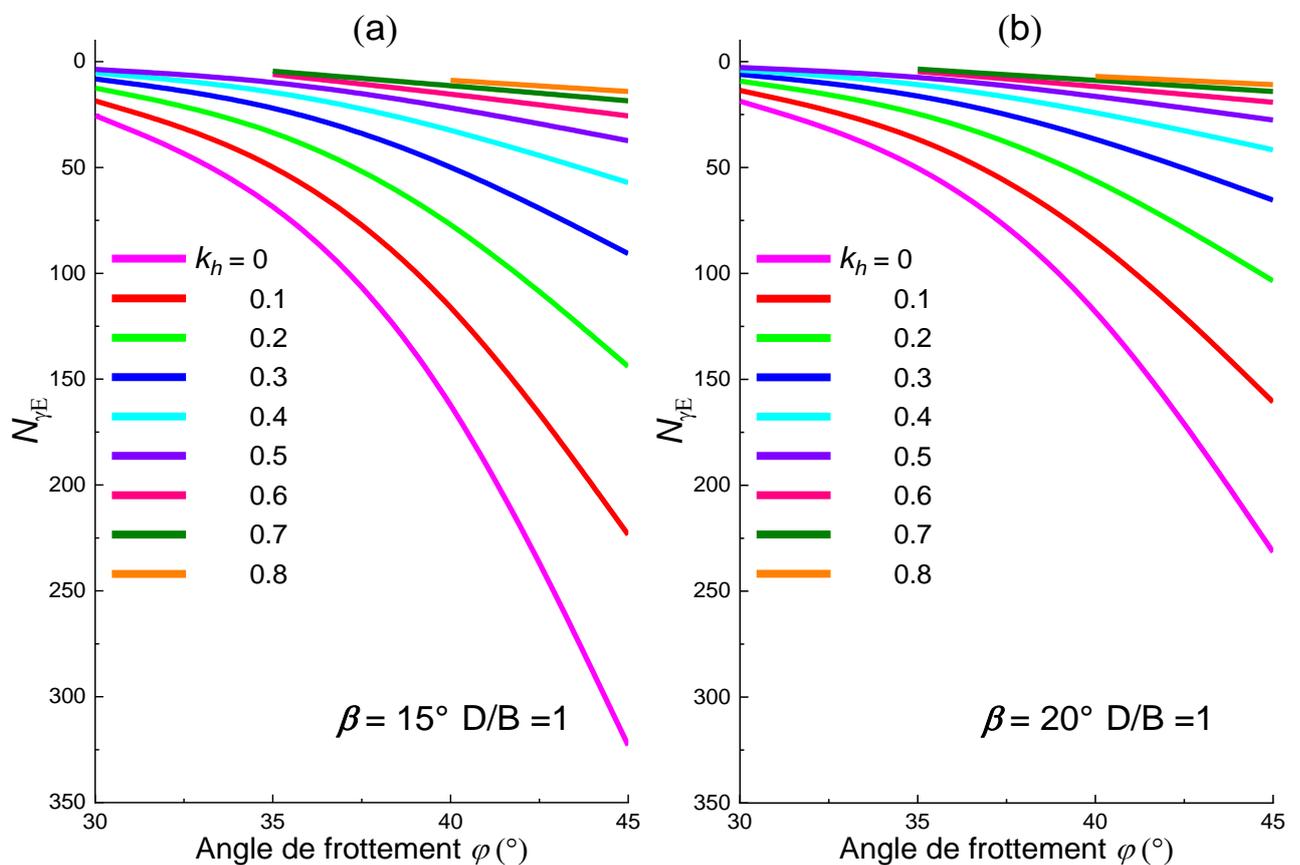


Figure 4.16 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de φ et k_h pour $L/B = 0$ et $\beta = 25^\circ$:
 (a) $D/B = 0$, (b) $D/B = 0.50$, (c) $D/B = 0.75$, (d) $D/B = 1$

Dans la Figure 4.17, les résultats montrent de manière systématique que le facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ diminue à mesure que le coefficient sismique k_h augmente, et ce pour toutes les valeurs de l'angle de frottement φ . Cette tendance est accentuée lorsque l'angle de la pente β devient plus important, mettant en évidence la sensibilité accrue des fondations installées sur des terrains inclinés vis-à-vis des effets sismiques. En effet, pour $\beta = 15^\circ$ (Figure 4.17-a), la baisse de $N_{\gamma E}$ reste modérée, avec une réduction moyenne de l'ordre de 28 à 32 % entre $k_h = 0$ et $k_h = 0.8$ pour $\varphi = 45^\circ$. Cette diminution devient plus significative dans le cas de $\beta = 20^\circ$ (Figure 4.17-b), où la réduction atteint environ 35 %. Lorsque l'angle de la pente augmente à 25° (Figure 4.17-c), la baisse de $N_{\gamma E}$ avoisine 40 %, et pour $\beta = 30^\circ$ (Figure 4.17-d), on observe une chute marquée de près de 47 % à $\varphi = 45^\circ$, ce qui témoigne d'une influence très défavorable des fortes pentes sous sollicitations sismiques.

De manière qualitative, les courbes illustrent que plus l'angle φ est élevé, plus les valeurs de $N_{\gamma E}$ sont importantes, ce qui est attendu compte tenu de l'augmentation de la résistance au cisaillement. Cependant, l'écart entre les courbes se resserre à mesure que k_h augmente, indiquant que l'effet bénéfique d'un sol plus résistant (φ élevé) est progressivement neutralisé par l'intensité des charges sismiques. En comparant l'évolution entre les cas (a) à (d), il est évident que les pentes plus raides conduisent à une chute plus abrupte des valeurs de $N_{\gamma E}$ avec l'augmentation de k_h , suggérant une instabilité croissante due à la géométrie défavorable du terrain.



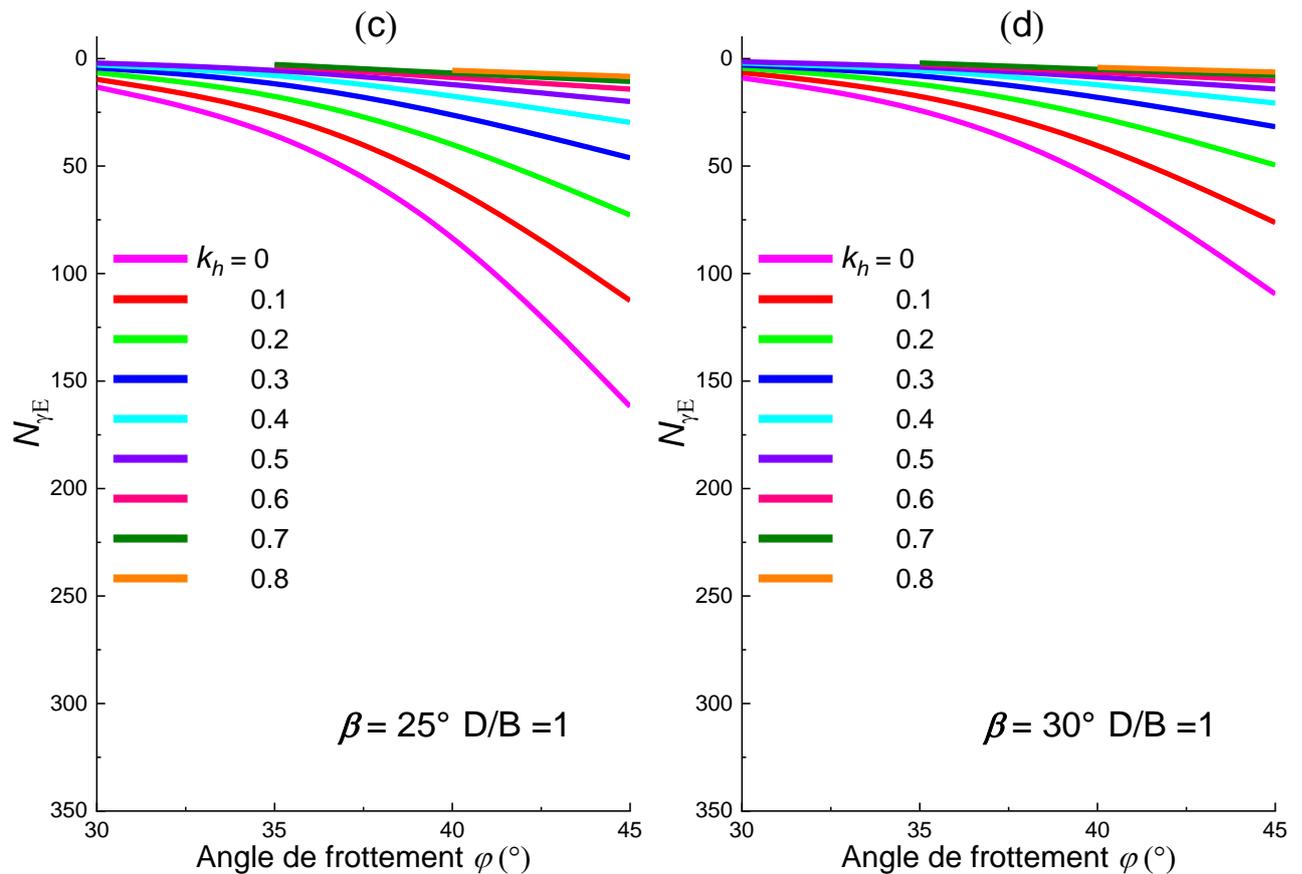


Figure 4.17 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de φ et k_h pour $L/B = 0$ et $D/B = 1$:
(a) $\beta = 15^\circ$, (b) $\beta = 20^\circ$, (c) $\beta = 25^\circ$, (d) $\beta = 30^\circ$

Les courbes de la Figure 4.18 illustrent l'évolution du facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de l'angle de frottement interne φ , variant de 30° à 45° , et pour différentes valeurs du coefficient sismique horizontal k_h allant de 0 à 0.8. Chaque sous-figure (a à d) explore l'effet de la distance normalisée au bord de la pente (L/B). On observe globalement que $N_{\gamma E}$ augmente de manière exponentielle avec φ , et décroît significativement avec l'augmentation de k_h , traduisant une perte de capacité portante due à l'effet sismique. Cette décroissance est plus ou moins marquée selon la position de la fondation par rapport au talus.

Dans le cas (a) $L/B = 0$, la semelle est située à l'extrémité du talus. On note une réduction importante de $N_{\gamma E}$ dès les premières valeurs de k_h . Par exemple, pour $\varphi = 40^\circ$, le facteur passe d'environ 120 (à $k_h = 0$) à environ 25 (à $k_h = 0.2$), soit une réduction de 52 %, traduisant une instabilité importante liée à la proximité du bord.

En s'éloignant du bord, comme dans le cas (b) $L/B = 0.5$, l'effet de la pente s'atténue. Pour le même angle $\varphi = 40^\circ$, la diminution de $N_{\gamma E}$ pour k_h variant de 0 à 0.2 devient moins marquée (environ 49 %). Cela montre que l'effet défavorable du talus sur la portance est partiellement compensé par une position plus éloignée.

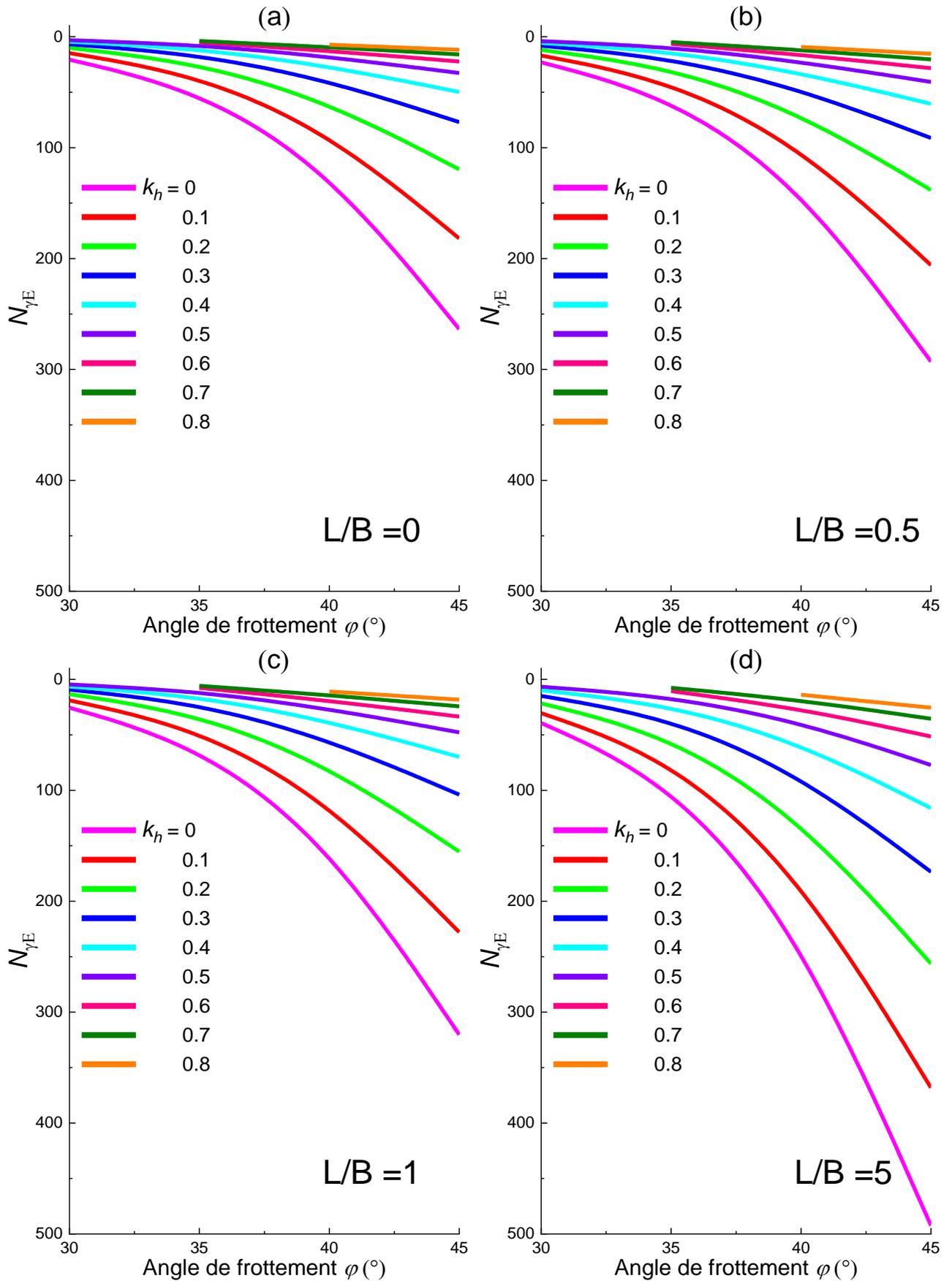


Figure 4.18 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de φ et k_h pour $\beta = 15^\circ$ et $D/B = 0.75$: (a) $L/B = 0$, (b) $L/B = 0.5$, (c) $L/B = 1$, (d) $L/B = 5$

