

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 : Interaction Sol-Structure

Contribution à l'étude élastoplastique de la portance des fondations superficielles sous chargement incliné et excentré

Présenté par :

Alaoua BOUAICHA

Soutenu publiquement le 09/03/2024

Devant le jury composé de :

Dr. Mekki Mellas	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. Abdelhak Mabrouki	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. Rafik Demagh	Professeur	Examineur	Université de Batna 2
Dr. Moussa Amrane	Maitre de Conférences 'A'	Examineur	Université de Batna 2
Dr. Djamel Benmeddour	Professeur	Invité	Université de Biskra

بِسْمِ اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers mon encadreur, Abdelhak Mabrouki. Sa guidance, sa perspicacité et son expertise ont été le phare qui m'a guidé à travers le voyage tumultueux qu'est la recherche doctorale. Sa patience, son encouragement, et sa capacité à m'inciter à aller plus loin dans ma réflexion ont été des éléments essentiels à l'élaboration de cette thèse. Son soutien, tant sur le plan académique que personnel, m'a permis de surmonter nombre de défis.

Je souhaite également exprimer ma sincère reconnaissance au président du jury, Pr. Mekki Mellas. Votre réputation et vos contributions m'ont toujours inspiré, et c'est un immense honneur pour moi de vous avoir à la tête de ce jury. Votre critique constructive et vos remarques pertinentes ont grandement amélioré la qualité de mon travail.

Mes remerciements vont aussi aux éminents membres du jury, Pr. Rafik Demagh, Dr. Moussa Amrane, et Pr. Djamel Benmeddour. Votre expertise et vos questions pointues lors de ma soutenance m'ont aidé à voir mon travail sous un nouvel angle et à le perfectionner. Votre volonté d'investir du temps et des efforts pour examiner ma thèse est grandement appréciée.

J'aimerais également adresser mes sincères remerciements aux institutions qui ont joué un rôle déterminant dans ma recherche. Ainsi, ma reconnaissance va à LRGC [Le **L**aboratoire de **R**echerche en **G**énie **C**ivil], CRSTRA [Centre de **R**echerche **S**cientifique et **T**echniques sur les **R**égions **A**ride] et CNERIB [Centre **N**ational d'**E**tudes et de **R**echerches **I**ntégrées du **B**âtiment] pour m'avoir fourni les ressources nécessaires, un environnement stimulant et un soutien indéfectible tout au long de ma démarche académique. La collaboration et les synergies entre ces institutions ont été un élément clé de la réussite de ce travail doctoral.

Enfin, mes remerciements les plus chaleureux vont à ma famille et à mes proches amis. Vous m'avez soutenu moralement et émotionnellement à chaque étape, et cette thèse n'aurait pas vu le jour sans votre amour, votre soutien et vos encouragements.

Résumé

Les fondations superficielles garantissent la stabilité des structures, en particulier dans des situations dynamiques telles que les charges sismiques. Leur capacité portante a été explorée via diverses méthodes géotechniques. Il est essentiel de cerner l'impact des charges combinées, y compris celles excentrées et inclinées, et de l'activité sismique sur cette capacité. Les outils numériques ont amélioré l'analyse, mais la recherche doit continuer pour perfectionner ces méthodes. Une collaboration interdisciplinaire pourrait entraîner des progrès majeurs dans la conception des fondations superficielles. Cette thèse se focalise sur l'examen approfondi de la capacité portante des semelles filantes. La première contribution étudie la complexité de l'interaction sol-semelle, notamment lorsque les semelles reposent sur du sable au-dessus d'une couche d'argile. Le code Optum^{G2} a été largement employé pour examiner les enveloppes de rupture tridimensionnelles, offrant une meilleure compréhension des contraintes et déformations pour ces constructions. Par ailleurs, la deuxième contribution explore l'étude élastoplastique, axée sur la capacité portante des semelles filantes en conditions sismiques. Ce point est important pour les zones à sismicité élevée. Plusieurs situations sismiques ont été modélisées, analysant l'influence de divers facteurs sismiques sur la capacité portante. Ceci fournit des informations essentielles pour la conception de fondations dans des zones sismiques. Dans l'ensemble, cette thèse cherche à approfondir la connaissance théorique des enjeux liés aux semelles filantes selon divers contextes géotechniques, tout en offrant des conseils concrets aux ingénieurs géotechniques.

Mots clés : Argile, Capacité portante, Chargement combiné, Conditions sismiques, Enveloppes de rupture, Fondation superficielle, Modélisation numérique, Optum^{G2}, Sable.

Abstract

Shallow foundations ensure the stability of structures, especially in dynamic situations such as seismic loads. Their bearing capacity has been explored through various geotechnical methods. It's crucial to grasp the impact of combined loads, including eccentric and inclined ones, and seismic activity on this capacity. Digital tools have enhanced analysis, but research must continue to refine these methods. Interdisciplinary collaboration could lead to significant advancements in the design of superficial foundations. This thesis focuses on a detailed examination of the bearing capacity of strip footings. The first contribution investigates the complexity of the soil-footing interaction, especially when the footings are built on sand above a layer of clay. The Optum^{G2} code has been extensively used to examine the three-dimensional failure envelopes, providing a deeper understanding of the stresses and deformations for these constructions. Additionally, the second contribution delves into elastoplastic study, centered on the bearing capacity of strip footings under seismic conditions. This is vital for areas with high seismicity. Various seismic situations have been modeled, analyzing the influence of different seismic factors on the bearing capacity. This provides essential insights for designing foundations in seismic areas. Overall, this thesis aims to deepen the theoretical knowledge of challenges related to strip footings in different geotechnical contexts, while offering practical advice to geotechnical engineers.

Keywords: Clay, Bearing capacity, Combined loading, Seismic conditions, Failure envelopes, Shallow foundation, Numerical modeling, Optum^{G2}, Sand.

ملخص

الأساسات السطحية تضمن استقرار الهياكل، خاصة في الحالات الديناميكية مثل الأحمال الزلزالية. تم استكشاف قدرتها على التحمل من خلال طرق جيوتقنية متنوعة. من الأساسي فهم تأثير الأحمال المجمعّة، بما في ذلك الأحمال المحدبة والمائلة، والنشاط الزلزالي على هذه القدرة. عززت الأدوات الرقمية التحليل، ولكن يجب استمرار البحث لتحسين هذه الطرق. قد يؤدي التعاون المتعدد التخصصات إلى تقدم كبير في تصميم الأسس السطحية. تركز هذه الأطروحة على دراسة مفصلة لقدرة تحمل الأسس الشريطية. يتناول الإسهام الأول تعقيد التفاعل بين التربة والأساس، خاصة عندما يتم بناء الأسس على الرمل فوق طبقة من الطين. تم استخدام أداة Optum^{G2} بشكل واسع لفحص الأغلفة الثلاثية الأبعاد للفشل، مما يوفر فهماً أعمق للضغوط والتشوهات لهذه البناء. بالإضافة إلى ذلك، يدور الإسهام الثاني حول دراسة المرونة-اللدونة، والتي تركز على قدرة تحمل الأسس الشريطية تحت الظروف الزلزالية. وهذا أمر حيوي للمناطق ذات النشاط الزلزالي العالي. تم نمذجة حالات زلزالية متنوعة، حيث تم تحليل تأثير عوامل زلزالية مختلفة على قدرة التحمل. وهذا يوفر رؤى أساسية لتصميم الأسس في المناطق الزلزالية. عموماً، تهدف هذه الأطروحة إلى تعميق المعرفة النظرية للتحديات المتعلقة بالأسس الشريطية في سياقات جيوتقنية مختلفة، مع تقديم نصائح عملية لمهندسي الجيوتقنية.

الكلمات مفتاحية: طين، قدرة التحمل، تحميل مشترك، الظروف الزلزالية، مظاريف الفشل، الأسس السطحية، النمذجة الرقمية، Optum^{G2}، رمل.

Table des matières

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ.....	II
Remerciements.....	III
Résumé.....	IV
Abstract.....	V
ملخص.....	VI
Table des matières.....	VII
Liste des Figures.....	X
Liste des Tableaux.....	XV
Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles.....	3
1.1 Introduction.....	3
1.2 Types de fondations superficielles.....	4
1.2.1 Fondations superficielles classiques.....	4
1.2.2 Fondations offshore.....	4
1.3 Comportement des fondations superficielles et conditions de rupture.....	5
1.4 Méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles.....	8
1.4.1 Méthode d'équilibre limite.....	8
1.4.2 Méthode d'analyse limite.....	9
1.4.3 Méthode des lignes de glissement (Méthode des caractéristiques).....	10
1.4.4 Les méthodes numériques.....	11
1.4.5 Méthodes empiriques ou semi-empiriques :.....	12
1.5 Théories de calcul de la portance des fondations superficielles.....	12
1.5.1 Théorie de Prandtl.....	12
1.5.2 Théorie de Terzagui.....	13
1.5.3 Théorie de Meyerhof.....	14
1.6 Conclusion.....	18
Chapitre 2 : Comportement des fondations superficielles sous chargement combiné.....	19
2.1 Introduction.....	19
2.2 Théorie des courbes enveloppes de rupture.....	20
2.3 Influence de la charge excentrée sur la capacité portante.....	22
2.4 Influence de la charge inclinée-centrée sur la capacité portante.....	31
2.5 Influence de la charge combinée (inclinée-excentrée) sur la capacité portante.....	40
2.6 Conclusion.....	49
Chapitre 3 : Comportement des fondations superficielles sous chargement sismique.....	50

3.1	Introduction	50
3.2	Ruptures sismiques des fondations : Historique, Description et Synthèse.....	51
3.2.1	Retour sur les tremblements de terre marquants et leur impact sur la géotechnique parasismique.....	51
3.2.2	Présentation des ruptures sismiques dans les fondations.....	52
3.2.3	Résumé des points clés.....	54
3.3	Approches de résolution pour la conception parasismique des fondations superficielles.....	55
3.3.1	Approche pseudo-statique	56
3.3.2	Approche de Newmark (1965) basée sur les déplacements	58
3.3.3	Approches d'interaction sol-structure	60
3.3.3.1	Approches de sous-structures	60
3.3.3.2	Approches directes	61
3.3.3.3	Approches hybrides.....	62
3.3.3.4	Approches basées sur la notion du macroélément.....	62
3.4	Capacité portante sismique des fondations filantes.....	63
3.4.1	Définitions des forces d'inertie engendrées aux fondations.....	63
3.4.2	Revue des méthodes d'évaluation sous conditions sismique	65
3.4.3	Etudes expérimentales.....	93
3.5	Conclusion.....	103
Chapitre 4 : Contribution à l'analyse numérique des enveloppes de rupture des semelles filantes sur sable recouvrant de l'argile sous chargement combiné		104
4.1	Introduction	104
4.2	Synthèse des travaux antérieurs et problématique.....	105
4.3	Présentation de l'outil numérique OptumG2.....	107
4.3.1	Théorie de plasticité	107
4.3.2	Analyse limite.....	108
4.3.3.1	Principe de la limite inférieure	110
4.3.3.2	Principe de la limite supérieure	111
4.3.3	Modèles de comportement	111
4.3.3.1	Modèle de Mohr-coulomb.....	111
4.3.3.2	Modèle de Tresca	113
4.4	Présentation du problème étudié	114
4.5	Procédure d'analyse numérique.....	115
4.6	Résultats et discussions	117
4.6.1	Capacité portante des semelles filantes sur sable	117
4.6.2	Capacité portante des semelles rugueuses sur sable recouvrant une argile homogène	119
4.6.3	L'effet de l'inclinaison de la charge et de la non-homogénéité de l'argile sur la capacité portante	122