Pour (c) $L/B = 1$, la tendance s'améliore davantage. Le facteur $N_{\gamma E}$ chute à peine de 45 % pour $\varphi = 40^\circ$ lorsque k_h augmente de 0 à 0.2. Cette stabilisation relative confirme qu'une distance supérieure à une largeur de fondation permet une redistribution plus efficace des contraintes dans le sol environnant, diminuant ainsi l'effet des sollicitations sismiques.

Enfin, dans le cas (d) $L/B = 5$, l'effet de la pente devient négligeable. La courbe de $N_{\gamma E}$ reste la plus élevée pour toutes les valeurs de k_h , traduisant une performance optimale. Cette configuration reflète une fondation placée sur un terrain relativement stable, éloignée de toute concentration de déformation au bord du talus.

En synthèse, plus la fondation s'éloigne du bord du talus (augmentation de L/B), plus la capacité portante sismique $N_{\gamma E}$ est élevée et moins elle est sensible à l'augmentation de l'accélération sismique horizontale k_h . Le cas de $L/B = 5$ peut être considéré comme un cas de référence stable, tandis que $L/B = 0$ représente une situation critique nécessitant des renforcements comme l'utilisation de jupes plus profondes ou d'autres solutions de stabilisation. Ces observations soulignent l'importance de bien choisir l'implantation des fondations offshore pour garantir leur performance en situation sismique.

L'analyse des résultats dans la Figure 4.19 met clairement en évidence l'évolution du facteur de capacité portante sismique $N_{\gamma E}$ en fonction du coefficient sismique horizontal k_h , pour différentes distances normalisées L/B (de 0 à 5) et pour quatre profondeurs relatives des jupes $D/B = 0.25, 0.50, 0.75$ et 1. De manière générale, on observe une tendance similaire pour toutes les configurations : $N_{\gamma E}$ diminue de façon significative avec l'augmentation du coefficient sismique k_h , traduisant l'effet déstabilisant des charges sismiques horizontales sur la portance des fondations. Toutefois, l'effet bénéfique des jupes devient de plus en plus marqué à mesure que leur profondeur D/B augmente. Pour une faible profondeur ($D/B = 0.25$), la réduction de $N_{\gamma E}$ reste notable pour $k_h > 0.3$, notamment lorsque la fondation est proche du bord ($L/B = 0$), tandis qu'avec des jupes plus profondes ($D/B = 1$), la perte de portance est atténuée, et les courbes restent plus élevées, même sous des sollicitations sismiques fortes. Par exemple, pour $k_h = 0.4$, la valeur de $N_{\gamma E}$ passe de ~ 10 ($D/B = 0.25, L/B = 0$) à environ ~ 25 ($D/B = 1, L/B = 0$), ce qui représente une amélioration d'environ 150 %. En outre, la distance L/B joue également un rôle stabilisateur, notamment pour les fondations éloignées du bord ($L/B \geq 2.5$), où l'effet de pente est moindre et les valeurs de $N_{\gamma E}$ sont systématiquement plus élevées. Cette interaction entre la distance au bord et la profondeur des jupes montre que l'effet combiné D/B élevé et L/B grand est optimal pour minimiser la réduction de la capacité portante sous sollicitation sismique.

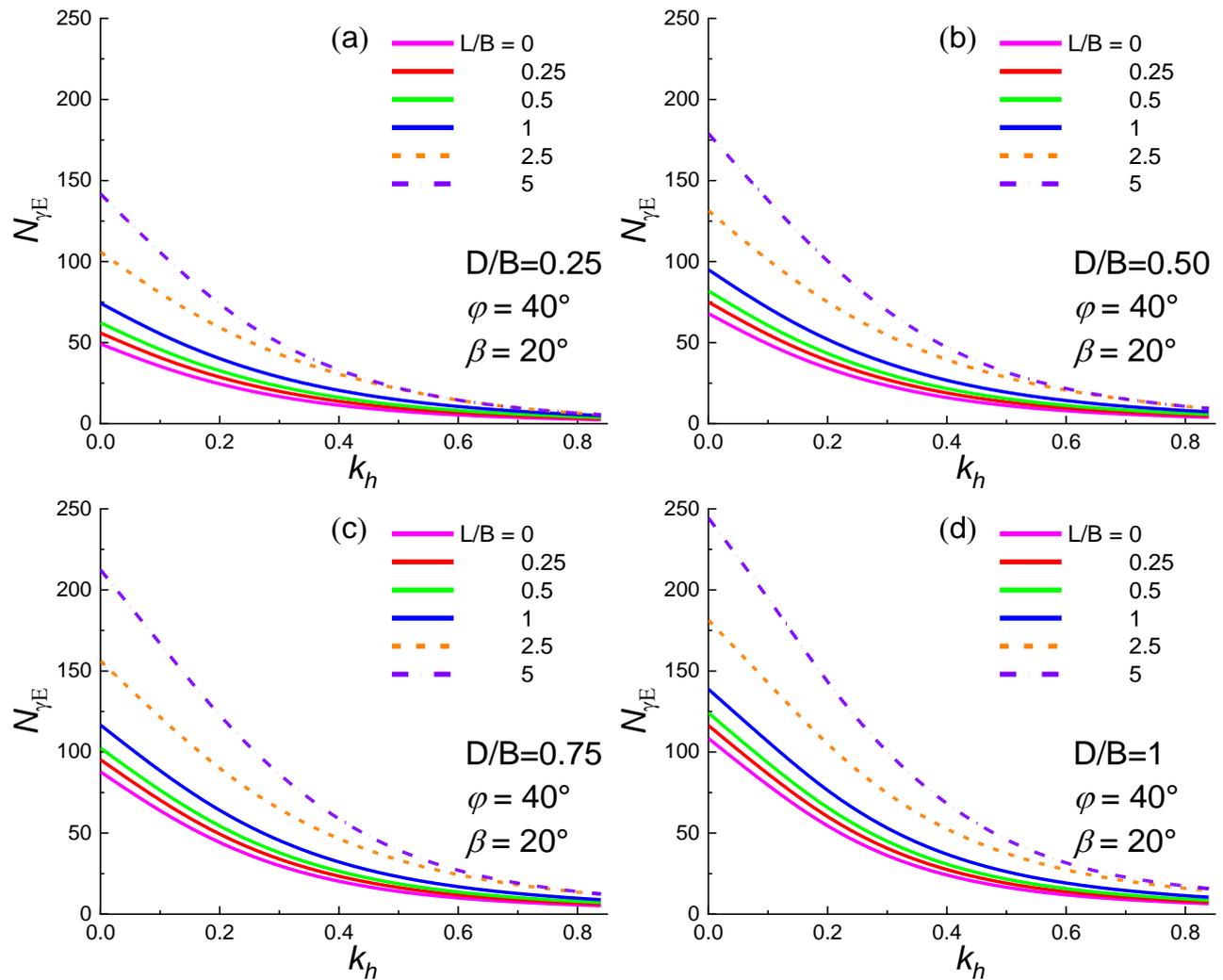


Figure 4.19 – Variation de facteur de portance sismique $N_{\gamma E}$ en fonction de k_h et D/B pour $\beta = 20^\circ$ et $\varphi = 40^\circ$:
 (a) $D/B = 0.25$, (b) $D/B = 0.5$, (c) $D/B = 0.75$, (d) $D/B = 1$

En conclusion, l'augmentation de la profondeur des jupes renforce la fondation en réduisant les déplacements latéraux et en mobilisant davantage de résistance dans le sol environnant, particulièrement dans les zones inclinées et soumises à des charges sismiques.

4.7.2 Coefficients correcteur $e_{\gamma E}$

Le coefficient correcteur sismique $e_{\gamma E}$ constitue un indicateur clé dans l'évaluation de la capacité portante des fondations en situation sismique. Il traduit l'effet global des charges sismiques sur la portance en comparant la réponse du système sous conditions sismiques par rapport à la condition statique. Une valeur élevée de $e_{\gamma E}$ indique une amélioration ou un maintien favorable de la portance malgré l'effet du séisme, alors qu'une valeur faible reflète une dégradation de la stabilité. Ce coefficient est particulièrement influencé par des paramètres géométriques comme la profondeur des jupes D/B , l'angle de la pente β , la distance normalisée par rapport au bord de pente L/B , ainsi que les caractéristiques du sol et le niveau de sollicitation sismique.

L'analyse de la Figure 4.20 met en lumière l'influence croissante de la profondeur relative des jupes (D/B) sur le coefficient correcteur sismique $e_{\gamma E}$, pour différents cas de distances normalisées à la pente ($L/B = 0$ à 5) et d'angles de pente ($\beta = 15^\circ, 20^\circ, 25^\circ$, et 30°). Il apparaît clairement que l'augmentation de D/B entraîne une amélioration régulière et presque linéaire de $e_{\gamma E}$, confirmant le rôle structurant et stabilisant des jupes verticales dans les fondations offshore. Cette amélioration est attribuée à la capacité des jupes à confiner le sol environnant, à limiter les déplacements latéraux, et à mobiliser une résistance au cisaillement plus importante, notamment sous sollicitations sismiques.

Pour des valeurs faibles de $D/B = 0.25$, l'amélioration du coefficient $e_{\gamma E}$ reste modeste mais observable : à $L/B = 0$ et $\beta = 30^\circ$, $e_{\gamma E}$ passe d'environ 0.14 à 0.30 lorsque D/B évolue de 0.25 à 1 . À mesure que la profondeur des jupes augmente, cette amélioration devient plus significative, atteignant jusqu'à $+100\%$ pour $\beta = 15^\circ$ et $L/B = 5$. En revanche, l'effet des jupes devient légèrement moins marqué à mesure que la pente s'accroît ; cela s'explique par la réduction de la zone de confinement utile sous la semelle, due à la géométrie inclinée du sol. Néanmoins, même pour $\beta = 30^\circ$, les jupes continuent à jouer un rôle essentiel, en offrant un gain de stabilité pour $D/B = 1$ par rapport à $D/B = 0.25$.

Un autre point intéressant est la superposition presque parfaite des courbes dans la zone basse de D/B (entre 0 et 0.25), traduisant une faible sensibilité de $e_{\gamma E}$, surtout à proximité du bord de pente (L/B faible). Toutefois, cette sensibilité augmente de manière marquée à partir de $D/B \geq 0.5$. Plus la distance L/B augmente, plus le rôle des jupes est amplifié. Par exemple, à $D/B = 1$, $e_{\gamma E}$ augmente de manière remarquable lorsque L/B passe de 0 à 5 , pour une pente de $\beta = 15^\circ$. Cette évolution montre que l'effet combiné d'un éloignement progressif du bord de pente et d'une augmentation de D/B favorise la stabilité globale du système sol-fondation.

Enfin, le comportement observé dans cette figure reflète une interaction complexe entre les paramètres géométriques et mécaniques. Plus la pente est raide, plus le système devient vulnérable aux effets sismiques, mais cet effet peut être efficacement atténué par l'augmentation de la profondeur des jupes, surtout si la semelle est positionnée à une certaine distance du bord. Ainsi, ces résultats confirment l'importance du paramètre D/B dans le dimensionnement sismique des fondations sur pentes et soulignent la nécessité de prendre en compte à la fois l'angle de pente et la distance à la pente pour une conception fiable et performante des ouvrages offshore en milieu instable.

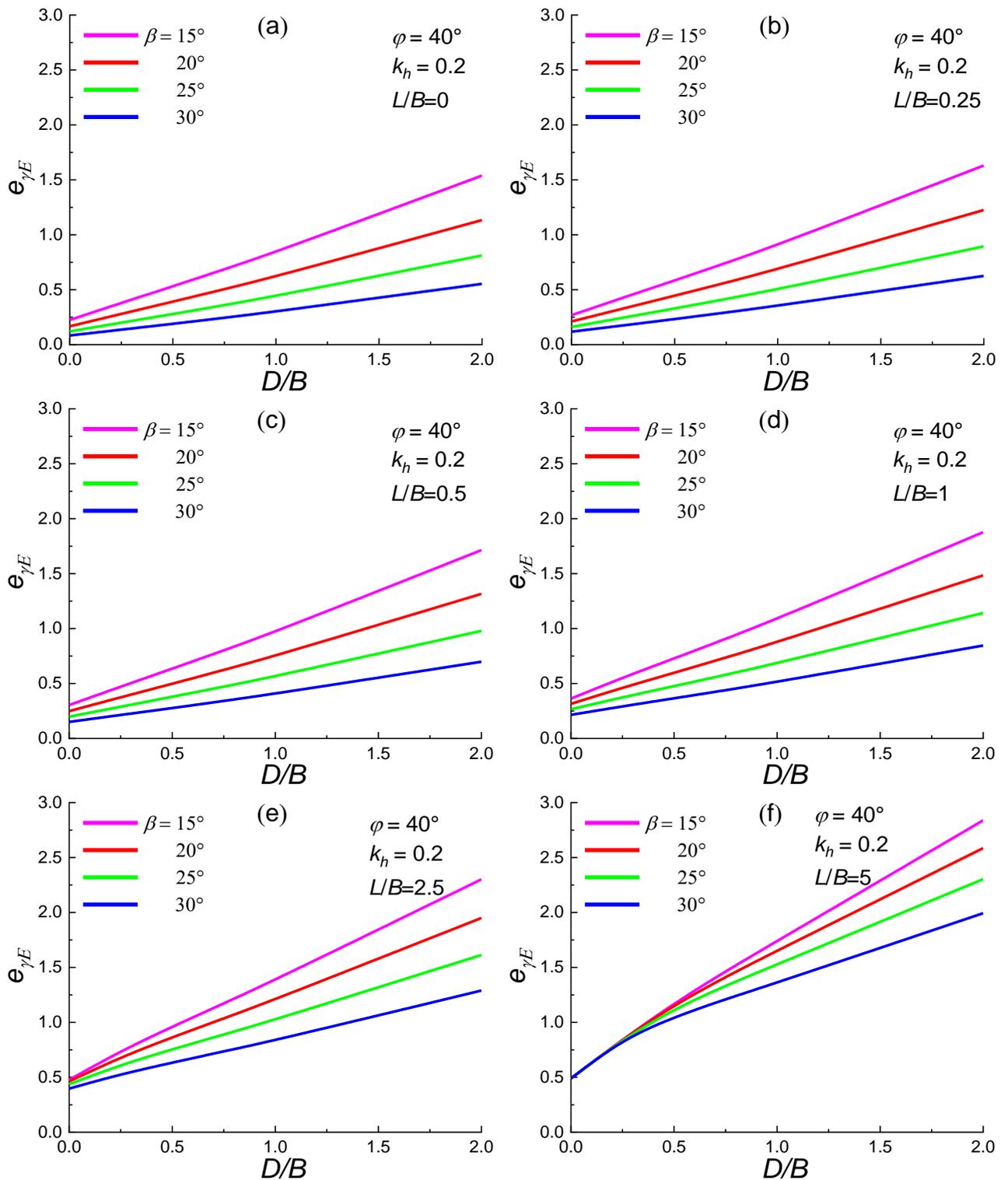


Figure 4.20 – Variation de coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ en fonction de D/B et β pour $\varphi = 40^\circ$ et $k_h = 0.2$: (a) $L/B = 0$, (b) $L/B = 0.25$, (c) $L/B = 0.5$, (d) $L/B = 1$, (e) $L/B = 2.5$, (f) $L/B = 5$

L'analyse de la Figure 4.21 révèle plusieurs tendances importantes. Tout d'abord, dans les cas (a) et (b), où la profondeur relative des jupes est fixée à $D/B=0.5$, on observe que le coefficient $e_{\gamma E}$ augmente avec l'augmentation de la distance L/B , traduisant une amélioration de la stabilité à mesure que la fondation s'éloigne du bord de pente. Ce comportement est amplifié dans le cas de $k_h=0.2$ (Figure

4.21a), où les courbes montrent une croissance quasi-linéaire du coefficient correcteur. Toutefois, lorsque k_h atteint 0.4 (Figure 4.21b), la croissance devient légèrement plus modérée, reflétant un effet d'atténuation dû à l'inertie horizontale accrue.

Ensuite, pour une profondeur plus importante des jupes $D/B=1$, les figures (c) et (d) mettent en évidence une nette amélioration de $e_{\gamma E}$, notamment pour les faibles valeurs de β (15° et 20°). Plus la pente est inclinée, plus la croissance du coefficient est limitée, ce qui indique que l'effet bénéfique des jupes devient moins marqué dans les terrains fortement inclinés. Par exemple, à $L/B=5$, la différence entre les courbes pour $\beta=15^\circ$ et $\beta=30^\circ$ atteint près de 25 % dans certains cas, ce qui souligne la sensibilité du comportement sismique à la géométrie du site.

Par ailleurs, en comparant les figures (c) et (d), on constate que l'augmentation du coefficient sismique k_h de 0.2 à 0.4 réduit globalement les valeurs de $e_{\gamma E}$, en particulier pour les pentes raides, traduisant une perte significative de capacité portante sous sollicitation sismique.

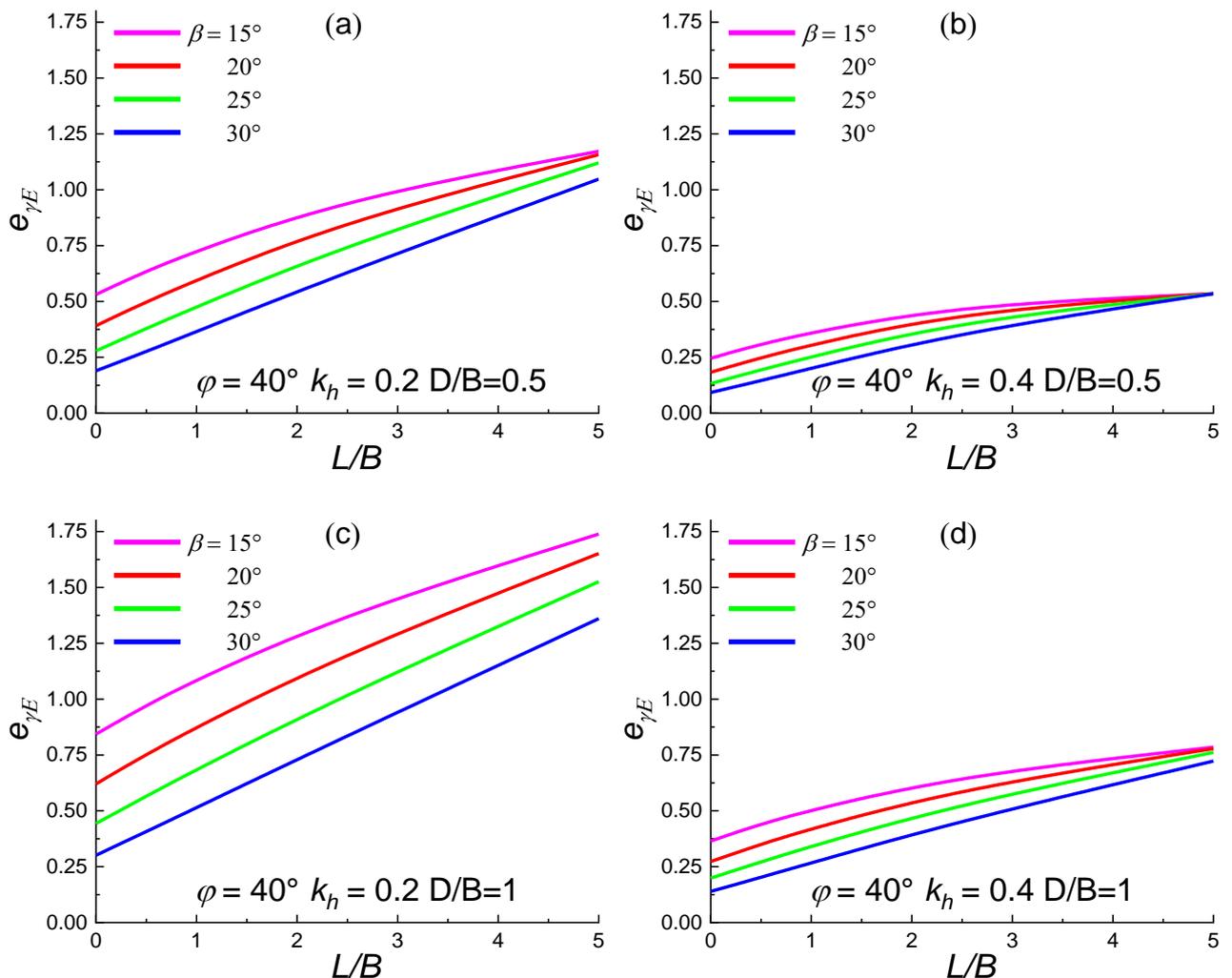


Figure 4.21 – Variation de coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ en fonction de L/B et β pour $\phi = 40^\circ$: (a) $k_h = 0.2$ et $D/B = 0.5$, (b) $k_h = 0.4$ et $D/B = 0.5$, (c) $k_h = 0.2$ et $D/B = 1$, (d) $k_h = 0.4$ et $D/B = 1$

Toutefois, même dans ces cas extrêmes, une fondation éloignée du bord de pente ($L/B \geq 2.5$) combinée à des jupes profondes maintient un niveau relativement élevé de stabilité.

Ces résultats soulignent que le coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ est fortement influencé par la pente du terrain, la profondeur des jupes, la position de la fondation, et le niveau d'accélération sismique. Pour optimiser la performance des fondations offshore, il est donc recommandé de maximiser D/B et L/B , tout en tenant compte de la configuration topographique du site afin de compenser les effets défavorables liés à l'augmentation de β et k_h .

4.7.3 Mécanismes de rupture

Dans les configurations de fondations offshore sur pente renforcées par des jupes verticales, l'analyse des mécanismes de rupture est importante pour comprendre le rôle des jupes dans le confinement du sol, la redirection des surfaces de glissement et la dissipation de l'énergie plastique. Les résultats numériques obtenus à partir du logiciel OptumG2 montrent une évolution progressive du mode de rupture en fonction de la profondeur relative des jupes D/B , influençant directement la forme, l'extension et la profondeur des zones plastiques. L'analyse des mécanismes de rupture représentés dans la Figure 4.22, pour un sol caractérisé par un angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$, une pente inclinée de $\beta = 25^\circ$, une accélération sismique modérée $k_h = 0.2$, et une distance normalisée $L/B = 1$, met en évidence l'influence significative de la profondeur relative des jupes D/B sur l'évolution du champ de rupture dans les fondations offshore.

Pour $D/B = 0.25$ (Figure 4.22a), la jupe pénètre faiblement dans le sol, limitant ainsi son rôle de confinement latéral. Le mécanisme de rupture reste peu profond et s'étend principalement à l'amont de la fondation, avec une zone de cisaillement localisée près de la surface. Cette configuration traduit une faible interaction entre la fondation et le sol, et par conséquent une faible amélioration de la stabilité. Le sol en aval est moins mobilisé, ce qui laisse apparaître un potentiel de glissement plus important, accentué par la pente.

En augmentant la profondeur à $D/B = 0.5$ (Figure 4.22b), le développement du mécanisme de rupture devient plus prononcé, avec une extension accrue vers la profondeur. Les jupes commencent à mieux ancrer la fondation, ce qui se traduit par un arc de rupture plus large et une dissipation d'énergie plus importante dans le sol environnant. La résistance au glissement est alors significativement renforcée, réduisant l'influence des charges sismiques sur le comportement global de la structure.