4.6.4	L'effet de l'excentricité de la charge et de la non-homogénéité de l'argile sur la capacité portante	125
4.6.5	Mécanismes de rupture.....	128
4.6.6	Enveloppes de rupture tridimensionnelles sous chargement combiné	130
4.7	Conclusion.....	133
Chapitre 5 : Contribution à l'étude élastoplastique de la capacité portante sismique des semelles filantes ..		135
5.1	Introduction	135
5.2	Recherches antérieures et problématique	136
5.3	Présentation du modèle numérique étudié.....	138
5.4	Programme de simulations numériques.....	139
5.5	Résultats et discussions	140
5.5.1	Facteurs de portance statique.....	140
5.5.2	Facteurs de portance sismique.....	142
5.5.2.1	Effet de l'inertie du sol sur les facteurs de portance	142
5.5.2.2	Effet de l'inertie de la superstructure sur les facteurs de portance.....	149
5.6	Conclusion.....	161
Conclusions générales et perspectives		163
Références bibliographiques		166

Liste des Figures

Chapitre 1

Figure 1.1 - Types de fondations superficielles classiques (Frank, 1999).....	4
Figure 1.2 - Fondation en structures métalliques ou « Jacket » (Source : CNDP, https://cpdp.debatpublic.fr/cdpd-eolienmer-pyn/documents-du-porteur-projet.html).....	5
Figure 1.3 - La fondation gravitaire (Source : CNDP, https://cpdp.debatpublic.fr/cdpd-eolienmer-pyn/documents-du-porteur-projet.html).....	6
Figure 1.4 - La fondation monopieu (Source : CNDP, https://cpdp.debatpublic.fr/cdpd-eolienmer-pyn/documents-du-porteur-projet.html).....	6
Figure 1.5 - Courbe de chargement d'une fondation superficielle (Frank, 1999).....	7
Figure 1.6 - Mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle : (a) Rupture par cisaillement général ; (b) Rupture par cisaillement local ; (c) Rupture par poinçonnement (Xiao, 2015)	8
Figure 1.7 - Théorie d'équilibre plastique de Prandtl (1920)	13
Figure 1.8 - Théorie d'équilibre plastique d'après Terzaghi (1943).....	14

Chapitre 2

Figure 2.1 - Excentricité positive et négative (Gottardi et Butterfield, 1993)	22
Figure 2.2 - Courbe enveloppe dans le plan H- M (Gottardi et Butterfield, 1993)	22
Figure 2.3 - Fondation chargée excentriquement (Meyerhof, 1953).....	24
Figure 2.4 - Dérivation de la théorie de la capacité portante proposée par Prakash et Saran (1971).....	25
Figure 2.5 - Capacité portante sur un sol cohérent pour différents modèles d'interface sol-fondation (sans surcharge) (Michalowski et You, 1998)	26
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)	27
Figure 2.7 - Solutions numériques pour la capacité portante des fondations chargées de manière excentrique selon (Michalowski et You, 1998)	27
Figure 2.8 - Courbe enveloppe dans le plan V-M (Krabbenhoft et al., 2012)	28
Figure 2.9 - Mécanismes de rupture pour $\varphi = 30^\circ$ avec $e = 0, 0.2, 0.3$ et 0.40 (Krabbenhoft et al., 2012).....	28
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).....	30
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).....	30
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).....	30
Figure 2.13 - Charge inclinée appliquée à une fondation filante rugueuse (Meyerhof, 1953).....	32
Figure 2.14 - Charge ultime Q inclinée-centrée sur une fondation.....	33
Figure 2.15 - Déformation du maillage et le champ de vitesses : (a) maillage déformé d'un sol non pesant avec $\alpha=7.5^\circ$ et $\varphi =45^\circ$, (b) maillage déformé d'un sol non pesant avec $\alpha=22.5^\circ$ et $\varphi =45^\circ$, (c) champs de vitesse d'un sol non pesant avec $\alpha=7.5^\circ$ et $\varphi =45^\circ$ et (d) champs de vitesse d'un sol non pesant avec $\alpha=22.5^\circ$ et $\varphi =45^\circ$ (Hjiaj et al., 2004).....	36
Figure 2.16 - Zones plastifiées : (a) $\alpha=7.5^\circ$ et $\varphi =45^\circ$, (b) $\alpha=22.5^\circ$ et $\varphi =45^\circ$ (Hjiaj et al., 2004)	36

Figure 2.17 - Schéma du modèle étudié par Zheng et al. (2019).....	37
Figure 2. 18 - 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 2.19 - Les enveloppes de rupture dans le plan V-H pour $\varphi=35^\circ$: (a) $D/B = 0.25$, et (b) $D/B = 3$ (Femmam et al., 2022)	39
Figure 2.20 - Facteurs d'inclinaison $i\gamma^*$ pour $\varphi=35^\circ$: (a) $D/B = 0.25$, et (b) $D/B = 3$ (Femmam et al., 2022)	40
Figure 2.21 – Mécanismes de rupture, pour $\varphi=30^\circ$ et $D/B=1$ (Femmam et al., 2022)	40
Figure 2.22 - Convention de signe pour les combinaisons positives et négatives de H et M.....	41
Figure 2.23 - Charge inclinée-excentrée sur une fondation (Meyerhof, 1963)	41
Figure 2.24 - 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)	43
Figure 2.25 - Enveloppe de rupture normalisé dans le plan H–M (Loukidis et al., 2008)	44
Figure 2.26 - Modèle de calcul proposé par Cassidy et al. (2013).....	45
Figure 2.27 - 50 enveloppes de rupture choisies parmi les 1000 simulations réalisées pour un COV= 0.3 (Cassidy et al., 2013).....	46
Figure 2.28 – Enveloppe de rupture dans le plan H-M pour $V=V_{max}=0,50$, $\varphi=30^\circ$ (Krabbenhoft et al., 2014)	47
Figure 2.29 - Courbe enveloppe de rupture dans l'espace V-H-M pour un sable ($\varphi = 30^\circ$) (Pham et al., 2020).....	48
Figure 2.30 - Courbe enveloppe de rupture dans l'espace V-H-M pour l'argile (Pham et al., 2020)	48
Chapitre 3	
Figure 3.1 - Liquéfaction observée près du pont d'Isser et à la rivière de Sebaou, provoquant des fissures liées au mouvement du sol (Mebariki, 2009).....	52
Figure 3.2 - Comportement d'une colonne de sol en champ libre (Bouafia, 2018).....	57
Figure 3.3 - Le schéma de Newmark (1965): (a) bloc rigide positionné sur un substrat mobile et (b) oscillation d'une accélération à forme rectangulaire (Chatzigogos, 2007).....	59
Figure 3.4 - Le schéma de Newmark (1965) : Réponse du bloc en termes de vitesses (Chatzigogos, 2007).....	60
Figure 3.5 - La division du problème d'Interaction Sol-Sstructure (ISS) en deux aspects distincts : l'interaction cinématique (IC) et l'interaction inertielle (II) (Chatzigogos, 2007).....	61
Figure 3.6 - Surfaces de charge selon l'Eurocode 8 (2005) pour : a) sols cohérents et b) sols frottants	65
Figure 3.7 - Facteur de capacité portante N_γ en fonction du facteur d'accélération critique (Sarma et Iossifelis, 1990)	66
Figure 3.8 - Mécanisme de rupture de type « Coulomb » selon Richards et al. (1993)	68
Figure 3.9 - Analyse de Mononobe-Okobe pour $\varphi = 30$, $\delta = \varphi/2$: (a) Inclinaison de la surface de rupture ; (b) Coefficients de pression sismique ; (c) Mécanisme de rupture pour $k_h/(1-k_v) = 0.3$ (Richards et al., 1993)	68
Figure 3.10 - Surfaces de rupture statiques et sismiques proposé par Budhu et Al-Karni (1993)	70
Figure 3.11 – Mécanismes de rupture cinématiques étudiés par Paolucci et Pecker (1997b) : (a) défini par deux paramètres géométriques α et μ (b) défini par quatre paramètres géométriques λ , β , α et μ	71

Figure 3.12 – Mécanismes de rupture étudiés par Soubra (1999) : (a) M1 pour l'analyse statique (b) M2 pour l'analyse sismique.....	72
Figure 3.13 - Facteurs de portance sismique : (a) NcE (b) NqE (c) N γ E (Soubra, 1999).....	73
Figure 3.14 - Comparaison des facteurs de portance sismique : (a) Nc (b) Nq (c) N γ (Kumar et Rao, 2002)	75
Figure 3.15 – Mécanisme de rupture pour différentes valeurs du coefficient horizontal sismique ($\varphi = 45^\circ$) (Kumar et Rao, 2002).....	76
Figure 3.16 - Mécanisme de rupture de type « Coulomb » selon Fishman et al. (2003).....	77
Figure 3.17 - Facteurs de réduction de portance $N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$ en fonction de diverses valeurs de f et n (Fishman et al., 2003)	78
Figure 3.18 - Surfaces de rupture prises en compte dans l'analyse (Choudhury et Subba Rao, 2005).....	79
Figure 3.19 - Comparaison des facteurs de portance sismique avec d'autres méthodes disponibles (Choudhury et Subba Rao, 2005).....	80
Figure 3.20 - Mécanisme de rupture et hodographe de vitesse (Ghosh, 2008)	81
Figure 3.21 – Effet de l'amplification du sol sur $N_{\gamma E}$ (Ghosh, 2008).....	82
Figure 3.22 – Comparaison de $N_{\gamma E}$ avec d'autres résultats (Ghosh, 2008)	82
Figure 3.23 - Maillage adopté dans les analyses numériques et représentation des cas de charge (Pane et al., 2016)	84
Figure 3.24 - Superposition des deux effets inertiels aux facteurs de réduction sismique : (a) e_γ (b) e_q (Pane et al., 2016).....	85
Figure 3.25 - Domaines de Goursat, Riemann et Cauchy du mécanisme plastique de (a) fondation lisse et (b) fondation rugueuse (Cascone et Casablanca, 2016).....	88
Chapter 1 Figure 3.26 - Réseaux de lignes caractéristiques pour le problème $N\gamma E_s$ avec $\varphi = 30^\circ$, $k_h=0-0.5$, $k_v=0$: (a) fondations lisses et (b) fondations rugueuses (Cascone et Casablanca, 2016).....	89
Figure 3.27 - Réseaux de lignes caractéristiques pour le problème $N\gamma E_{ss}$ d'une fondation lisse et (b) contours de déplacement incrémental total obtenus par des analyses EF pour le problème $N\gamma E_{ss}$ d'une fondation rugueuse avec $\varphi = 30^\circ$, $k_{hi} = 0-0.5$, $k_{vi}=0$ (Cascone et Casablanca, 2016)	89
Figure 3.28 - Fondation filante sur sol homogène: (a) géométrie et configuration de charge, (b) mécanisme de rupture, et (c) champ de vitesse (Conti, 2018)	91
Figure 3. 29 - 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)	93
Figure 3.30 - Structure de cisaillement vide sur la table vibrante (Taylor et Crewe, 1996)	97
Figure 3.31 - Bloc de fondation après l'essai: (a) excentricité et rotation de la superstructure chargée (b) rotation de la fondation (Maugeri et al., 2000).....	98
Figure 3.32 - Champ de déplacement sous la fondation issu de la PIV (Knappett et al., 2006)	98
Figure 3.33 - Mécanisme de rupture des semelles filantes à la table vibrante (Knappett et al., 2006).....	99
Figure 3.34 - Disposition du modèle de centrifugeuse d'après Zeybek et Madabhushi (2017).....	100
Figure 3.35 - Photographie du modèle avant l'essai en centrifugeuse (Somma et al., 2022).....	100