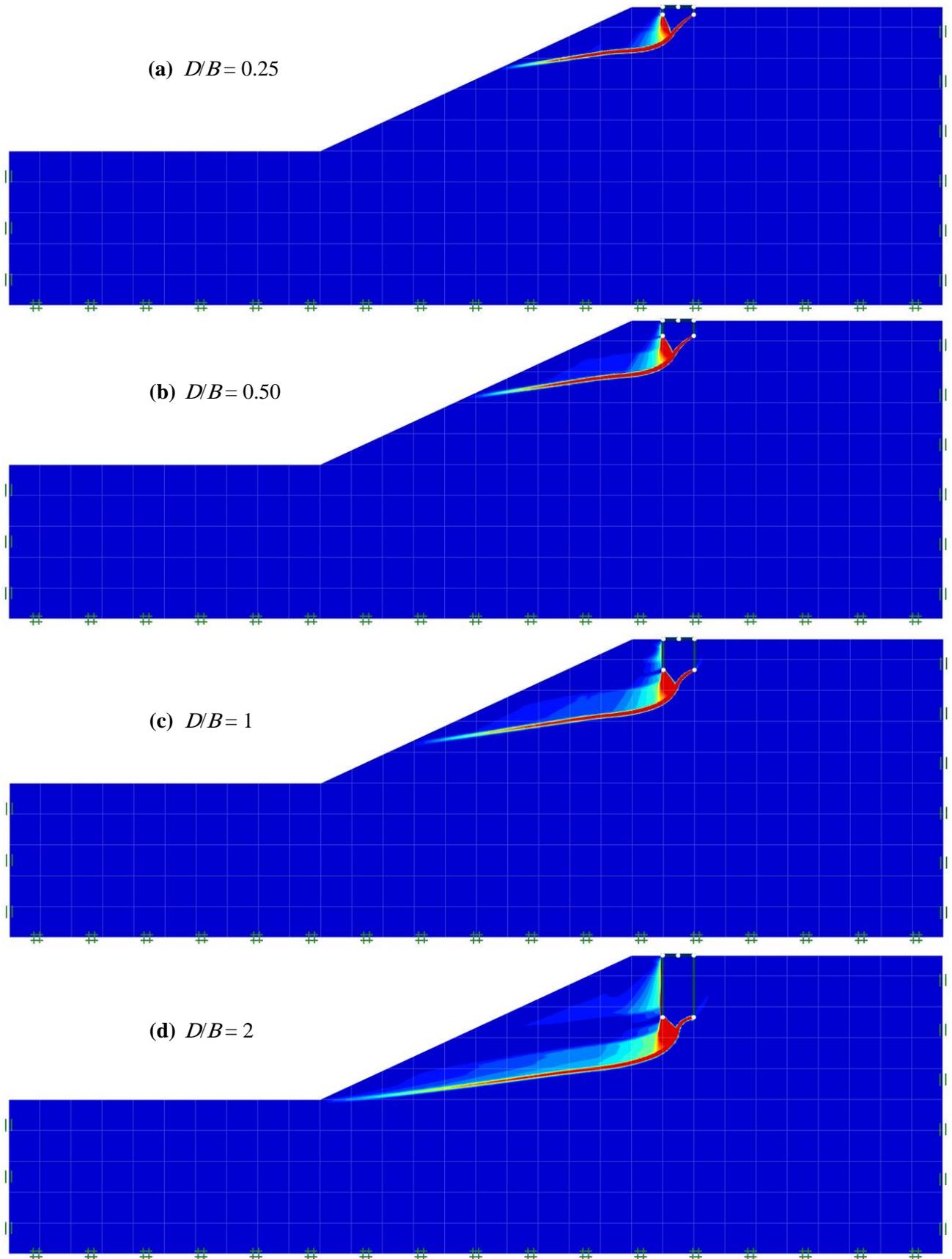


Figure 4.22 – Effet de D/B sur le mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ$, $\beta = 25^\circ$, $k_h = 0.2$, et $L/B = 1$: (a) $D/B = 0.25$, (b) $D/B = 0.50$, (c) $D/B = 1$, (d) $D/B = 2$

Pour $D/B = 1$ (Figure 4.22c), les jupes atteignent une profondeur suffisante pour mobiliser une masse de sol importante. La surface de rupture devient plus enveloppante, englobant les deux côtés de la fondation et s'enfonçant profondément dans le massif. Ce comportement indique un haut niveau d'interaction sol-structure, avec une forte dissipation d'énergie et une limitation claire des déplacements différentiels. Il s'agit d'un encastrement optimal où les jupes jouent pleinement leur rôle de stabilisation, offrant ainsi une capacité portante accrue et une résistance maximale aux sollicitations dynamiques.

Enfin, pour $D/B = 2$ (Figure 4.22d), le mécanisme de rupture s'étend encore davantage, mais sans changement radical par rapport au cas précédent. Le gain de stabilité devient marginal, suggérant un comportement proche de la saturation. L'élargissement du mécanisme ne s'accompagne plus d'une augmentation proportionnelle de la capacité portante. Cette observation met en évidence un effet seuil, au-delà duquel une augmentation de D/B ne justifie plus les coûts supplémentaires de mise en œuvre, notamment en milieu offshore.

Globalement, l'évolution des mécanismes de rupture en fonction de D/B met en lumière l'efficacité des jupes pour renforcer les fondations sur pente en zone sismique. Les jupes permettent d'approfondir le mécanisme de rupture, de mobiliser une masse de sol plus importante, et de conférer une stabilité latérale significative face aux effets combinés de la pente et des secousses sismiques. Toutefois, un encastrement optimal semble être atteint autour de $D/B = 1$, au-delà duquel les améliorations deviennent marginales. Ces résultats sont d'une grande importance pour la conception rationnelle des fondations offshore dans des contextes géotechniques exigeants.

Sous l'effet combiné d'un angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$, d'une profondeur relative des jupes $D/B = 0.75$, d'un coefficient sismique $k_h = 0.2$, et d'une pente inclinée $\beta = 25^\circ$, l'évolution du mécanisme de rupture selon la distance normalisée L/B permet de mieux comprendre l'interaction sol-structure en contexte offshore (Figure 4.23).

Pour $L/B = 0$ (Figure 4.23a), la semelle est placée directement au bord de la pente, induisant une rupture très localisée. Le mécanisme montre un cisaillement abrupt dirigé vers l'extérieur de la pente, avec une zone plastique restreinte qui s'ancre difficilement dans le sol porteur. Cette situation correspond à une configuration particulièrement vulnérable, où l'absence de masse de sol en aval limite le développement du mécanisme et réduit significativement la capacité portante.

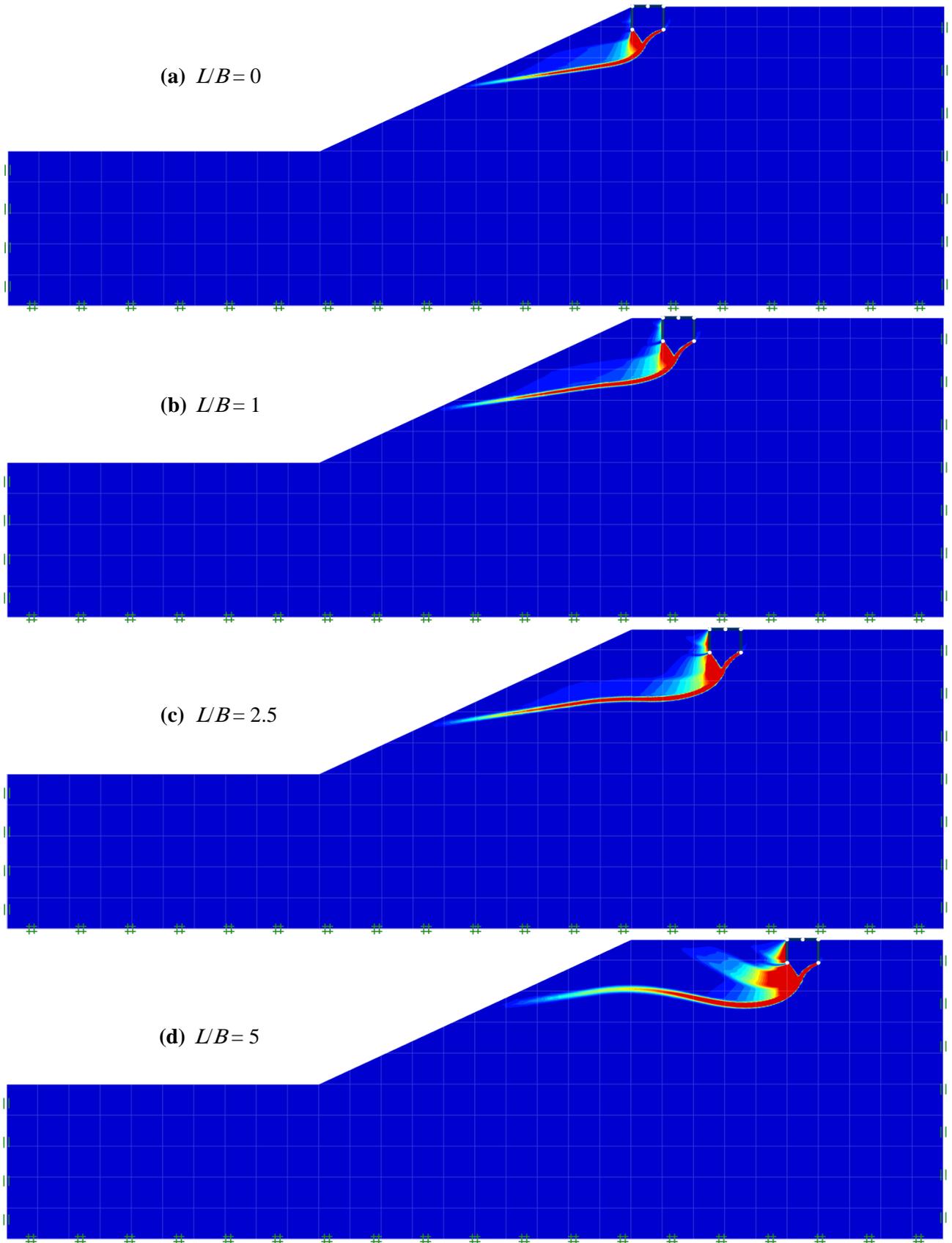


Figure 4.23 – Effet de L/B sur le mécanisme de rupture pour $\varphi = 35^\circ$, $\beta = 25^\circ$, $k_h = 0.2$, et $D/B = 0.75$: (a) $L/B = 0$, (b) $L/B = 1$, (c) $L/B = 2.5$, (d) $L/B = 5$

En augmentant la distance à $L/B = 1$ (Figure 4.23b), on observe une nette amélioration : la surface de rupture devient plus profonde et s'étend latéralement dans le massif, traduisant une meilleure mobilisation des forces de frottement internes. Cela indique que le sol commence à offrir un confinement suffisant pour soutenir la semelle même en conditions sismiques.

À $L/B = 2.5$ (Figure 4.23c), le mécanisme de rupture évolue vers une forme plus stable et symétrique. Les zones de plastification se propagent sous la fondation tout en s'élargissant en profondeur, ce qui traduit une dissipation plus équilibrée des contraintes. Le système sol-jupe-fondation montre ici un comportement mécaniquement plus favorable, limitant les concentrations de cisaillement localisé et favorisant un ancrage profond et résistant.

Enfin, pour $L/B = 5$ (Figure 4.23d), les surfaces de rupture s'ancrent bien en aval, traduisant une configuration quasi plane, où la pente ne joue plus un rôle dominant. La rupture devient large, profonde, et se propage plus loin du bord, illustrant un état limite de rupture fortement influencé par la masse du sol sous-jacent, ce qui garantit une capacité portante optimale.

En résumé, plus la distance L/B augmente, plus le mécanisme de rupture devient profond et stable, traduisant une amélioration significative de la capacité portante sismique. Cette progression montre l'importance importante de l'implantation de la fondation par rapport au bord de pente. En pratique, s'éloigner du talus constitue une stratégie efficace pour réduire les effets de la pente et accroître la stabilité globale, en particulier dans les zones sismiques sensibles.

L'angle de frottement interne φ est un paramètre géotechnique fondamental qui influence directement la résistance au cisaillement du sol. En présence d'un chargement sismique $k_h = 0.15$ sur une pente inclinée $\beta = 25^\circ$, avec une profondeur relative des jupes $D/B = 0.50$ et une distance normalisée $L/B = 0.50$, l'analyse des mécanismes de rupture selon différentes valeurs de φ révèle des tendances significatives (Figure 4.24).

Pour $\varphi = 30^\circ$ (Figure 4.24a), le mécanisme de rupture se manifeste par une surface peu profonde, relativement courte, et concentrée juste sous la fondation. La zone plastifiée est étroite et limitée, traduisant une faible capacité du sol à résister aux efforts sismiques. Cela est cohérent avec une résistance au cisaillement modeste, typique des sols meubles ou peu denses.

En passant à $\varphi = 35^\circ$ (Figure 4.24b), le développement du mécanisme devient plus marqué. La surface de rupture s'allonge légèrement, avec une propagation vers le massif en aval. L'énergie dissipée s'étend davantage dans la masse du sol, indiquant une amélioration de la mobilisation de la résistance, et le comportement du système devient plus stable.

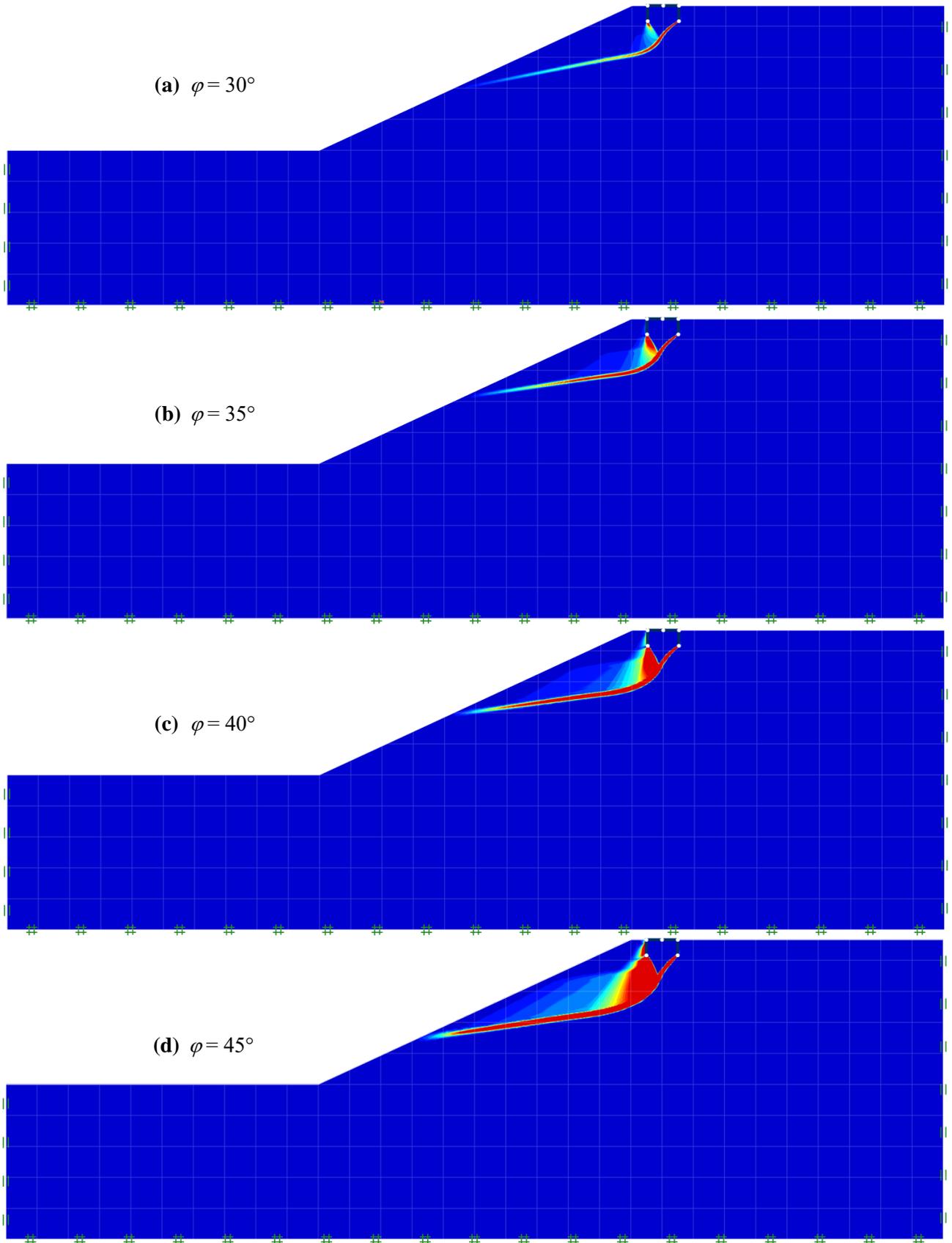


Figure 4.24 – Effet de φ sur le mécanisme de rupture pour $L/B = 0.5$, $\beta = 25^\circ$, $k_h = 0.15$, et $D/B = 0.5$: (a) $\varphi = 30^\circ$, (b) $\varphi = 35^\circ$, (c) $\varphi = 40^\circ$, (d) $\varphi = 45^\circ$

Avec $\varphi = 40^\circ$ (Figure 4.24c), la rupture prend une forme plus profonde et étalée, englobant une zone plastique plus importante. Cette configuration montre que le sol est capable de supporter des contraintes sismiques plus élevées, tout en maintenant une structure de rupture stable. On observe également un ancrage plus prononcé des jupes dans le sol, limitant les déplacements latéraux.

Enfin, pour $\varphi = 45^\circ$ (Figure 4.24d), le mécanisme de rupture s'approfondit considérablement, atteignant des couches plus stables du massif. La surface de rupture s'élargit encore, offrant une meilleure répartition des contraintes. La fondation offshore équipée de jupes montre ici une excellente stabilité, même dans des conditions sismiques significatives.

En conclusion, plus l'angle de frottement interne φ augmente, plus le sol développe un mécanisme de rupture profond, diffus et stable. Cette amélioration progressive de la stabilité est liée à une plus grande capacité du sol à mobiliser sa résistance au cisaillement. Le renforcement par jupe devient d'autant plus efficace que le sol est dense et présente un angle de frottement élevé. Ces observations renforcent l'importance de caractériser précisément les propriétés mécaniques du sol lors de la conception de fondations offshore en pente soumises à des sollicitations dynamiques.

L'augmentation du coefficient sismique k_h , représentant l'intensité du chargement sismique horizontal, influence considérablement le comportement du sol et la forme des surfaces de rupture. À mesure que k_h augmente, les contraintes sismiques engendrées par l'inertie de la structure et du sol modifient les trajectoires de rupture et réduisent la stabilité globale. La Figure 4.25 illustre de manière très claire l'effet du coefficient sismique horizontal k_h sur les mécanismes de rupture pour une fondation offshore équipée de jupes verticales, dans les conditions suivantes : $L/B = 1$, $\beta = 25^\circ$, $\varphi = 35^\circ$ et $D/B = 1$.

Pour $k_h = 0$ (Figure 4.25a), le mécanisme de rupture reste relativement classique, symétrique et étendu. La zone plastifiée se développe de manière bien ancrée sous la jupe et s'étale en pente douce vers l'amont. Cette configuration traduit une bonne capacité portante du sol sous chargement statique, avec une large mobilisation de la résistance au cisaillement.

Lorsque k_h augmente à 0.1 (Figure 4.25b), un léger déplacement vers l'aval du mécanisme de rupture est observé, avec un fléchissement plus marqué de la trajectoire. Le glissement commence à s'orienter de manière plus prononcée vers l'extérieur, indiquant l'apparition de forces sismiques affectant la stabilité latérale.

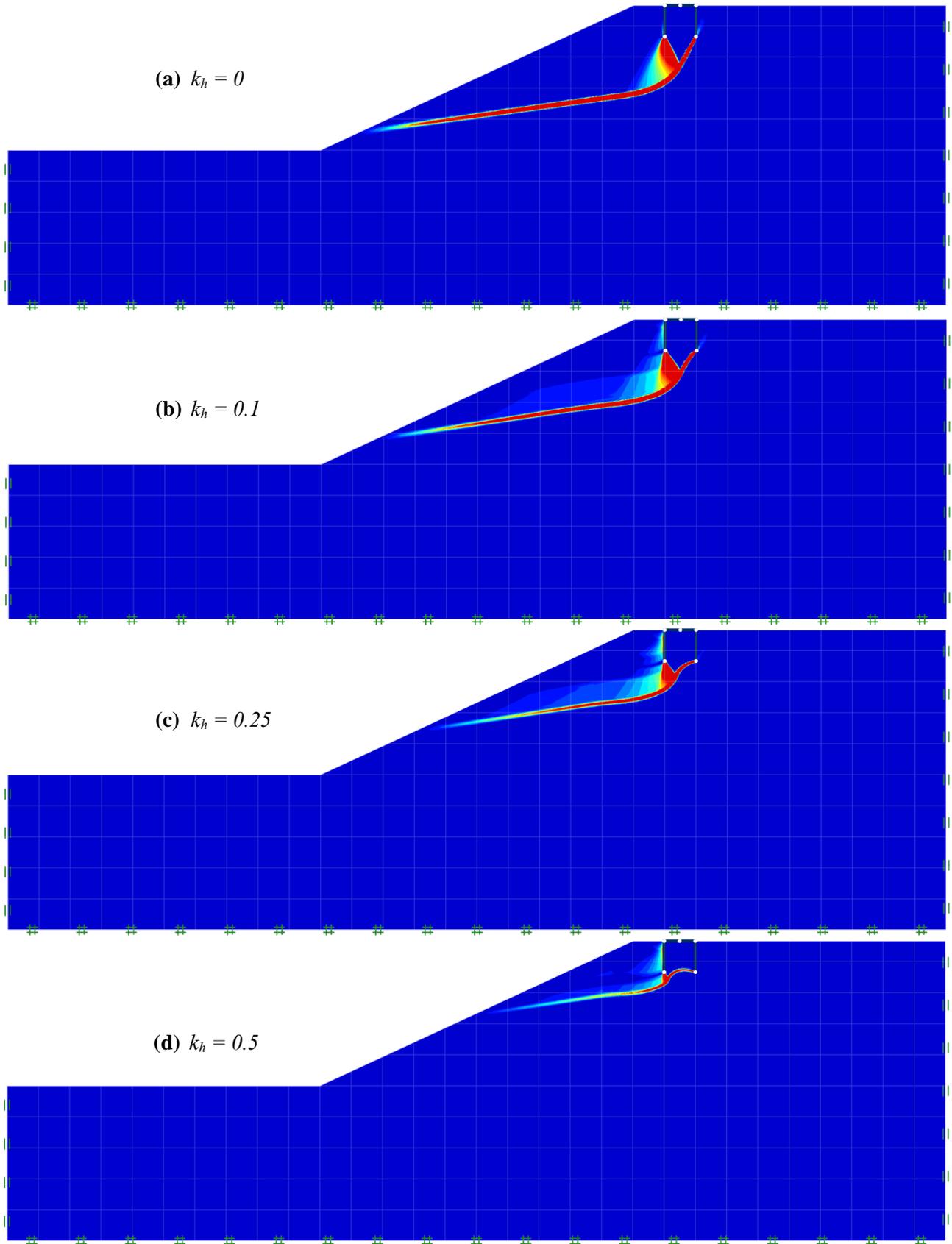


Figure 4.25 – Effet de k_h sur le mécanisme de rupture pour $L/B = 1$, $\beta = 25^\circ$, $\varphi = 35^\circ$, et $D/B = 1$: (a) $k_h = 0$, (b) $k_h = 0.1$, (c) $k_h = 0.25$, (d) $k_h = 0.50$

Pour $k_h = 0.25$ (Figure 4.25c), la rupture devient plus superficielle et localisée. L'ancrage vertical des jupes semble moins efficace, la surface de glissement s'écarte davantage de la base de la semelle, et la dissipation d'énergie est concentrée dans une zone plus restreinte. La fondation commence à perdre de la performance face aux forces sismiques croissantes.

Enfin, à $k_h = 0.50$ (Figure 4.25d), la rupture devient encore plus abrupte et proche de la surface. La zone de plasticité est plus mince et moins profonde, ce qui traduit une forte réduction de la capacité portante. L'effet stabilisateur des jupes est visiblement affaibli, et les fondations deviennent vulnérables à des déplacements importants sous séisme.

Plus le coefficient sismique k_h augmente, plus les mécanismes de rupture se déforment, devenant moins profonds, plus localisés et orientés vers l'aval. Cette évolution souligne la dégradation progressive de la stabilité globale du système sol-fondation en conditions dynamiques. Les jupes verticales permettent de contenir partiellement cette instabilité, mais leur efficacité diminue lorsque les sollicitations sismiques deviennent très élevées. Ces résultats confirment la nécessité de prendre en compte l'effet de k_h dans les calculs de fondations offshore, en particulier sur terrain incliné.

L'angle de la pente β est un paramètre géométrique fondamental qui influence fortement la forme et l'étendue du mécanisme de rupture. La Figure 4.26 permet d'analyser l'effet de l'angle de la pente β sur le mécanisme de rupture d'une fondation offshore jupée. L'étude est menée pour une configuration fixée : $L/B = 0.5$, $k_h = 0.2$, $\varphi = 35^\circ$ et $D/B = 0.75$.

Lorsque $\beta = 15^\circ$ (Figure 4.26a), le développement du mécanisme est relativement large et profond. La rupture s'étend en aval en suivant une trajectoire courbe, traduisant une bonne mobilisation du sol. Cette configuration indique une stabilité accrue et une bonne dissipation des efforts sismiques, les jupes jouant un rôle efficace de renforcement.

En passant à $\beta = 20^\circ$ (Figure 4.26b), la surface de rupture devient légèrement plus inclinée et localisée, avec une zone plastifiée qui tend à se rapprocher de la pente. Cela traduit un léger affaiblissement de la stabilité, les contraintes sismiques ayant plus d'influence sur l'équilibre du massif.

Avec $\beta = 25^\circ$ (Figure 4.26c), le mécanisme devient plus allongé et la surface de rupture est plus proche de la surface du sol. Le cisaillement se concentre davantage à la base de la semelle et le long de la pente, illustrant une perte de capacité portante. La zone affectée par la plastification s'élargit en direction aval, révélant une réduction d'efficacité du confinement par les jupes.