Chapitre 4

Figure 4.1 - Surface de rupture.....	108
Figure 4.2 - 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	109

Figure 4.3 - 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)	112
Figure 4.4 - 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.....	114
Figure 4.5 - Géométrie du problème étudié	116
Figure 4.6 - Maillage adaptatif et conditions aux limites avec $\varphi = 40^\circ$, $D/B = 1$, $e/B = 0,25$ et $\alpha = +7,5^\circ$.	116
Figure 4.7 - Techniques numériques de chargement utilisées dans (a) Analyses "Probe" et (b) Analyses "Swipe". U_y désigne le déplacement vertical ; U_x le déplacement horizontal ; R_z le déplacement rotationnel	117
Figure 4.8 - Facteurs d'inclinaison i , pour différentes valeurs de l'angle de frottement φ et de l'angle d'inclinaison α : (a) $\varphi = 35^\circ$ (b) $\varphi = 45^\circ$	118
Figure 4.9 - Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de charge H-M pour $V/V_{max} = 0.5$	118
Figure 4.10 - Capacité portante normalisée pour différentes valeurs de $c_u/\gamma B$, avec $\varphi=35^\circ$ et $D/B=1$	120
Figure 4.11 - V_{cr}/V_{max} en fonction de D/B pour l'enveloppe de rupture V-H.....	120
Figure 4.12 - V_{cr}/V_{max} en fonction de D/B pour l'enveloppe de rupture V-M.....	121
Figure 4.13 - Comparaison de V_{cr}/V_{max} entre l'équations proposées et les solutions numériques calculées pour le sable recouvrant de l'argile homogène : (a) V-H (b) V-M	121
Figure 4.14 - Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement V-H et effet de κ : (a) $\varphi=35^\circ$ (b) $\varphi=45^\circ$	123
Figure 4.15 - Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement V-H et effet de D/B : (a) $\varphi=35^\circ$ (b) $\varphi=45^\circ$	123
Figure 4.16 - Capacité portante normalisée en fonction de $\tan\alpha$ pour différentes valeurs de D/B et φ pour $\kappa = 2,5$: (a) $\varphi = 35^\circ$ et (b) $\varphi=45^\circ$	124
Figure 4.17 - Variation de V_{cr}/V_{max} dans le plan de chargement V-H pour $\varphi = 40^\circ$	124
Figure 4.18 - Comparaison de V_{cr}/V_{max} entre l'équation proposée et les résultats numériques obtenus dans le plan de chargement V-H.....	125
Figure 4.19 - Effet de la non-homogénéité κ sur les enveloppes de rupture normalisées dans le plan V-M : (a) $\varphi=35^\circ$ (b) $\varphi=45^\circ$	126
Figure 4.20 - Effet de l'épaisseur de la couche de sable D/B sur les enveloppes de rupture normalisées dans le plan V-M : (a) $\varphi=35^\circ$ (b) $\varphi=45^\circ$	126
Figure 4.21 - Capacité portante normalisée en fonction de e/B pour différentes valeurs de κ et φ , pour $D/B=0.5$: (a) $\varphi=35^\circ$ (b) $\varphi=45^\circ$	127
Figure 4.22 - Variation de V_{cr}/V_{max} dans le plan de chargement V-M pour $\varphi = 40^\circ$	127
Figure 4.23 - Comparaison de V_{cr}/V_{max} entre l'équation proposée et les résultats numériques obtenus dans le plan de chargement V-M	128
Figure 4.24 - Mécanismes de rupture avec $\varphi = 35^\circ$, $D/B = 1$: effet de κ , α et e/B	129
Figure 4.25 - Mécanismes de rupture avec $\varphi = 35^\circ$, $D/B = 1$ et $\alpha = 0^\circ$: effet de κ et e/B	129
Figure 4.26 - Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement H-M pour $D/B=1$ et $\varphi=35^\circ$: (a) $\kappa = 0$ à $V/V_{s,max} = 0.20, 0.30$ et 0.4 (b) $\kappa = 5$ à $V/V_{s,max} = 0.30, 0.40$ et 0.5 (c) $\kappa = 25$ à $V/V_{s,max} = 0.40$ et 0.5	131

Figure 4.27 - Enveloppe de rupture dans l'espace $V-H-M$ pour $\varphi = 35^\circ$: (a) Sable (b) $\kappa = 0$ et $D/B = 1$ (c) $\kappa=5$ et $D/B = 1$ (d) $\kappa = 25$ et $D/B = 1$ 132

Chapitre 5

Figure 5.1 - Présentation du modèle étudié 139

Figure 5.2 - Conditions de chargement considérées dans les analyses 139

Figure 5.3 - Courbes charge-déplacement, ainsi les valeurs de N_γ pour les semelles rugueuses et lisses..... 141

Figure 5.4 - Facteur de portance statique N_γ pour les fondations rugueuses et lisses..... 142

Figure 5.5 - Facteur de portance sismique $NqEs$: (a) effet de l'accélération sismique horizontale et (b) de l'accélération sismique verticale pour $\varphi=35^\circ$ 143

Figure 5.6 - Facteur de portance sismique $N\gamma Es$ pour des semelles rugueuses et lisses : (a) effet de l'accélération sismique horizontale et (b) de l'accélération sismique verticale pour $\varphi=35^\circ$ 144

Figure 5.7 - Coefficients correcteurs pour tenir compte de l'effet de l'inertie du sol pour $k_v=0$: (a) $eqEs$, (b) $e\gamma Es$ 146

Figure 5.8 - Effet de k_v sur les coefficients correcteurs dus à l'effet d'inertie du sol et comparaison avec Cascone et Casablanca (2016) pour $\varphi=35^\circ$: (a) $eqEs$, (b) $e\gamma Es$ pour des fondations rugueuses et (c) $e\gamma Es$ pour des fondations lisses..... 147

Figure 5.9 - Mécanismes de rupture pour le problème $NqEs$ pour $\varphi = 35^\circ$, $k_h=0-0.5$, $k_v=0$ 148

Figure 5.10 – Mécanismes de rupture pour le problème $N\gamma Es$ pour $\varphi = 35^\circ$, $k_h=0-0.5$, $k_v=0$: (a) rugueuses et (b) lisses..... 148

Figure 5.11 - Influence de l'inertie horizontale de la superstructure sur les facteurs de portance sismique : (a) $NcEss$, (b) $NqEss$, (c) $N\gamma Ess$ pour les fondations rugueuses et (d) $N\gamma Ess$ pour les fondations lisses. 150

Figure 5.12 - Effet de la force d'inertie verticale de la superstructure sur les facteurs de portance sismique ($\varphi = 35^\circ$) : (a) $NcEss$, (b) $NqEss$, (c) $N\gamma Ess$ pour les fondations rugueuses et (d) $N\gamma Ess$ pour les fondations lisses 152

Figure 5.13 - Coefficients correcteurs pour tenir compte de l'effet de l'inertie de la superstructure pour $k_v=0$: (a) $ecEss$, (b) $eqEss$, (c) $e\gamma Ess$ pour les fondations rugueuses et (d) $e\gamma Ess$ pour les fondations lisses... 153

Figure 5.14 - Effet de k_{vi} sur les coefficients correcteurs dus à l'effet d'inertie de la superstructure et comparaison avec Cascone et Casablanca (2016) pour $\varphi=35^\circ$: (a) $ecEss$, (b) $eqEss$, (c) $e\gamma Ess$ pour des fondations rugueuses et (d) $e\gamma Ess$ pour des fondations lisses..... 154

Figure 5.15 - Mécanismes de rupture pour le problème : (a) $NcEss$ (b) $NqEss$ pour $\varphi = 35^\circ$, $k_h = 0-0.5$, $k_v = 0$ 154

Figure 5.16 - Mécanismes de rupture pour le problème $N\gamma Ess$ pour $\varphi = 35^\circ$, $k_h = 0-0.5$, $k_v = 0$: (a) rugueuses et (b) lisses..... 155

Figure 5.17 - Superposition des effets d'inertie du sol et de la superstructure pour $\varphi = 35^\circ$: (a) $eqEs$, (b) $e\gamma Es$ pour des fondations rugueuses et (c) $e\gamma Es$ pour des fondations lisses 156

Figure 5.18 - Effet d'inertie du sol : comparaison avec les résultats de la littérature. 157

Figure 5.19 - Effet d'inertie de la superstructure : comparaison avec les résultats de la littérature..... 158

Figure 5.20 - Effets combinés de l'inertie du sol et de la superstructure ($k_h = k_{hi}$) : comparaison avec les résultats de la littérature. 160

Liste des Tableaux

Chapitre 1

Tableau 1.1 - Récapitulatif des facteurs de portance N_γ , N_c , et N_q	15
Tableau 1.2 - Récapitulatif des facteurs de forme.....	16
Tableau 1.3 - Récapitulatif des facteurs de profondeur.....	17

Chapitre 2

Tableau 2.1 - Limites des courbes enveloppes obtenues par différents chercheurs.....	23
Tableau 2.2 - Les valeurs de a et k	26

Chapitre 3

Tableau 3.1 - Valeurs numériques des paramètres utilisés dans l'équation (3.13).....	65
Tableau 3.2 – Coefficient de l'équations (3.50) et (3.51).....	87
Tableau 3.3 – Coefficient de l'équations (3.52) et (3.53).....	87
Tableau 3.4 – Coefficients de réduction pour la capacité portante sismique de fondations superficielles sur une couche homogène de sol cohérent-frottant et de sol purement cohérent (Conti, 2018).....	92
Tableau 3.5 – Études théoriques sur la capacité portante sismique.....	95
Tableau 3.6 – Etudes expérimentales sur la capacité portante sismique.....	101

Chapitre 5

Tableau 5.1 -Programme des séries d'analyses numériques.....	140
Tableau 5.2 - Facteurs de portance statique N_c et N_q pour les fondations rugueuses et lisses.....	141
Tableau 5.3 - Facteur de portance sismique N_qEs	143
Tableau 5.4 - Facteur de portance sismique $N_\gamma Es$ pour semelles rugueuses.....	145
Tableau 5.5 - Facteur de portance sismique $N_\gamma Es$ pour semelles lisses.....	145
Tableau 5.6 - Facteur de portance sismique N_cEss	150
Tableau 5.7 - Facteur de portance sismique N_qEss	150
Tableau 5.8 - Facteur de portance sismique $N_\gamma Ess$ pour semelles rugueuses.....	151
Tableau 5.9 - Facteur de portance sismique $N_\gamma Ess$ pour semelles lisses.....	151

Introduction générale

Dans le vaste domaine de la construction civile et de l'ingénierie, les fondations constituent la pierre angulaire de tout édifice ou infrastructure. Elles assurent non seulement la stabilité des structures, mais jouent également un rôle déterminant pour leur sécurité, leur durée de vie, ainsi que leur efficacité opérationnelle. Les fondations ne sont pas simplement posées sur le sol ; elles interagissent avec lui. Cette interaction est influencée par une myriade de facteurs. Parmi eux, les conditions environnementales, telles que les variations climatiques, le niveau d'humidité, ou les mouvements tectoniques, sont essentielles. De plus, les charges, qu'elles soient statiques ou dynamiques, induisent des contraintes variées sur ces fondations. Tous ces éléments convergent pour définir la capacité portante d'une fondation et son comportement dans le temps et l'espace. Au cœur de cette vaste catégorisation des fondations se trouvent les fondations superficielles. Ces dernières se distinguent par le fait qu'elles transmettent les charges des structures vers les couches supérieures du sol, souvent situées à proximité immédiate de la surface terrestre.

Le but ultime de cette thèse est d'apporter un éclairage inédit et détaillé sur les fondations superficielles. Le terme "capacité portante" revêt ici une importance toute particulière. Il renvoie à la capacité de la fondation à supporter et distribuer les charges sans faillir ni provoquer d'effondrement ou de déformation inacceptable du sol sous-jacent. Pour parvenir à une compréhension optimale de cette notion, il est essentiel d'examiner les différentes sortes de fondations superficielles existantes. Chacune de ces variantes possède ses propres spécificités, avantages et limites. De même, l'évaluation de la capacité portante nécessite des méthodologies précises. Au fil des décennies, de nombreuses théories ont vu le jour, chacune tentant d'offrir une perspective plus précise ou adaptée à certaines conditions. Enfin, un pan significatif de cette recherche se concentre sur le comportement des fondations superficielles dans des contextes spécifiques. Par exemple, comment réagissent-elles face à des charges combinées, où plusieurs types de forces agissent simultanément ? Qu'en est-il lors d'événements sismiques, où la terre elle-même est en mouvement ?

Le premier chapitre offre une introduction aux généralités sur la capacité portante des fondations superficielles. Il explore différents types de fondations, leurs méthodes d'évaluation, ainsi que les comportements face aux conditions de rupture. Le chapitre met l'accent sur les diverses approches théoriques et empiriques utilisées pour déterminer la capacité portante de ces fondations.

Le second chapitre se consacre au comportement des fondations superficielles sous des charges combinées. Il s'intéresse à l'influence de la géotechnique sur ces fondations, notamment les courbes enveloppes de rupture et comment les différentes charges affectent leur capacité portante. Le chapitre se conclut en mettant en lumière l'importance de la prise en compte des divers facteurs affectant la capacité portante pour assurer la sécurité des structures.

Le troisième chapitre se penche sur le comportement des fondations superficielles en contexte sismique. Il fournit une exploration historique, mettant en évidence les approches et les méthodes qui ont été développées au fil des ans pour étudier ce comportement particulier. Le chapitre éclaire également les défis associés à la conception parasismique des fondations et propose des solutions pour y répondre.

Le quatrième chapitre présente une contribution à l'analyse numérique des enveloppes de rupture des semelles filantes sur sable recouvrant de l'argile sous chargement combiné. Il aborde la complexité et les spécificités liées à ces fondations lorsqu'elles sont établies sur un sol à deux couches avec une nature hétérogène. Cette section souligne l'importance des modèles numériques modernes pour obtenir des résultats précis et pertinents.

Le cinquième chapitre se focalise sur l'étude élastoplastique de la capacité portante sismique des semelles filantes. Il introduit des recherches et des modèles numériques avancés pour étudier l'impact de diverses conditions, notamment l'effet de l'inertie du sol et de la superstructure, l'inclinaison de la charge et les variations dans la composition du sol. Le chapitre insiste sur l'importance de comprendre en profondeur ces mécanismes afin d'améliorer la conception et la performance des fondations face aux charges sismiques.

En conclusion, cette thèse vise à offrir une contribution significative à la compréhension des fondations superficielles, combinant des approches théoriques et numériques pour offrir des insights précieux aux ingénieurs et chercheurs. Les résultats et les analyses présentés ici ne se contentent pas de refléter les connaissances actuelles, mais aspirent également à guider les futures recherches et applications dans ce domaine essentiel de l'ingénierie civile.

Alors que nous continuons à bâtir des structures toujours plus grandes, complexes et innovantes, la nécessité de comprendre et d'optimiser les fondations qui les soutiennent ne fera qu'augmenter. Cette thèse représente une étape vers la réalisation de cet impératif.

Chapitre 1

Généralités sur la capacité portante des fondations superficielles

1.1 Introduction

Les fondations superficielles, également connues sous le nom de fondations peu profondes, sont un type de fondation qui transfère les charges des structures à la couche très proche de la surface de la terre, à une profondeur inférieure à la largeur de la fondation elle-même. Il existe plusieurs types de fondations superficielles, notamment les fondations filantes, les semelles isolées et les radiers.

Le choix d'utiliser une fondation superficielle dépend de plusieurs facteurs, dont la nature du sol, la charge de la structure, le niveau de la nappe phréatique, et les contraintes environnementales et financières. Les fondations superficielles sont généralement plus économiques et plus rapides à construire que les fondations profondes et les fondations spéciales, mais elles ne sont pas appropriées pour tous les types de sols ou de charges de construction.

Ce chapitre se propose d'introduire les concepts fondamentaux associés à la capacité portante des fondations superficielles. Il explore en profondeur le domaine complexe des fondations superficielles, mettant en lumière leur importance essentiel dans le domaine de la construction. Il se penche sur les variétés de fondations, allant des types classiques aux spécificités des fondations offshore pour les structures maritimes. Tout en explorant les mécanismes fondamentaux influençant le comportement des fondations et les conditions de rupture, ce chapitre aborde également les diverses méthodes d'évaluation de leur capacité portante, qu'elles soient basées sur l'équilibre limite, l'analyse numérique ou encore des approches empiriques. Finalement, il offre une perspective sur les théories pionnières et actuelles relatives à la portance, mettant en avant les contributions notables de figures emblématiques telles que Prandtl, Terzagui et Meyerhof. L'importance de la capacité portante ne peut être sous-estimée. Une conception inadéquate de la fondation peut entraîner des dégâts catastrophiques, non seulement de la fondation elle-même, mais aussi de la structure qu'elle supporte. D'où l'importance de bien comprendre ce concept fondamental en génie civil.

1.2 Types de fondations superficielles

1.2.1 Fondations superficielles classiques

Les types de fondations superficielles traditionnelles les plus couramment utilisés sont des semelles de différentes formes qui sont généralement adaptées à la structure de la construction à réaliser (Figure 1.1). On distingue :

- ✓ **Les semelles filantes** soutiennent une ligne de charges, soit dues à un mur porteur, soit à une rangée de colonnes. ($L/B > 10$) ;
- ✓ **Les semelles isolées** sont utilisées pour soutenir les poteaux individuels et sont donc idéales pour les bâtiments où les charges sont portées par les colonnes, généralement carré ou circulaire ($B/L = 1$) ou circulaire de diamètre D ;
- ✓ **Les radiers ou dallages** sont utilisés lorsque les charges sont réparties sur une grande surface (largeur et longueur important), comme dans le cas des bâtiments à plusieurs étages.

1.2.2 Fondations offshores

Les fondations offshores sont une composante essentielle des structures offshore, telles que les plates formes pétrolières et gazières, les éoliennes offshore, et d'autres structures marines. Leur but est de fournir un support stable pour ces structures dans l'environnement marin souvent difficile et variable.

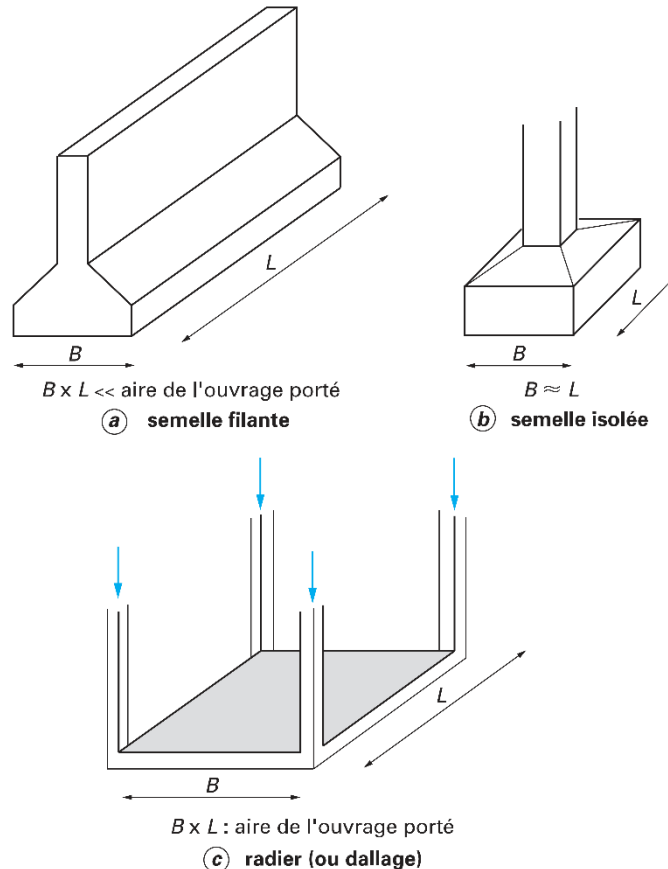


Figure 1.1 - Types de fondations superficielles classiques (Frank, 1999)

Les fondations offshore doivent résister à diverses charges et conditions environnementales, notamment les vagues, les courants, le vent, les séismes et les charges de la structure elle-même. Il existe plusieurs types de fondations offshore, parmi lesquels :

- ✓ **Fondations à pieds fixes (jackets foundations) :** Il s'agit d'une structure tridimensionnelle en acier qui repose sur le fond marin et est généralement utilisée pour les eaux peu profondes à modérément profondes. La structure est fixée au fond marin à l'aide de piles qui sont enfoncées dans le sol (Figure 1.2).
- ✓ **Fondations à gravité :** Ces fondations sont utilisées lorsque le sol marin est assez fort pour supporter la structure. Elles reposent sur le poids de la structure et le poids supplémentaire du béton ou d'autres matériaux pour maintenir la structure en place (Figure 1.3).
- ✓ **Fondations monopieux :** Elles sont largement utilisées pour les éoliennes offshore. Un grand poteau, ou "monopieu", est enfoncé dans le sol marin pour soutenir la structure (Figure 1.4).

La conception de la fondation offshore est une tâche d'ingénierie complexe qui doit prendre en compte de nombreux facteurs, dont la profondeur de l'eau, le type de sol, les conditions météorologiques et océaniques, et les charges attendues de la structure.