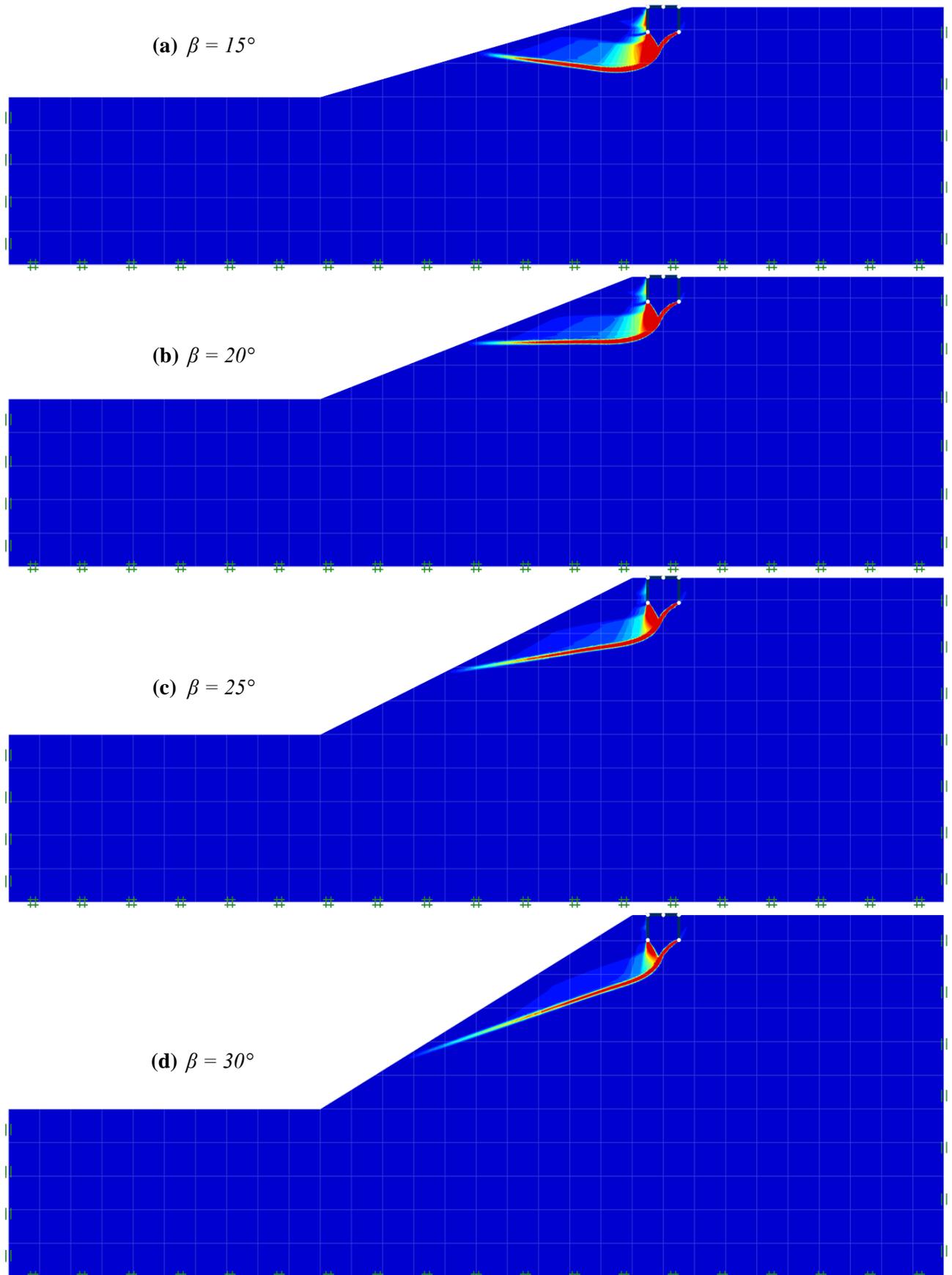


Figure 4.26 – Effet de β sur le mécanisme de rupture pour $L/B = 0.5$, $k_h = 0.2$, $\varphi = 35^\circ$, et $D/B = 0.75$: (a) $\beta = 15^\circ$, (b) $\beta = 20^\circ$, (c) $\beta = 25^\circ$, (d) $\beta = 30^\circ$

Enfin, pour $\beta = 30^\circ$ (Figure 4.26d), l'effet de la pente devient dominant. La surface de rupture est très inclinée, peu profonde, et se déploie en direction descendante. La stabilité de la fondation est significativement réduite : l'action des jupes est partiellement neutralisée par la gravité et l'inclinaison du massif.

Plus l'angle de la pente β augmente, plus le mécanisme de rupture devient incliné, superficiel et étendu vers l'aval. Cette évolution traduit une diminution progressive de la stabilité due à la gravité combinée aux effets sismiques. Les fondations jupées conservent une certaine capacité de renforcement jusqu'à $\beta \approx 20\text{--}25^\circ$, mais deviennent de moins en moins efficaces à $\beta = 30^\circ$, nécessitant des adaptations géométriques ou technologiques pour garantir la sécurité des structures offshore.

4.8. Conclusion

Ce chapitre a permis de mener une investigation numérique approfondie sur le comportement sismique des fondations offshore jupées implantées sur des terrains en pente. À l'aide du code OptumG2 basé sur une approche élastoplastique et une modélisation par éléments finis, plusieurs analyses paramétriques ont été réalisées afin d'identifier les facteurs influençant la capacité portante et les mécanismes de rupture dans un contexte sismique complexe.

Les résultats obtenus ont montré que la profondeur relative des jupes (D/B) améliore de manière significative la stabilité globale du système fondation-sol, en particulier pour des valeurs faibles à modérées du coefficient sismique k_h . Plus les jupes sont profondes, plus le facteur de capacité portante sismique $N_{\gamma E}$ augmente, et plus le coefficient correcteur $e_{\gamma E}$ s'approche de l'unité, traduisant une performance renforcée de la fondation.

Par ailleurs, l'angle de la pente β s'est avéré être un paramètre critique : une augmentation de β entraîne une diminution notable de $N_{\gamma E}$ et une modification marquée des surfaces de rupture. Ces dernières deviennent plus inclinées, moins profondes et se rapprochent de la surface libre, ce qui accentue la vulnérabilité de la fondation sous chargement sismique. De même, la distance normalisée L/B joue un rôle d'atténuation : plus la fondation est éloignée du bord de pente, plus sa capacité portante est élevée, grâce à une meilleure redistribution des contraintes et à la réduction des effets de bord.

L'étude a également montré l'impact du frottement interne du sol φ et du coefficient sismique k_h sur les performances mécaniques des fondations. Une augmentation de φ améliore sensiblement la résistance du massif, alors qu'une augmentation de k_h détériore fortement la portance, réduisant la capacité de confinement du sol et accélérant l'apparition de mécanismes de rupture.

Enfin, l'observation des mécanismes de rupture a mis en évidence la capacité des jupes à canaliser et à dissiper les zones plastifiées dans le sol, surtout pour les cas de pentes modérées et de faibles distances au bord. Cependant, cette capacité diminue dans les cas extrêmes (grande pente, forte inertie), suggérant la nécessité de combinaisons de solutions géotechniques supplémentaires.

En somme, ce chapitre offre une compréhension riche et nuancée de l'interaction entre fondation jupée, sol en pente et sollicitation sismique. Les résultats obtenus peuvent servir de base pour le dimensionnement optimisé de fondations offshore en zones sismiques, tout en ouvrant la voie à de futures études intégrant les effets tridimensionnels, les interactions hydrodynamiques et les conditions de drainage transitoires.

Conclusions générales et perspectives

Cette thèse explore les fondations superficielles offshore en mettant en lumière leur comportement sous des conditions de chargement variées, allant des scénarios statiques à des contextes dynamiques particulièrement complexes. Les travaux réalisés combinent des analyses bibliographiques approfondies, des modélisations numériques avancées et des études paramétriques détaillées. Ils visent à améliorer la compréhension des mécanismes de rupture du sol et à optimiser les performances des fondations dans des environnements géotechniques exigeants.

Une première étape a consisté à établir un cadre théorique sur les typologies des fondations offshore et leurs interactions avec les sols marins. Ce travail met en évidence l'importance des caractéristiques géotechniques spécifiques des sols sous-marins, ainsi que les limitations des approches analytiques traditionnelles pour prédire la capacité portante des fondations dans ces environnements. Les outils numériques modernes se révèlent indispensables pour compléter ces approches et offrir des estimations plus précises, adaptées aux contraintes marines.

Les interactions complexes entre les fondations superficielles et les charges combinées ont été explorées. Les recherches présentées montrent que la capacité portante et les mécanismes de rupture dépendent fortement des effets conjugués des charges inclinées, excentrées et dynamiques. Ces effets, courants dans les infrastructures offshore et côtières, soulignent la nécessité d'une modélisation rigoureuse pour garantir la sécurité et la stabilité structurelle.

L'étude des semelles filantes encastrées dans des sols argileux non homogènes sous des chargements excentrés a mis en évidence des mécanismes subtils mais cruciaux pour la conception des fondations.

Les résultats ont montré que :

- L'hétérogénéité du sol améliore la capacité portante en augmentant la résistance au cisaillement et en modifiant la distribution des contraintes.
- L'excentricité des charges (e/B) réduit significativement la capacité portante, une diminution encore plus marquée pour les semelles proches de la surface par rapport aux semelles encastrées.

- Les zones de plasticité et les mécanismes de rupture identifiés varient en fonction de l'encastrement et de la nature du sol, avec des configurations symétriques pour des semelles plus profondes et des creusements localisés pour des excentricités élevées.
- Les interactions entre les paramètres étudiés, notamment le rapport d'encastrement (D/B) et l'excentricité (e/B), ont été cartographiées pour fournir des outils pratiques aux ingénieurs, permettant de mieux anticiper les scénarios de défaillance et d'optimiser la conception des fondations dans des sols stratifiés.

Pour les fondations offshore équipées de jupes verticales reposant sur des pentes et soumises à des charges sismiques, les analyses numériques ont permis de quantifier précisément les effets des paramètres géométriques et mécaniques. Les principales conclusions incluent :

- L'angle de la pente (β) joue un rôle critique : les pentes plus raides entraînent une réduction significative de la capacité portante sismique ($N_{\gamma E}$), nécessitant des adaptations spécifiques, notamment pour des valeurs de β proches de 30° .
- La profondeur relative des jupes (D/B) améliore considérablement la stabilité en augmentant la capacité portante et en réduisant les déplacements verticaux et latéraux, en particulier sur des terrains inclinés.
- La distance au bord de pente (L/B) influence fortement les performances : des fondations proches du bord ($L/B=0$) présentent des capacités portantes nettement inférieures à celles situées plus en retrait ($L/B=5$), soulignant l'importance de cette distance dans la conception.
- Le coefficient sismique horizontal (k_h) réduit systématiquement la capacité portante, avec des diminutions pouvant atteindre 70 % pour des pentes raides combinées à des k_h élevés, mettant en avant la nécessité d'intégrer les charges dynamiques dans les calculs.
- Les interactions sol-structure sont fortement influencées par la combinaison de ces paramètres, nécessitant une analyse globale pour garantir la sécurité et la robustesse des infrastructures offshore.

Les travaux réalisés offrent des contributions substantielles au domaine de l'ingénierie géotechnique, notamment :

- Une meilleure compréhension des interactions complexes entre les semelles filantes, le sol non homogène, et les charges excentrées, avec des recommandations pratiques pour le dimensionnement dans des environnements stratifiés.

- Une évaluation approfondie des effets des jupes verticales sur les fondations offshore dans des contextes sismiques et inclinés, offrant des solutions efficaces pour renforcer la stabilité structurelle.
- L'intégration de méthodes de modélisation élastoplastique avec le logiciel OptumG2, permettant de capturer les comportements complexes des fondations sous diverses configurations géométriques et dynamiques.

Les perspectives futures incluent l'intégration d'effets tridimensionnels, l'étude des interactions eau-sol sous des conditions dynamiques, et l'analyse des phénomènes de liquéfaction. Ces travaux ouvrent la voie à une optimisation plus poussée des fondations dans des contextes marins et sismiques, en répondant aux exigences croissantes de durabilité et de sécurité pour les infrastructures critiques.

Références bibliographiques

- Al-Aghbari, M.Y. and Dutta, R.K., 2008. Performance of square footing with structural skirt resting on sand. *Geomechanics and Geoengineering*, 3 (4), 271–277. <https://doi.org/10.1080/17486020802509393>
- Al-Aghbari, M.Y. and Mohamedzein, Y.E.-A., 2018. The use of skirts to improve the performance of a footing in sand. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1–8. <https://doi.org/10.1080/19386362.2018.1429702>
- Alaoua BOUAICHA, Nour El Islam BOUMEKIK, Abdelhak MABROUKI, Numerical investigation of the seismic bearing capacity of offshore skirted foundations installed in sand using finite element limit analysis, *Materials Research Proceedings*, Vol. 48, pp 161-170, 2025. <https://doi.org/10.21741/9781644903414-19>
- Baazouzi M, Khaoula B, Mohamed T, Ouassim R, Zatar N. (2023). Numerical analysis to assess the bearing capacity of footings embedded in cohesive soil slope. *Transp Infrastruct Geotechnol* 11(1):1–20. <https://doi.org/10.1007/s40515-023-00280-8>
- Baazouzi M, Mellas M, Mabrouki A, Benmeddour D. (2017). Effect of the slope on the undrained bearing capacity of shallow foundation. *Int J Eng Res Afr* 28:32–44. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/JERA.28.32>
- Beygi, M., et al., (2018). The effect of rotational stiffness on the behaviour of retaining wall. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 1–12. <https://doi.org/10.1080/19386362.2018.1517927>
- Beygi, M., Vali, R., & Keshavarz, A. (2020). Pseudo-static bearing capacity of strip footing with vertical skirts resting on cohesionless slopes by finite element limit analysis. *Geomechanics and Geoengineering*, 17(2), 485–498. <https://doi.org/10.1080/17486025.2020.1794058>
- Biarez, J., Burel, M., & Wack, B. (1961). Contribution à l'étude de la force portante des fondations. In: *Proc., V Intl. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, France*, 1(603), 6.
- Bienen B, Gaudin C, Cassidy MJ, Rausch L, Purwana OA (2012) Numerical modelling of undrained capacity of hybrid skirted foundation under combined loading. *Int J Offshore Polar Eng*, 22(04). <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.05.009>
- Booker, J.R., 1969. Applications of theories of plasticity to cohesive frictional soils. PhD Thesis. University of Sydney.
- Bouaicha A, Bouttout A, Rafa SA, Rouaz I. (2018). The Influence of groundwater on the bearing capacity of strip footings on sands. In: *Proc. 11th ICTEA: International Conference on Thermal Engineering: Theory and Applications*; 2018; Doha, Qatar.
- Bouaicha, A. (2024). Contribution à l'étude élastoplastique de la portance des fondations superficielles sous chargement incliné et excentré. Thèse de Doctorat en Sciences. Université de Biskra, Algérie. http://thesis.univ-biskra.dz/6438/1/Th%C3%A8se_BOUAICHA.pdf
- Bouaicha, A., & Mabrouki, A. (2024). Failure Envelopes for Strip Footings on Sand Overlying Non-homogeneous Clay Under Combined Loading. *Transportation Infrastructure Geotechnology*. <https://doi.org/10.1007/s40515-022-00272-0>
- Boudiaf K, Benmeddour D, Baazouzi M, Mabrouki A, Mellas M (2019) A numerical investigation of the effect of isotropic spatially variable tensile strength on slope stability. *Transp Infrastruct Geotechnol* 6:268–288. <https://doi.org/10.1007/s40515-019-00080-z>
- Brahmi N, Ouahab MY, Mabrouki A, Benmeddour D, Mellas M (2021) Probabilistic analysis of the bearing capacity of inclined loaded strip footings near cohesive slopes. *Int J Geotech Eng* 15(6):732–739. <https://doi.org/10.1080/19386362.2018.1496005>
- Bransby M, Randolph M (1998) Combined loading of skirted foundations. *Géotechnique* 48:637–655. <https://doi.org/10.1680/geot.1998.48.5.637>
- Bransby, M. F. (2001). Failure envelopes and plastic potentials for eccentrically loaded surface footings on undrained soil. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 25(4), 329-346. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/nag.132>
- Budhu, M., & Al-Karni, A. (1993). Seismic bearing capacity of soils. *Géotechnique*, 43(1), 181-187. <https://doi.org/10.1680/geot.1993.43.1.181>
- Burd H, Frydman S (1997) Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. *Can Geotech J* 34:241–253. <https://doi.org/10.1139/t96-106>