1.3 Comportement des fondations superficielles et conditions de rupture

Considérons une fondation filante de largeur B , située à une profondeur D , subissant une charge verticale centrée pour comprendre le comportement d'une fondation superficielle. Lorsque la charge Q est appliquée de façon quasi-statique, la Figure 1.5 illustre la relation entre le tassement s et cette

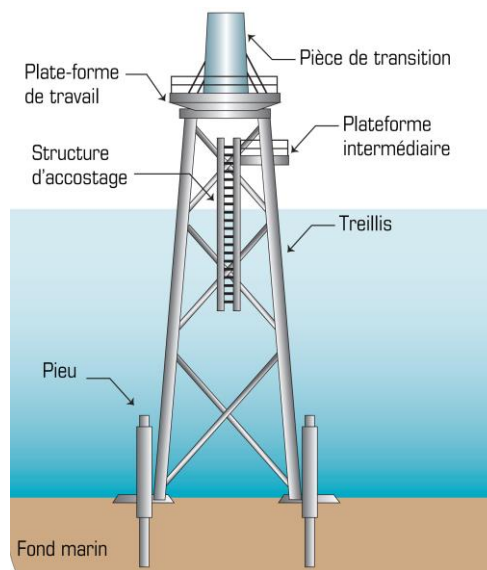


Figure 1.2 - Fondation en structures métalliques ou « Jacket » (Source : CNDP, <https://cpdp.debatpublic.fr/cdpd-eolienmer-pyn/documents-du-porteur-projet.html>)

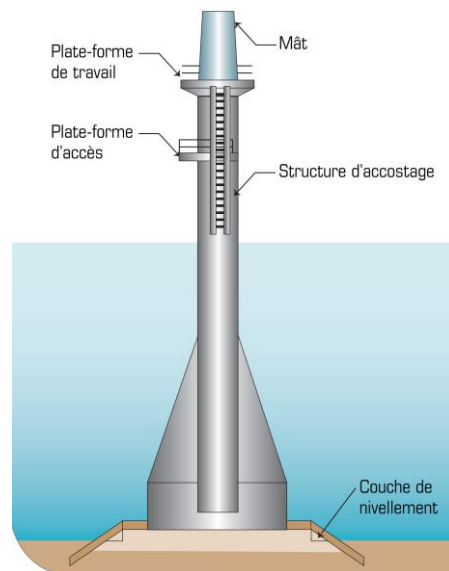


Figure 1.3 - La fondation gravitaire (Source : CNDP, <https://cpdp.debatpublic.fr/cdp-eolienmer-pyn/documents-du-porteur-projet.html>)

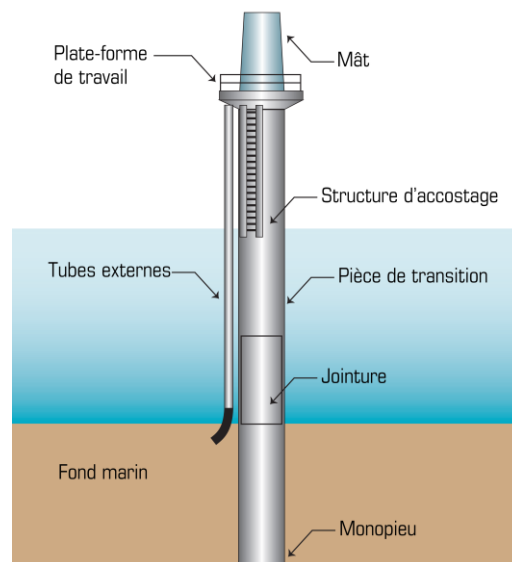


Figure 1.4 - La fondation monopieu (Source : CNDP, <https://cpdp.debatpublic.fr/cdp-eolienmer-pyn/documents-du-porteur-projet.html>)

charge. Initialement, la courbe montre une progression presque linéaire, indiquant que le tassement varie directement avec la charge. Toutefois, au-delà d'une certaine charge Q_d , cette linéarité est rompue car le sol commence à présenter des zones plastifiées qui s'étendent sous la fondation. Finalement, à la charge Q_u , un tassement significatif se manifeste puisque le sol atteint sa capacité limite de support. La charge Q_u est définie comme la charge maximale avant la rupture du sol (Frank, 1999).

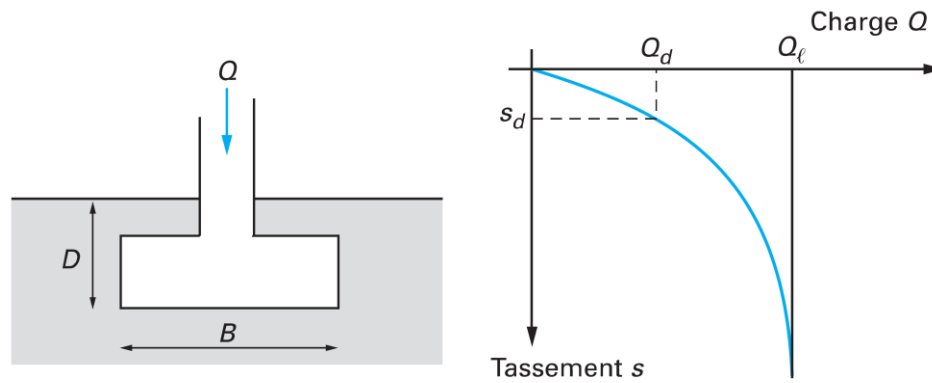


Figure 1.5 - Courbe de chargement d'une fondation superficielle (Frank, 1999)

Le mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle est un processus complexe qui dépend de nombreux facteurs, y compris le type de sol, la charge appliquée, la forme et la profondeur de la fondation, et bien d'autres. Cependant, une théorie classique pour expliquer ce phénomène a été proposée par Terzaghi (1943), souvent appelée la théorie de la capacité portante. Selon cette théorie, trois modes de rupture peuvent se produire sous une fondation chargée comme la montre dans la Figure 1.6 :

- ✓ Rupture par cisaillement généralisé (ou rupture générale) : C'est le mode de rupture le plus couramment observé pour les sols sableux et d'autres types de sols non cohérents. Il se caractérise par une surface de rupture qui s'étend loin sous la fondation et se propage vers l'extérieur à la surface du sol (Figure 1.6a).
- ✓ Rupture par cisaillement local : Ce mode de rupture est typique des sols cohésifs non consolidés. Dans ce cas, la surface de rupture est plus localisée autour de la fondation. (Figure 1.6b).
- ✓ Rupture par poinçonnement : Ce mode de rupture est généralement observé dans les sols cohésifs fortement consolidés. La déformation se produit principalement directement sous la fondation, de manière similaire à un "poinçonnement" à travers le sol. (Figure 1.6c).

Il est important de noter que ces modes de rupture sont idéalisés, et le mécanisme réel peut être plus complexe et impliquer des combinaisons de ces modes. En outre, d'autres facteurs tels que l'érosion du sol, la consolidation, la dégradation du sol, l'interaction sol-structure, etc., peuvent également jouer un rôle dans la rupture des fondations. C'est pourquoi les géotechniciens utilisent une variété de méthodes d'essai de sol et d'outils d'analyse pour comprendre le comportement du sol et concevoir des fondations sûres et efficaces.

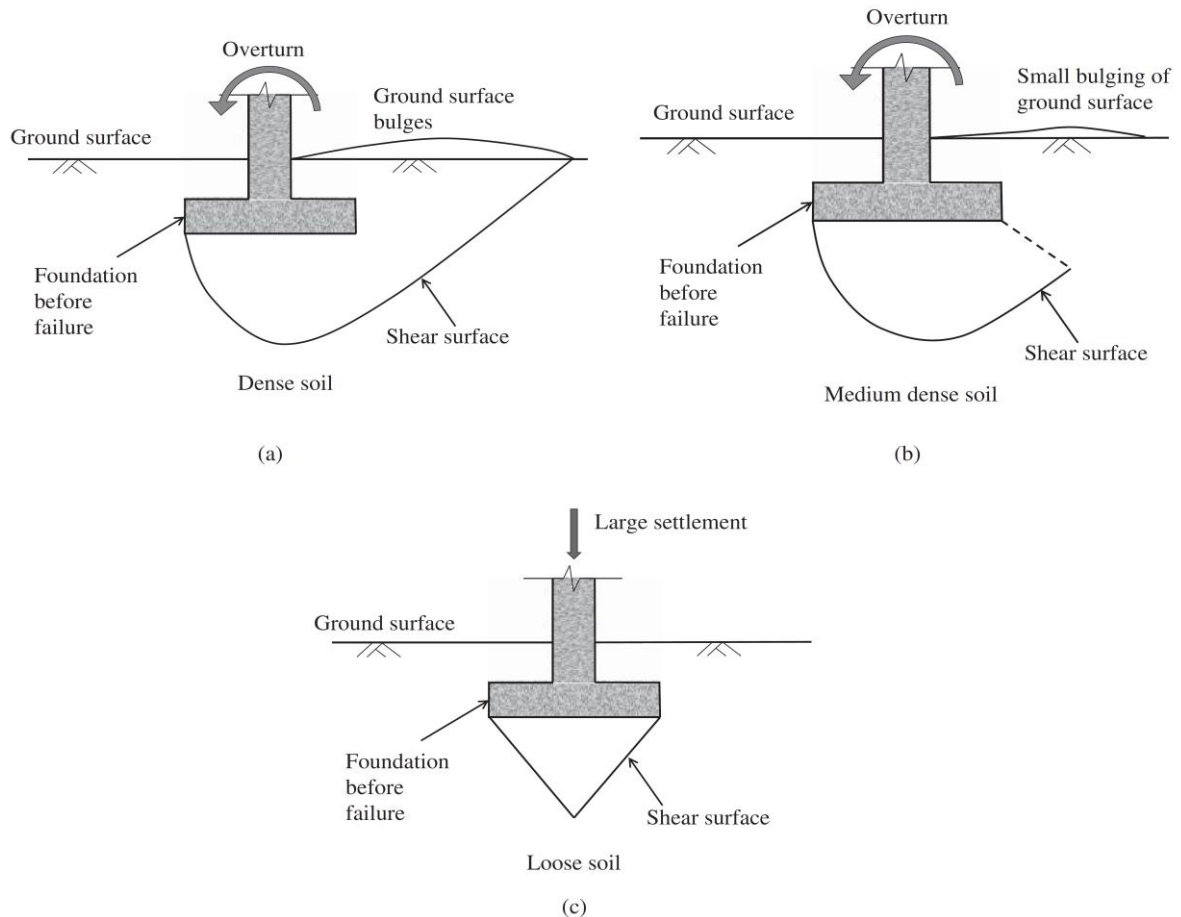


Figure 1.6 - Mécanisme de rupture du sol sous une fondation superficielle : (a) Rupture par cisaillement général ; (b) Rupture par cisaillement local ; (c) Rupture par poinçonnement (Xiao, 2015)

1.4 Méthodes d'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles est une partie importante de la conception des fondations en génie civil. Plusieurs méthodes ont été proposées pour calculer cette capacité, chacune avec ses propres hypothèses et limitations. Actuellement, l'évaluation des fondations peut être réalisée en utilisant l'une des quatre méthodes couramment employées :

1.4.1 Méthode d'équilibre limite

L'analyse d'équilibre limite s'appuie sur des fondamentaux de la mécanique des matériaux et des structures, des principes qui étaient déjà en usage en génie civil bien avant l'émergence des concepts de plasticité et d'élasticité. La méthode d'équilibre limite est couramment utilisée pour estimer la capacité portante ultime des fondations superficielles (Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951). L'idée de base est de supposer que le sol sous la fondation est sur le point de se rompre, et de résoudre les équations d'équilibre pour déterminer la charge maximale que la fondation peut supporter sans causer de rupture du sol. Les étapes générales de la méthode d'équilibre limite pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles :

- ✓ **Définir la géométrie de la rupture :** La première étape consiste à définir une surface de rupture hypothétique dans le sol sous la fondation. Plusieurs formes de surface de rupture peuvent être envisagées, y compris les surfaces planes, circulaires ou logarithmiques spirales. La forme exacte de la surface de rupture dépend du type de sol, de la géométrie de la fondation et des conditions de charge.
- ✓ **Diviser le sol en tranches :** Une fois la surface de rupture définie, le sol est divisé en tranches verticales. Chaque tranche est supposée être en équilibre indépendant.
- ✓ **Analyser l'équilibre de chaque tranche :** Pour chaque tranche de sol, les forces agissant sur la tranche sont calculées, y compris le poids de la tranche, la cohésion du sol le long de la surface de rupture, et les forces de frottement le long des côtés de la tranche. Ensuite, les équations d'équilibre (équilibre des forces horizontales, équilibre des forces verticales, et équilibre des moments par rapport au point de pivotement) sont résolues pour déterminer la charge ultime que la tranche peut supporter.
- ✓ **Sommer les charges ultimes de toutes les tranches :** La capacité portante ultime de la fondation est obtenue en sommant les charges ultimes de toutes les tranches.

Ces étapes sont répétées pour différentes surfaces de rupture hypothétiques et différentes positions du point de pivotement, et la capacité portante ultime est prise comme la plus petite des capacités portantes calculées. Il est important de noter que la méthode d'équilibre limite est une méthode théorique qui repose sur plusieurs hypothèses simplificatrices. Par conséquent, les résultats doivent être utilisés avec prudence et validés par des essais de terrain ou de laboratoire si possible.

1.4.2 Méthode d'analyse limite

La méthode d'analyse limite est une approche largement utilisée pour estimer la capacité portante ultime des fondations superficielles. L'analyse limite par la méthode des bornes inférieures et supérieures est une approche très précise. C'est une technique d'optimisation qui cherche à obtenir des limites supérieure et inférieure pour la capacité portante.

- ✓ **Méthode de la borne inférieure :** Cette méthode est aussi connue comme la méthode d'équilibre statique. On suppose un mécanisme de déformation pour le sol (c'est-à-dire, une certaine forme de la surface de rupture), et on détermine si ce mécanisme peut rester en équilibre sous les forces internes de résistance du sol (cohésion et frottement) et les charges externes. Si l'équilibre peut être maintenu, alors la charge appliquée est une borne inférieure de la capacité portante. En testant différents mécanismes de déformation, on peut trouver la plus grande borne inférieure, ce qui donne une estimation de la capacité portante.

- ✓ **Méthode de la borne supérieure** : Cette méthode est aussi appelée la méthode du travail virtuel ou du travail plastique. Ici, on suppose un certain mode de déplacement pour le sol et on calcule le travail réalisé par les charges appliquées et par les forces internes de résistance du sol. Si le travail des charges est supérieur au travail des forces de résistance, alors la charge est une borne supérieure de la capacité portante. En testant différents modes de déplacement, on peut trouver la plus petite borne supérieure, ce qui donne également une estimation de la capacité portante.

Si les estimations obtenues par les méthodes des bornes inférieure et supérieure sont proches, cela donne confiance en l'exactitude de l'estimation de la capacité portante. Sinon, cela indique qu'il peut être nécessaire d'affiner le modèle de comportement du sol ou les hypothèses sur les mécanismes de déformation et de déplacement. Le sujet est bien traité dans les travaux de Chen (1975), Salençon (1977) et de Chen et Liu (2012)

1.4.3 Méthode des lignes de glissement (Méthode des caractéristiques)

La méthode des lignes de glissement est une technique utilisée pour estimer la capacité portante des fondations superficielles. Elle est également connue sous le nom de méthode des caractéristiques. Cette méthode est un peu plus complexe, mais elle est également plus précise.

Dans cette méthode, on suppose une certaine forme de la surface de rupture dans le sol sous la charge appliquée, ces surfaces de rupture sont généralement représentées par des lignes de glissement. Cependant, au lieu de diviser le sol en tranches, la méthode des lignes de glissement divise le sol en une série de blocs ou d'éléments.

Pour chaque élément, les forces internes de résistance du sol et les charges externes appliquées sont prises en compte. Les forces internes de résistance du sol sont déterminées en fonction des caractéristiques du sol, comme sa cohésion, son angle de frottement interne, et sa densité. Les charges externes incluent le poids du sol au-dessus de la surface de rupture, ainsi que toutes les charges appliquées à la surface du sol (Prandtl, 1920; Salençon, 1976).

En utilisant ces forces, la méthode des caractéristiques calcule les déplacements potentiels de chaque élément du sol. Si ces déplacements sont compatibles avec l'hypothèse de la forme de la surface de rupture, alors cette forme est considérée comme plausible. La capacité portante est ensuite calculée en fonction de cette surface de rupture.

Une des forces de la méthode des caractéristiques est qu'elle peut être utilisée pour analyser des problèmes de capacité portante complexes, où les charges appliquées, les conditions de sol, ou la forme de la fondation sont irrégulières. Cependant, cette méthode peut être plus difficile à mettre en œuvre que d'autres méthodes d'analyse d'équilibre limite, en raison de la nécessité de résoudre un

grand nombre d'équations simultanément. Par conséquent, elle est généralement utilisée avec l'aide de logiciels.

1.4.4 Les méthodes numériques

Les méthodes numériques jouent un rôle important dans l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles, offrant une flexibilité et une précision qui ne peuvent pas toujours être obtenues avec les méthodes analytiques traditionnelles. Deux des méthodes numériques les plus couramment utilisées en géotechnique sont la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des différences finis (MDF).

- ✓ **Méthode des éléments finis (MEF) :** Cette méthode est particulièrement efficace pour résoudre des problèmes de capacité portante impliquant des géométries complexes, des conditions de chargement complexes, ou des comportements de sol non linéaires. La MEF divise le domaine du sol en une série de petits éléments interconnectés. En appliquant les équations d'équilibre et les relations contrainte-déformation à chaque élément, un système d'équations est obtenu qui peut être résolu pour déterminer les déplacements et les contraintes dans le sol. La capacité portante peut ensuite être déterminée à partir des contraintes obtenues (Loukidis *et al.*, 2008; Loukidis et Salgado, 2009; Bouaicha et Mabrouki, 2022).
- ✓ **Méthode des différences finis (MDF) :** Cette méthode est particulièrement utile pour modéliser le comportement de sols granulaires, où l'interaction entre les particules individuelles joue un rôle important. Dans la MDF, le sol est modélisé comme un ensemble de particules discrètes qui interagissent les unes avec les autres par des forces de contact. En résolvant les équations de mouvement pour chaque particule, on peut déterminer le comportement global du sol et estimer la capacité portante (Frydman et Burd, 1997; Mabrouki *et al.*, 2010; Bouaicha *et al.*, 2018).

Chacune de ces méthodes a ses avantages et ses inconvénients, et le choix de la méthode à utiliser dépend des conditions spécifiques du problème à résoudre. Il est à noter que ces méthodes numériques nécessitent une connaissance approfondie des propriétés du sol et des conditions de chargement, ainsi qu'une certaine expertise dans l'utilisation des logiciels de simulation numérique. En outre, elles sont généralement plus coûteuses en termes de temps de calcul que les méthodes analytiques. Cependant, elles peuvent fournir une représentation plus réaliste du comportement du sol et une estimation plus précise de la capacité portante.

1.4.5 Méthodes empiriques ou semi-empiriques :

Ces méthodes sont basées sur des données expérimentales obtenues à partir d'essais de terrain ou de laboratoire. "Les premiers essais de charge sur des fondations effectués sur des terrains in situ ont été conduits par Ménard (1963). L'objectif principal de ces essais était de mettre en place les premières directives de calcul en utilisant les paramètres obtenus à partir de l'essai pressiométrique, comme l'a discuté par Ménard (1967).

L'essai de pénétration au cône (CPT) est un essai de terrain couramment utilisé pour estimer la capacité portante des sols sableux. Les résultats du CPT sont utilisés pour calculer un indice de résistance à la pénétration, qui est ensuite utilisé dans des relations empiriques pour estimer la capacité portante. De même, l'essai de plaque de chargement est un autre essai de terrain couramment utilisé pour estimer directement la capacité portante. Dans cet essai, une plaque de chargement est pressée contre le sol et la charge nécessaire pour provoquer une déformation spécifiée est mesurée.

1.5 Théories de calcul de la portance des fondations superficielles

Il existe plusieurs théories et méthodes pour le calcul de la capacité portante (ou portance) des fondations superficielles. Les plus courantes sont :

1.5.1 Théorie de Prandtl

La théorie de Prandtl (1920) est une théorie fondamentale dans le domaine de la mécanique des sols et a été formulée par Ludwig Prandtl en 1920. Elle a été initialement développée pour analyser la résistance au cisaillement des métaux mais a ensuite été appliquée à la mécanique des sols et à la capacité portante des fondations. La contribution majeure a été la formulation du concept de la "ligne de glissement" ou la "surface de cisaillement" qui est la surface sur laquelle le sol cède et glisse sous une charge appliquée. Prandtl (1920) a utilisé une approche de mécanique des milieux continus pour décrire le comportement du sol. La solution de Prandtl (1920) pour la capacité portante d'une fondation superficielle repose sur les hypothèses suivantes :

- ✓ Le sol est homogène, isotrope et parfaitement plastique, c'est-à-dire qu'il ne se remet pas en place après le retrait de la charge ;
- ✓ La charge appliquée est uniformément répartie sur la fondation ;
- ✓ Le poids du sol est négligé (c'est-à-dire que la rupture est dominée par la cohésion du sol et non par son poids) ;
- ✓ La fondation est rigide et ne se déforme pas sous la charge.

La représentation visuelle de la zone de rupture proposée par Prandtl (1920) pour une fondation filante est présentée dans la Figure 1.7. Celle-ci se compose de trois régions, dont la zone I, une zone conique

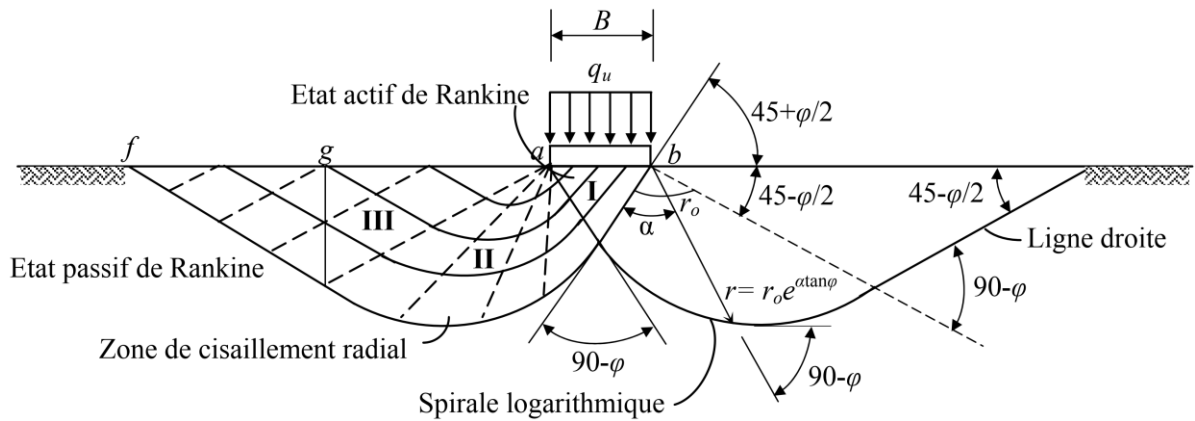


Figure 1.7 - Théorie d'équilibre plastique de Prandtl (1920)

en cisaillement, qui se déplace vers le bas, également appelée la zone active de Rankine (1857), La zone II est une région plastique, ses courbes limites prennent la forme d'une spirale logarithmique (connue sous le nom de zone de cisaillement radial) et enfin, la zone III est poussée vers le haut et vers l'extérieur par une pression passive (c'est ce qu'on appelle la zone passive de Rankine (1857)). Prandtl (1920) a fourni 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.

$$K_P = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (1.2)$$

1.5.2 Théorie de Terzaghi

C'est la première et la plus simple des théories de capacité portante. Elle suppose que le sol est homogène, isotrope, semi-infini, et que la charge appliquée est uniforme et centrée. Elle donne une formule pour la capacité portante ultime basée sur les paramètres du sol : la cohésion, l'angle de frottement interne et le poids volumique du sol. Terzaghi (1943) a développé sa théorie en supposant que la rupture du sol sous une fondation superficielle est dû à la rupture par cisaillement. Pour comprendre cette théorie, il faut d'abord comprendre comment le sol se déforme sous l'action de charges appliquées. Terzaghi (1943) a proposé un mécanisme de rupture dans lequel le sol se déforme selon une surface de rupture définie, qui a la forme d'un prisme ou d'un cône sous la fondation.