- Butterfield, R., & Ticof, J. (1979). Design parameters for granular soils (discussion contribution). In: Proc 7th Int Conf Soil Mech Fndn Engng, 259-261.
- Cascone, E. and Casablanca, O., (2016). Static and seismic bearing capacity of shallow strip footings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 84, 204–223. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.02.010>
- Cascone, E., Carfi, G., Maugeri, M., & Motta, E. (2004). Effetto dell'inerzia del terreno sul fattore di capacità portante N_γ . In: Atti dell'Incontro Annuale dei Ricercatori di Geotecnica. IARG 2004. Trento, 7–9 July 2004.
- Cascone, E., Maugeri, M., & Motta, E. (2006). Effetto dell'azione sismica sulla valutazione del fattore N_γ . In: V Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica. Bari, 15-16 September 2006.
- Cassidy, M. J., Uzielli, M., & Tian, Y. (2013). Probabilistic combined loading failure envelopes of a strip footing on spatially variable soil. *Computers and Geotechnics*, 49, 191-205. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.10.008>
- Chen, W. F. (1975). *Limit Analysis and Soil Plasticity*. Elsevier, Science Publishers, Amsterdam.
- Chen, W. F., & Liu, X. (2012). *Limit analysis in soil mechanics*. Elsevier.
- Cinicioglu, O. and Erkli, A., 2018. Seismic bearing capacity of surficial foundations on sloping cohesive ground. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 111, 53–64. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.027>
- Davis E, Booker J (1973) The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. *Géotechnique* 23:551–563
- De Beer, E. E. (1970). Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand. *Géotechnique*, 20(4), 387-411. <https://doi.org/10.1680/geot.1970.20.4.387>
- Drucker DC, Prager W (1952) Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Q Appl Math* 10:157–165.
- Dubrova, G. (1973). Interaction of soils and structures Rechnoy Transport. In: Moscow.
- Edwards D, Zdravkovic L, Potts D (2005) Depth factors for undrained bearing capacity. *Géotechnique* 55:755–758
- Eid, H.T., 2013. Bearing capacity and settlement of skirted shallow foundations on sand. *International Journal of Geomechanics*, 13 (5), 645–652. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000237](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000237)
- Ellers, F. S. (1982). Advanced offshore oil platforms. *Scientific American*, 246(4), 38-49.
- Feda, J. (1961). Research on bearing capacity of loose soil. In: Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, 1, 635-642.
- Femmam, A., Mabrouki, A., & Mellas, M. (2022). Numerical study of the bearing capacity for plane-strain footings on sand overlying clay soils subjected to non-eccentric inclined loadings. *Geotechnical and Geological Engineering*, 40(10), 4929-4942. <https://doi.org/https://doi.org/10.1007/s10706-022-02191-w>
- Frank, R. (1999). *Fondations superficielles*. Ed. Techniques Ingénieur.
- Frydman, S., & Burd, H. J. (1997). Numerical studies of bearing-capacity factor N_γ . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(1), 20-29. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1997\)123:1\(20\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1997)123:1(20))
- Fu D, Gaudin C, Tian C, Bienen B, Cassidy M (2015) Effects of preloading with consolidation on undrained bearing capacity of skirted circular footings. *Géotechnique* 65:231–246. <https://doi.org/10.1680/geot.14.P.2120>
- Fu D, Gaudin C, Tian Y, Cassidy MJ, Bienen B (2017) Uniaxial capacities of skirted circular foundations in clay. *J Geotech Geoenviron Eng* 143:04017022. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001685](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001685)
- Georgiadis, K. (2010). The influence of load inclination on the undrained bearing capacity of strip footings on slopes. *Computers and Geotechnics*, 37(3), 311-322. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.11.004>
- Georgiadis, M., & Butterfield, R. (1988). Displacements of footings on sand under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 25(2), 199-212. <https://doi.org/https://doi.org/10.1139/t88-024>
- Gottardi, G., & Butterfield, R. (1993). On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads. *Soils and Foundations*, 33(3), 68-79. https://doi.org/https://doi.org/10.3208/sandf1972.33.3_68
- Gourvenec S, Mana DSK (2011) Undrained vertical bearing capacity factors for shallow foundations. *Géotech Lett* 1:101–108. <https://doi.org/10.1680/geolett.11.00026>
- Gourvenec S, Vulpe C, MURTHY TG (2014) A method for predicting the consolidated undrained bearing capacity of shallow foundations. *Geotechnique* 64:215–225. <https://doi.org/10.1680/geot.13.P.101>
- Gourvenec, S. (2008). Effect of embedment on the undrained capacity of shallow foundations under general loading. *Géotechnique*, 58(3), 177-185. <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/geot.2008.58.3.177>
- Gourvenec, S. and Barnett, S., 2011. Undrained failure envelope for skirted foundations under general loading. *Géotechnique*, 61 (3), 263–270. <https://doi.org/10.1680/geot.9.T.027>

- Gourvenec, S. and Randolph, M.F., 2010. Consolidation beneath circular skirted foundations. *International Journal of Geomechanics*, 10 (1), 22–29. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2010\)10:1\(22\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2010)10:1(22))
- 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), 575-586. <https://doi.org/10.1680/geot.2003.53.6.575>
- Gourvenec, S., Govoni, L., & Gottardi, G. (2008). An investigation of shallow foundations on sand under moment loading. In: Proc., 2nd BGA Int. Conf. on Foundations, ICOF2008, M. J. Brown, M. F. Bransby, A. J. Brennan, and J. A. Knappett, eds., IHS BRE Press, Bracknell, England. 874-884.
- Hambly, E. C. (1985). FATIGUE VULNERABILITY OF JACK-UP PLATFORMS. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 78(1), 161-178.
- Hamlaoui, S., Messameh, A., Mabrouki, A., Bougouffa, I., & Bouaicha, A. (2023). Three-dimensional elasto-plastic analysis for the undrained capacity of ring and circular footings embedded in heterogeneous clay. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 10(5), 856-870. <https://doi.org/10.1007/s40515-022-00246-2>
- Hansen, J. B. (1961). A general formula for bearing capacity. *Danish Geotech. Instit., Bulletin No. 11*, 38-46.
- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotech. Instit., Bulletin No. 28*, 5-11.
- Hentati A, Selmi M, Kormi T, Ali NBH (2018) Probabilistic HM failure envelopes of strip foundations on spatially variable soil. *Comput Geotech* 102:66–78. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.06.00>
- Hjjaj, M., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2004). Bearing capacity of a cohesive-frictional soil under non-eccentric inclined loading. *Computers and Geotechnics*, 31(6), 491-516. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2004.06.001>
- Hjjaj, M., Lyamin, A., & Sloan, S. (2005). Numerical limit analysis solutions for the bearing capacity factor N_γ . *International Journal of Solids and Structures*, 42(5-6), 1681-1704. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2004.08.002>
- Houlsby G, Wroth C (1984) Seabed mechanics. In: Denness Bruce (ed) Calculation of stresses on shallow penetrometers and footings. Springer, Dordrecht, pp 107–112.
- Houlsby, G., & Martin, C. (1992). Modelling of the behaviour of foundations of jack-up units on clay. In: *Predictive soil mechanics: Proceedings of the Wroth Memorial Symposium held at St Catherine's College, Oxford, 27-29 July 1992*, 339-358.
- Hu, Y., Randolph, M.F., and Watson, P.G., 1999. Bearing response of skirted foundation on nonhomogeneous soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125 (11), 924–935. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:11\(924\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:11(924))
- Ingra, T. S., & Baecher, G. B. (1983). Uncertainty in bearing capacity of sands. *Journal of geotechnical engineering*, 109(7), 899-914. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1983\)109:7\(899\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:7(899))
- Janbu, N. (1957). Earth pressures and bearing capacity calculations. In: Proc., 4th ICSMFE, 2, 207-212.
- Keawsawasvong, S. and Ukritchon, B., 2017a. Undrained stability of an active planar trapdoor in non-homogeneous clays with a linear increase of strength with depth. *Computers and Geotechnics*, 81, 284–293. <https://doi:10.1016/J.COMP GEO.2016.08.027>
- Keawsawasvong, S. and Ukritchon, B., 2017b. Undrained Limiting pressure behind soil gaps in contiguous pile walls. *Computers and Geotechnics*, 83, 152–158. <https://doi:10.1016/J.COMP GEO.2016.11.007>
- Keshavarz, A., Beygi, M., and Vali, R., 2019. Undrained seismic bearing capacity of strip footing placed on homogeneous and heterogeneous soil slopes by finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics*, 113, 103094. <https://doi:10.1016/J.COMP GEO.2019.103094>
- Khatrri, N.V. and Kumar, J., 2019. Finite-element limit analysis of strip and circular skirted footings on sand. *International Journal of Geomechanics*, 19 (3), 6019001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001370](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001370)
- Khitas NEH, Benmeddour D, Mellas M, Mabrouki A (2017) The undrained bearing capacity of strip footings under eccentric loading effect of soil-footing interface tensile strength. *Int J Geotech Eng* 14(2):169–175. <https://doi.org/10.1080/19386362.2017.1416570>
- Krabbenhoft, K., Lyamin, A., and Krabbenhoft, J. 2015. Optum Computational Engineering (OptumG2).
- Krabbenhoft, S., Damkilde, L., & Krabbenhoft, K. (2012). Lower-bound calculations of the bearing capacity of eccentrically loaded footings in cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(3), 298-310. <https://doi.org/https://doi.org/10.1139/t11-103>

- Krabbenhoft, S., Damkilde, L., & Krabbenhoft, K. (2014). Bearing Capacity of Strip Footings in Cohesionless Soil Subject to Eccentric and Inclined Loads. *International Journal of Geomechanics*, 14(3), 04014003. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000332](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000332)
- Krizek, R. J. (1965). Approximation for Terzaghi's bearing capacity factors. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 91(2), 1-3. <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0000715>
- Kumar, J. and Chakraborty, D., 2013. Seismic bearing capacity of foundations on cohesionless slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139 (11), 1986–1993. [https://doi:10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000909](https://doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000909)
- Kumar, J. and Kouzer, K.M., 2007. Effect of footing roughness on bearing capacity factor N_γ . *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133 (5), 502–511. [https://doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:5\(502\)](https://doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:5(502))
- Kumar, J., 2003. N_γ for rough strip footing using the method of characteristics. *Canadian Geotechnical Journal*, 40 (3), 669–674. <https://doi:10.1139/t03-009>
- Kumar, J., 2009. The variation of N_γ with footing roughness using the method of characteristics. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33 (2), 275–284. <https://doi:10.1002/nag.716>
- Liingaard, M., Andersen, L. and Ibsen, L.B. (2007), Impedance of flexible suction caissons. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 36: 2249-2271. <https://doi.org/10.1002/eqe.737>
- Loukidis, D., & Salgado, R. (2009). Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements. *Computers and Geotechnics*, 36(5), 871-879. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.01.012>
- Loukidis, D., Chakraborty, T., & Salgado, R. (2008). Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(6), 768-787. <https://doi.org/https://doi.org/10.1139/T08-015>
- Lundgren, H. (1953). Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. In: 3rd Int. Conf. Soil Mech., 1, 409-412.
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., & Mellas, M. (2010). Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. *Computers and Geotechnics*, 37(4), 431-439. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2009.12.007>
- Mahmood, M.R., Fattah, M.Y., and Khalaf, A., (2018). Experimental study on bearing capacity of skirted foundations on dry gypseous soil. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 9 (10), 1910–1922.
- Mahmood, M.R., Fattah, M.Y., and Khalaf, A., (2019). Experimental investigation on the bearing capacity of skirted foundations on submerged gypseous soil. *Marine Georesources and Geotechnology*, 1–12. <https://doi:10.1080/1064119X.2019.1656311>
- Mana, D.S.K., et al., 2012. Failure mechanisms of skirted foundations in uplift and compression. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 12 (2), 47–62. <https://doi:10.1680/ijpmg.11.00007>
- Mancer, F., Bouaicha, A., Chwała, M., & Mabrouki, A. (2024). Probabilistic assessment of bearing capacity of skirted foundation under combined loadings with a rigid base. *Geological Journal*, 59(9), 2609–2622. <https://doi.org/10.1002/gj.5008>
- Martin, C. (1994). Physical and numerical modelling of offshore foundations under combined loads Doctoral dissertation, Oxford University, UK].
- Martin, C. (2004). User guide for ABC-analysis of bearing capacity version 1.0. OUEL Rep. No. 226, 3, Department of Engineering Science, University of Oxford.
- Matar M, Salençon J (1979) Capacité portante des semelles filantes. *Revue Française de Géotech.* <https://doi.org/10.1051/geotech/1979009051>
- McClelland, B., Young, A.G., Remmes, B.D., 1981. Avoiding jack-up rig foundation failures. *Proceedings of the International Symposium on Geotechnical Aspects of Coastal and Offshore Structures, Bangkok (Vol. 14, p. 18).*
- Ménard, L. (1963). Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques. *Sols-Soils*, 6, 9-27.
- Ménard, L. (1967). Règles d'utilisation des techniques pressiométriques et d'exploitation des résultats obtenus pour le calcul des fondations. *Notice générale D*, 60.
- Meyerhof G (1953) The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In *Proc of 3rd ICSMFE* 1:440–445
- Meyerhof, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, 2(4), 301-332. <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/geot.1951.2.4.301>
- Meyerhof, G. G. (1961). The ultimate bearing capacity of wedge-shaped foundations. *Proceedings 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundations*, 2, 103-109.

- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), 16-26. <https://doi.org/https://doi.org/10.1139/t63-003>
- Meyerhof, G. G., & Koumoto, T. (1987). Inclusion factors for bearing capacity of shallow footings. *Journal of geotechnical engineering*, 113(9), 1013-1018. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1987\)113:9\(1013\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113:9(1013))
- Michalowski, R. (1997). An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis. *Soils and Foundations*, 37(4), 57-64. https://doi.org/https://doi.org/10.3208/sandf.37.4_57
- Michalowski, R. L., & You, L. (1998). Effective width rule in calculations of bearing capacity of shallow footings. *Computers and Geotechnics*, 23(4), 237-253. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0266-352X\(98\)00024-X](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0266-352X(98)00024-X)
- Mo, R., Kang, H., Li, M., & Zhao, X. (2017). Seismic Fragility Analysis of Monopile Offshore Wind Turbines under Different Operational Conditions. *Energies*, 10(7), 1037. <https://doi.org/10.3390/en10071037>
- Muhs, H., & Weiss, K. (1972). Der Einfluss von Neigung und Ausmittigkeit der Las auf die Grenztragfähigkeit flach gegründeter Einzelfundamente. DEGEBO, Mitteilungen, Wilhelm Ernst° Sohn, Berlin, Germany.
- Ngo-Tran, C., & Ngo-Tran, C. L. (1996). The analysis of offshore foundations subjected to combined loading [PhD thesis]. University of Oxford.
- Nguyen, H. C., & Vo-Minh, T. (2022). Calculation of seismic bearing capacity of shallow strip foundations using the cell-based smoothed finite element method. *Acta Geotechnica*, 17(8), 3567-3590. <https://doi.org/10.1007/s11440-021-01421-4>
- Nova, R., & Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique*, 41(2), 243-256. <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.2.243>
- Okamura, M., Mihara, A., Takemura, J., & Kuwano, J. (2002). Effects of footing size and aspect ratio on the bearing capacity of sand subjected to eccentric loading. *Soils and Foundations*, 42(4), 43-56. https://doi.org/https://doi.org/10.3208/sandf.42.4_43
- OptumG2. (2021). Optum Computational Engineering (OptumCE). In: Copenhagen, Denmark. See <https://optumce.com/>
- Ouahab, M.Y., Mabrouki, A., Mellas, M. et al. (2024). Effect of Load Eccentricity on the Bearing Capacity of Strip Footings on Non-homogenous Clay Overlying Bedrock. *Transp. Infrastruct. Geotech.* 5, 169–186 (2018). <https://doi.org/10.1007/s40515-018-0055-0>
- Pal, A., Ghosh, P., and Majumder, M., 2016. Interaction effect of two closely spaced skirted strip foundations in cohesionless soil using upper-bound limit analysis. *International Journal of Geomechanics*, 17 (2), 6016022. [https://doi:10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000755](https://doi:10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000755)
- Pham QN, Ohtsuka S, Isobe K, Fukumoto Y (2022) Limit load space of rigid strip footing on cohesive-frictional soil subjected to eccentrically inclined loads. *Comput Geotech* 151:104956. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2022.104956>
- Pham QN, Ohtsuka S, Isobe K, Fukumoto Y, Hoshina T (2019) Ultimate bearing capacity of rigid footing under eccentric vertical load. *Soils Found* 59:1980–1991. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2019.09.004>
- Pham, Q. N., Ohtsuka, S., Isobe, K., & Fukumoto, Y. (2020). Limit load space of rigid footing under eccentrically inclined load. *Soils and Foundations*, 60(4), 811-824. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sandf.2020.05.004>
- Poulos, H., Carter, J., & Small, J. (2002). Foundations and retaining structures-research and practice. In: *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 4, 2527-2606.
- Prakash, S., & Saran, S. (1971). Bearing capacity of eccentrically loaded footings. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(1), 95-117. <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001544>
- Prandtl L (1920) Über die harte plastischer körper. *Nachr. Ges. Wissensch, Gottingen, math.-phys. Klasse*, 74–85
- Puech, A. (2004). Les fondations superficielles pour l'industrie offshore du pétrole et du gaz. *Symposium international sur l'amélioration des sols en place, FONDSUP 2003*. Magnan (ed.) 2004, Presses del'ENPC/LCPC, Paris, 2, 307-338.
- Purkayastha, R. D., & Char, R. A. (1977). Stability analysis for eccentrically loaded footings. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(6), 647-651. <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000441>
- Randolph MF (2012) In, *mechanical behaviour of soils under environmentally induced cyclic loads*. Springer, Vienna, pp 441–480
- Rankine, W. J. M. (1857). II. On the stability of loose earth. *Philosophical transactions of the Royal Society of London*, 147, 9-27. <https://doi.org/https://doi.org/10.1098/rstl.1857.0003>
- Rao, P., Liu, Y., & Cui, J. (2015). Bearing capacity of strip footings on two-layered clay under combined loading. *Computers and Geotechnics*, 69, 210-218. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.05.018>

- Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem In: Proceedings of the 1st international conference for applied mechanics. In: Delft.
- Rezazadeh, S. and Eslami, A., (2017). Bearing capacity of semi-deep skirted foundations on clay using stress characteristics and finite element analyses. *Marine Georesources & Geotechnology*, 36 (6), 625–639. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2017.1361488>
- Richards, R., Elms, D. G., & Budhu, M. (1993). Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations. *Journal of geotechnical engineering*, 119(4), 662-674. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1993\)119:4\(662\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1993)119:4(662))
- Richards, R., Elms, D.G., and Budhu, M., 1990. Dynamic fluidization of soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116 (5), 740–759. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1990\)116:5\(740\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:5(740))
- Roscoe, K., & Schofield, A. (1956). The stability of short pier foundations in sand. *British Welding J.*, 343-354.
- Salençon, J. (1976). Méthode des lignes de glissement. *Mise en forme des métaux et alliages*, B. Baudelet éd. C.N.R.S., 205-223.
- Salençon, J. (1977). Application of the theory of plasticity in soil mechanics. John Wiley & Sons Ltd, Chichester.
- Salençon, J., & Pecker, A. (1995). Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. Part I: purely cohesive soil. *European Journal of Mechanics Series A Solids*, 14(3), 349-375.
- Salgado R, Lyamin A, Sloan S, Yu H (2004) Two-and threedimensional bearing capacity of foundations in clay. *Geotechnique* 54:297–306. <https://doi.org/10.1680/geot.2004.54.5.297>
- Salgado, R. (2008). *The engineering of foundations*. McGraw-Hill Europe.
- Salgado, R., Lyamin, A., Sloan, S., & Yu, H. (2004). Two-and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay. *Géotechnique*, 54(5), 297-306. <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/geot.2004.54.5.297>
- Sarma, S. K., & Iossifelis, I. S. (1990). Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings. *Géotechnique*, 40(2), 265-273. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.2.265>
- Sastry, V., & Meyerhof, G. G. (1987). Inclination factors for strip footings. *Journal of geotechnical engineering*, 113(5), 524-527. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1987\)113:5\(524\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1987)113:5(524))
- Shen, Z., Feng, X., & Gourvenec, S. (2016). Undrained capacity of surface foundations with zero-tension interface under planar VHM loading. *Computers and Geotechnics*, 73, 47-57. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.11.024>
- Spangler, M., & Handy, R. L. (1982). *Soil Engineering*. 4th edition, Harper & Row, Publishers, New York.
- Tang, C., Phoon, K.-K., & Toh, K.-C. (2014). Effect of footing width on N_γ and failure envelope of eccentrically and obliquely loaded strip footings on sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(6), 694-707. <https://doi.org/https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0378>
- Tang, C., Phoon, K.-K., & Toh, K.-C. (2014). Effect of footing width on N_γ and failure envelope of eccentrically and obliquely loaded strip footings on sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 52(6), 694-707. <https://doi.org/https://doi.org/10.1139/cgj-2013-0378>
- Tapper, L. (2013). *Bearing capacity of perforated offshore foundations under combined loading [PhD thesis]*. Oxford University, UK.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.
- Ukritchon B, Whittle AJ, Sloan SW (1998) Undrained limit analyses for combined loading of strip footings on clay. *J Geotechl Geoenviron Eng* 124:265–276. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:3\(265\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:3(265))
- Ukritchon, B. and Keawsawasvong, S., (2018). Threedimensional lower bound finite element limit analysis of hoek-brown material using semidefinite programming. *Computers and Geotechnics*, 104, 248–270. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.09.002>
- Ukritchon, B., Whittle, A. J., & Sloan, S. W. (1998). Undrained limit analyses for combined loading of strip footings on clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(3), 265-276. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1998\)124:3\(265\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1998)124:3(265))
- Ukritchon, B., Whittle, A.J., and Klangvijit, C., (2003). Calculations of bearing capacity factor N_γ using numerical limit analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129 (5), 468–474. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:5\(468\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:5(468))
- Uzuner B (1975) Centrally and eccentrically loaded strip foundations on sand, University of Strathclyde
- Vali, R., et al., (2018). Properties of geogrid-reinforced marine slope due to the groundwater level changes. *Marine Georesources & Geotechnology*, 36 (6), 735–748. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2017.1386741>
- Vali, R., et al., (2019). Bearing capacity of ring foundation due to various loading positions by finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics*, 110, 94–113. <https://doi.org/10.1016/J.COMPGEO.2019.02.020>

- Veiskarami, M., Jamshidi Chenari, R., and Jameei, A.A., 2017. Bearing capacity of strip footings on anisotropic soils by the finite elements and linear programming. *International Journal of Geomechanics*, 17 (12), 04017119. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001018](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001018)
- Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(1), 45-73. <https://doi.org/https://doi.org/10.1061/JSFEAQ.0001846>
- Vesic, A. S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. *Foundation engineering handbook*.
- Vulpe C, Gourvenec S, Power M (2014) A generalised failure envelope for undrained capacity of circular shallow foundations under general loading. *Géotech Lett* 4(187):196. <https://doi.org/10.1680/geolett.14.00010>
- Vulpe, C., Bienen, B., and Gaudin, C., 2013. Predicting the undrained capacity of skirted spudcans under combined loading. *Ocean Engineering*, 74, 178–188. <https://doi:10.1016/j.oceaneng.2013.06.027>
- Xiao, M. (2015). *Geotechnical engineering design*. John Wiley & Sons.
- Yang, F., et al., 2016. Ultimate bearing capacity of a strip footing placed on sand with a rigid basement. *Computers and Geotechnics*, 77, 115–119. <https://doi:10.1016/J.COMPGEO.2016.04.009>
- Yun, G. and Bransby, M.F., (2007). The undrained vertical bearing capacity of skirted foundations. *Soils and Foundations*, 47 (3), 493–505. <https://doi:10.3208/sandf.47.493>
- Zadroga, B. (1994). Bearing capacity of shallow foundations on noncohesive soils. *Journal of geotechnical engineering*, 120(11), 1991-2008. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:11\(1991\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:11(1991))
- Zatar, N., Baazouzi, M., Bouaicha, A. et al. (2024). Numerical Investigation Study on the Performance of Strip Footing Under Eccentric Loading Condition Embedded in Nonhomogeneous Clay Soils. *Indian Geotech J.* <https://doi.org/10.1007/s40098-024-01006-4>
- Zhao, L. and Yang, F., (2013). Construction of improved rigid blocks failure mechanism for ultimate bearing capacity calculation based on slip-line field theory. *Journal of Central South University*, 20 (4), <https://doi.org/10.1007/s11771-013-1583-y>
- Zheng G, Zhao J, Zhou H, Zhang T (2019) Ultimate bearing capacity of strip footings on sand overlying clay under inclined loading. *Comput Geotech* 106:266–273. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.11.003>
- Zheng, G., Zhao, J., Zhou, H., & Zhang, T. (2019). Ultimate bearing capacity of strip footings on sand overlying clay under inclined loading. *Computers and Geotechnics*, 106, 266-273. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.11.003>
- Zhou, H., et al., 2018. The bearing capacity and failure mechanism of a vertically loaded strip footing placed on the top of slopes. *Computers and Geotechnics*, 94, 12–21. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.08.009>
- Zou, X., et al., 2018. Capacity of skirted foundations in sand-over-clay under combined V-H-M loading. *Ocean Engineering*, 159, 201–218. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2018.04.007>