La formule de Terzaghi (1943) pour la capacité portante ultime est dérivée en considérant l'équilibre de forces sur le volume de sol défini par cette surface de rupture. Cela conduit à la formule suivante :

:

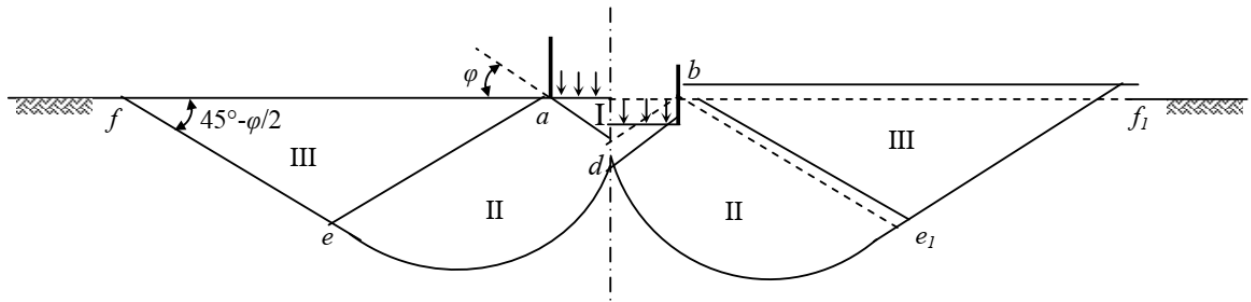


Figure 1.8 - Théorie d'équilibre plastique d'après Terzaghi (1943)

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

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 1.8 illustre le mécanisme de rupture proposé par Terzaghi (1943) pour le cas d'une fondation rugueuse. Ce mécanisme de rupture comprend plusieurs zones distinctes, chacune caractérisée par un comportement différent du sol :

- ✓ **Zone I** : C'est la zone située directement sous la fondation, où les contraintes sont les plus élevées. Cette zone est considérée comme une zone de cisaillement pur, où les contraintes principales supérieures sont verticales.
- ✓ **Zone II** : Ce sont les zones de cisaillement radial situées de chaque côté de la zone I. Les limites de ces zones sont définies par des lignes qui forment des angles de $45 + \phi/2$ (où ϕ est l'angle de frottement interne du sol) avec l'horizontale à partir des bords de la fondation. À l'intérieur de ces zones, le sol est soumis à un cisaillement et se déplace vers l'extérieur et vers le bas.
- ✓ **Zone III** : Ce sont les zones situées au-delà des zones de cisaillement radial. Dans ces zones, le sol est considéré comme étant dans un état de contrainte passive, c'est-à-dire qu'il résiste à l'expansion due au mouvement du sol dans les zones de cisaillement radial. Les contraintes dans ces zones sont plus faibles qu'au-dessous de la fondation et dans les zones de cisaillement radial.

1.5.3 Théorie de Meyerhof

Meyerhof (1963), a élaboré le calcul de la capacité portante des semelles filantes en se basant sur la formule générale de Terzaghi (1943) établie dans l'équation (1.3). Cette formule intègre les coefficients définis par Prandtl (1920) pour N_c , Reissner (1924) pour N_q , et Meyerhof (1961) lui-

même pour N_γ . Il est important de noter que ces coefficients n'incluent pas la résistance au cisaillement du sol situé au-dessus de la base de la fondation.

Meyerhof (1963) a considéré non seulement la rupture du sol sous la charge de la fondation, mais aussi le mode de rupture, que ce soit une rupture localisée ou une rupture par poinçonnement. Il a également pris en compte l'influence de la profondeur de la fondation, de l'inclinaison de la charge et de l'orientation de la charge. Selon la théorie de Meyerhof, la capacité portante ultime q_u d'une fondation superficielle peut être calculée comme suit :

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

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.

Cela fournit une estimation plus précise de la capacité portante en considérant plus de facteurs que la théorie de Terzaghi (1943). Cependant, il convient de noter que la théorie de Meyerhof (1963) est également basée sur des hypothèses simplificatrices et peut ne pas être exacte dans tous les cas réels. Plusieurs chercheurs ont proposé des facteurs de capacité portante ainsi que des facteurs de forme et de profondeur pour estimer la capacité portante des fondations dans les conditions mentionnées ci-dessus. Ces facteurs sont résumés 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)	$N_\gamma = 0.01 e^{0.25\varphi}$
Meyerhof (1963)	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi)$
Krizek (1965)	$N_\gamma = \frac{6\varphi}{40 - \varphi}$
Hansen (1970)	$N_\gamma = 1.5 N_c (\tan \varphi)^2$
Vesic (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)	<p>Pour : $\varphi = 0^\circ : s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$ $s_q = s_\gamma = 1$ Pour : $\varphi \geq 10^\circ : s_c = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)^2$ $s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)^2$</p>
De Beer (1970) et Vesić (1975)	<p>$s_c = 1 + \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \left(\frac{B}{L} \right)$ Utiliser N_c et N_q données par Meyerhof (1963) $s_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \varphi$ $s_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$</p>
Michalowski (1997)	<p>$s_c = 1 + (1.8(\tan \varphi)^2 + 0.1) \left(\frac{B}{L} \right)^{0.5}$ $s_q = 1 + 1.9(\tan \varphi)^2 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.5}$ $s_\gamma = 1 + (0.6(\tan \varphi)^2 - 0.25) \left(\frac{B}{L} \right)$ ($\varphi \leq 30^\circ$) $s_\gamma = 1 + (1.3(\tan \varphi)^2 - 0.5) \left(\frac{L}{B} \right)^{1.5} e^{-\left(\frac{L}{B}\right)}$ ($\varphi > 30^\circ$)</p>

Tableau 1.3 - Récapitulatif des facteurs de profondeur

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

1.6 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons exploré en profondeur l'univers des fondations superficielles. Nous avons commencé par une introduction générale mettant en lumière l'importance de ce domaine pour la stabilité et la durabilité des structures. Nous avons distingué les types de fondations superficielles, notamment les fondations classiques et les fondations offshore, chacune avec ses spécificités et ses domaines d'application. La compréhension du comportement des fondations et les conditions de rupture sont importantes, car elles déterminent la manière dont une fondation réagit sous des charges.

Dans notre quête de maîtriser cette capacité portante, nous avons étudié diverses méthodes d'évaluation, allant des méthodes traditionnelles, telles que l'équilibre limite, à des approches plus modernes, comme les méthodes numériques. Ces méthodes, bien que différentes dans leur application, cherchent toutes à estimer la capacité portante de manière précise pour garantir la sécurité. De plus, les méthodes empiriques et semi-empiriques, basées sur des observations pratiques, enrichissent notre arsenal d'outils d'évaluation.

Enfin, les théories de Prandtl (1921), Terzaghi (1943) et Meyerhof (1963) ont été examinées. Ces piliers de la géotechnique ont jeté les bases de notre compréhension actuelle de la capacité portante et continuent d'influencer la recherche et la pratique dans ce domaine. Alors que les fondations superficielles continuent d'être un élément essentiel dans la conception des structures, une compréhension approfondie de leur capacité portante demeure fondamentale pour les ingénieurs et les chercheurs.

Chapitre 2

Comportement des fondations superficielles sous chargement combiné

2.1 Introduction

Dans le domaine de la géotechnique, les fondations superficielles jouent un rôle fondamental pour soutenir les structures et dissiper les charges au sol environnant. Toutefois, alors que la conception classique de ces fondations est souvent basée sur l'assumption de charges verticales centrées, il est fréquent, en pratique, que les fondations soient soumises à des charges plus complexes, combinées ou non uniformément réparties. Ces chargements peuvent résulter de diverses conditions, allant des configurations architecturales uniques aux forces environnementales comme le vent ou les séismes. Ainsi, il devient impératif de comprendre comment ces charges affectent la performance des fondations.

Ce chapitre se consacre à décomposer et à analyser ces phénomènes. Nous débuterons par une immersion dans la théorie des courbes enveloppes de rupture, qui jette les bases de notre compréhension du sujet. Par la suite, nous examinerons en détail l'effet des charges excentrées, inclinées-centrées et enfin, de la combinaison des deux, sur la capacité portante des fondations. Chacun de ces scénarios présente ses propres défis et implications, et notre exploration vise à offrir une compréhension approfondie pour guider efficacement la conception et l'analyse des fondations superficielles dans ces situations.

2.2 Théorie des courbes enveloppes de rupture

Les courbes enveloppes de rupture, également appelées enveloppes de capacité portante, sont des outils analytiques qui permettent aux ingénieurs de prédire le comportement des fondations sous divers types de charges. Ces enveloppes sont généralement obtenues à partir de modèles théoriques, numériques, et d'essais sur modèles réduits en laboratoire ou d'essais en place.

En représentant graphiquement les relations entre les différentes composantes de charge et les déplacements ou déformations correspondants, ces courbes enveloppes fournissent une image visuelle de la capacité d'une fondation à résister à différentes combinaisons de charges. De plus, elles permettent d'identifier les combinaisons de charges qui peuvent provoquer une rupture, ce qui est essentiel pour garantir la sécurité et la fiabilité des structures.

Le développement des courbes enveloppes de rupture des fondations superficielles a suivi un parcours de découverte scientifique et d'innovation technique, depuis la formulation des principes de base jusqu'aux techniques de modélisation les plus avancées que nous utilisons aujourd'hui.

Au début, les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations étaient basées sur des formules empiriques, souvent développées à partir d'essais de charge sur le terrain. Cependant, ces méthodes n'ont pas permis une compréhension claire de l'interaction complexe entre la structure de la fondation et le sol sous-jacent. Avec le temps, les chercheurs ont commencé à développer des théories plus sophistiquées pour expliquer le comportement des fondations superficielles. Ces théories, comme celles proposées par Terzaghi (1943) et Meyerhof (1963), ont commencé à prendre en compte les effets de la forme et de la profondeur de la fondation, ainsi que le type de sol, sur la capacité portante. Par la suite, avec l'avènement de l'informatique, il a été possible de développer des modèles numériques pour simuler le comportement des fondations superficielles. Ces modèles ont permis de tracer des courbes enveloppes de rupture plus précises, qui peuvent prendre en compte une plus grande variété de facteurs. Aujourd'hui, l'évolution continue avec le développement de techniques plus avancées, comme l'analyse par éléments finis et la modélisation du comportement non linéaire du sol. Ces techniques permettent de tracer des courbes enveloppes de rupture qui peuvent prendre en compte des phénomènes complexes, comme la déformation plastique du sol et l'effet de la séquence de chargement. Dans l'ensemble, l'évolution des courbes enveloppes de rupture des fondations superficielles reflète l'évolution de notre compréhension du comportement des fondations et de notre capacité à prédire ce comportement de manière précise et fiable.

Les premières études à avoir abordé le sujet des courbes enveloppes, et par la même occasion à avoir introduit ce concept, sont celles menées par Roscoe et Schofield (1956). Près de deux décennies se sont écoulées avant que Butterfield et Ticof (1979), reprennent ce concept et suggèrent l'idée d'utiliser des diagrammes d'interaction pour remplacer les méthodes traditionnelles d'évaluation de la capacité

portante basées sur les facteurs portance. Jusqu'à ce moment-là, bien que les méthodes utilisant des facteurs de capacité portante esquisaient effectivement des courbes enveloppes, aucune n'avait été expérimentalement analysée pour des chargements combinés. Sur la base de nombreux essais effectués sur une fondation circulaire de petite taille sous un chargement contrôlé, Butterfield et Ticof (1979) ont tracé une ellipse dans le plan $H-M$ à un V constant. En associant cette ellipse à la parabole décrite dans les plans $V-M$ et $V-H$, ils ont suggéré une surface en trois dimensions illustrant la limite de rupture en termes de capacité portante du sol pour les fondations superficielles situées sur du sable (Martin, 1994).

Plus tard, plusieurs chercheurs ont examiné et validé l'hypothèse des courbes enveloppes (Georgiadis et Butterfield, 1988) et ceux de (Nova et Montrasio, 1991). Des études ultérieures ont révélé que les fondations telles que le spudcan et les fondations superficielles sur terrains argileux partageaient des caractéristiques très similaires en ce qui concerne la forme de la courbe enveloppe, comme l'ont illustré (Houlsby et Martin, 1992). Ces derniers ont également démontré que leur formulation était plus précise en comparaison avec les courbes enveloppes déduites des équations de Hansen (1970) et Vesic (1975). Les équations avancées par Gottardi et Butterfield (1993) (Éq. 2.1) s'appliquent aux sables, où B représente la largeur de la fondation. D'autre part, les équations présentées par Martin (1994) (Éq. 2.2) sont destinées aux argiles, où R symbolise le rayon de la semelle circulaire. Dans ces équations, V_0 désigne la charge verticale maximale supportable.

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

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

Gottardi et Butterfield (1993), ont souligné que l'excentricité, qu'elle soit positive ou négative, influence la capacité portante du sol. Ils ont constaté que lorsque l'excentricité est « négative », la capacité portante du sol est plus élevée comme illustré à la Figure 2.1. Dans une configuration d'excentricité négative, les déplacements les plus prononcés se manifestent directement sous la fondation et non en dehors de ses limites. Ainsi, pour des déplacements d'une même amplitude, la configuration avec une excentricité négative nécessitera l'application de forces plus importantes, comme le démontre Ukritchon *et al.* (1998). Ceci conduit à une inclinaison de l'ellipse qui délimite la capacité portante du sol dans le plan $H-M$ (Figure 2.2). Meyerhof (1953) avait déjà identifié cette problématique, mais n'avait pas fourni d'indications sur la manière de l'aborder dans son approche. De même, les méthodes proposées par Hansen (1970) et Vesic (1975).

Le Tableau 2.1 illustre les limites des courbes enveloppes issues des premières études cherchant à établir les enveloppes de rupture.

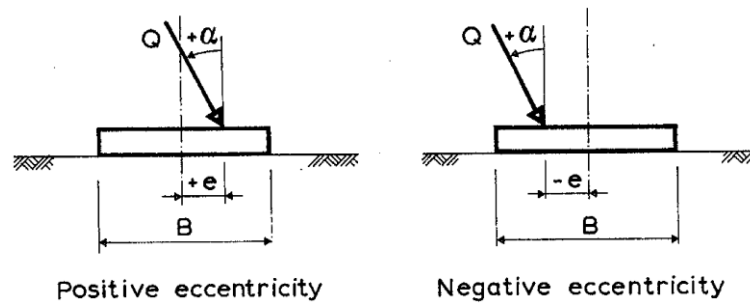


Figure 2.1 - Excentricité positive et négative (Gottardi et Butterfield, 1993)

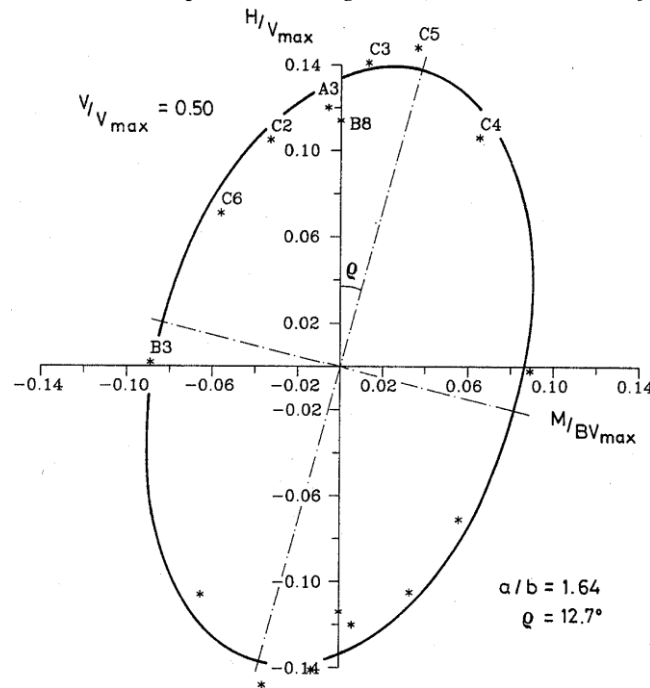


Figure 2.2 - Courbe enveloppe dans le plan H- M (Gottardi et Butterfield, 1993)

2.3 Influence de la charge excentrée sur la capacité portante

Dans certains cas, la charge sur la fondation peut être excentrée, c'est-à-dire qu'elle n'est pas appliquée uniformément sur toute la surface de la fondation. Ceci peut provoquer un moment de basculement, qui peut également être étudié à l'aide d'une courbe enveloppe de rupture.

Dans la pratique, les semelles rigides sont souvent soumises à un chargement vertical excentrique. Sur la base des résultats des modèles expérimentales sur des sols sableux et argileux, Meyerhof (1953) a rapporté l'effet de la charge verticale excentrique sur la capacité portante ultime des fondations. Il a introduit le concept de la largeur effective de la fondation, $B' = B - 2e$, où e est la longueur d'excentricité qui est la longueur du point de charge au centre de la fondation. La formule de la largeur effective utilisant B' est souvent appliquée lors de la conception des fondations.

L'effet de la charge verticale excentrique sur la capacité portante ultime a été étudié par plusieurs chercheurs en utilisant des analyses numériques et des études expérimentales. Georgiadis et Butterfield (1988), Gottardi et Butterfield (1993), Loukidis *et al.* (2008), Loukidis et Salgado (2009),

Tableau 2.1 - Limites des courbes enveloppes obtenues par différents 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	$H = As_u$

Krabbenhoft *et al.* (2012), Tang *et al.* (2014) et Pham *et al.* (2019) ont utilisé des analyses numériques pour calculer la capacité portante ultime face à la charge verticale excentrique sur un sol sableux.

Au cours des dernières années, Rao *et al.* (2015), Shen *et al.* (2016), Khitas *et al.* (2017) et Pham *et al.* (2019) ont rapporté l'effet de la charge verticale excentrique sur la capacité portante ultime sur un sol argileux. Les résultats numériques montrent que la capacité portante ultime était significativement modifiée par l'augmentation de la longueur d'excentricité e . Les mêmes résultats ont également été obtenus dans des études expérimentales menés par Meyerhof (1953), Prakash et Saran (1971), Zadroga (1994) et Okamura *et al.* (2002). Bien que de nombreux travaux aient été effectués pour étudier la capacité portante ultime face à la charge verticale excentrique, ils ont été menés indépendamment dans des conditions limitées pour le comportement du sol et le frottement à la base de la fondation. Par conséquent, une compréhension globale à la fois de la formule de la capacité portante ultime et de l'enveloppe de rupture dans les plans de charge verticale et de charge de moment n'a pas encore été établie.

Dans les systèmes sol-fondation, la capacité portante de la fondation dépend de la condition de frottement entre la fondation et le sol. Bien qu'elle dépende du matériau de la fondation, tel que le bois, l'acier ou le béton, elle a été modélisée sous l'une des deux conditions extrêmes, à savoir parfaitement rugueuse ou parfaitement lisse. Tang *et al.* (2014) et Rao *et al.* (2015) ont étudié la capacité portante ultime des fondations soumises à une charge excentrique en utilisant un élément d'interface. Ils ont constaté que l'application d'un élément d'interface est efficace pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation rigide et le mécanisme de rupture de la fondation.

De plus, la plupart des études précédentes sur les sols argileux, comme celles de Bransby (2001), Gourvenec (2008) et Khitas *et al.* (2017), ont considéré une interface entièrement liée entre la fondation et le sol, capable de transmettre une traction complète. Cependant, l'occurrence d'une contrainte de traction dans le sol n'était pas réelle. Certaines littératures sont disponibles sur les fondations rigides sous des charges verticales excentriques avec une interface à sans traction. Salençon et Pecker (1995) ont rapporté la capacité portante ultime d'une fondation superficielle sous une charge excentrique avec une interface sans traction sur un sol uniforme, basée sur la méthode d'analyse limite. Récemment, Rao *et al.* (2015) et Shen *et al.* (2016) ont étudié la capacité portante ultime non drainée d'une fondation chargée excentriquement avec une interface sans traction par la

méthode des éléments finis. Leurs conclusions soulèvent la question de l'effet de la contrainte de traction sol-fondation sur la capacité portante ultime et le mécanisme de rupture en présence d'une charge excentrique.

Dans la section ci-dessous, nous avons présenté avec un plus de détail quelques travaux de recherche du comportement des fondations superficielles sous un chargement excentré.

Meyerhof (1953) a introduit le concept de la largeur effective pour les fondations soumises à une charge excentrée. En raison d'une charge excentrée, la fondation se penche vers le côté de l'excentricité et la pression de contact sous la fondation ne reste pas uniforme. Ainsi, pour une fondation superficielle horizontale de largeur B et de profondeur D portant une charge verticale Q avec une excentricité e sur la base, comme illustré dans la Figure 2.3, la capacité portante ultime q peut s'exprimer comme suit :

$$q_u = CN_c + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma \quad (2.3)$$

Où :

B' : Largeur effective de la fondation = $B - 2e$

Prakash et Saran (1971) ont proposé une formulation mathématique complète pour estimer la capacité portante ultime d'une fondation filante rugueuse sous une charge excentrée. La surface de rupture supposée dans un sol ($c-\phi$) sous une fondation continue soumise à une charge avec une excentricité e est montrée à la Figure 2.4a. La largeur de contact de la fondation avec le sol est égale à BxI (Figure 2.4b).

Selon cette théorie, pour une fondation filante, la capacité portante ultime peut être exprimée comme suit :

$$q_u = \frac{Q_u}{(B \times 1)} = cN_{c(e)} + \gamma D_f N_{q(e)} + \frac{1}{2}\gamma B N_{\gamma(e)} \quad (2.4)$$

Où : $N_{c(e)}$, $N_{q(e)}$, $N_{\gamma(e)}$ sont les facteurs de capacité portante pour une fondation filante chargée de manière excentrée. Les facteurs de capacité portante sont des fonctions de e/B , ϕ et du facteur de

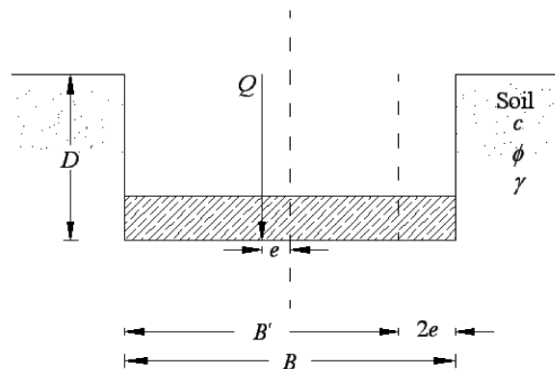


Figure 2.3 - Fondation chargée excentriquement (Meyerhof, 1953)

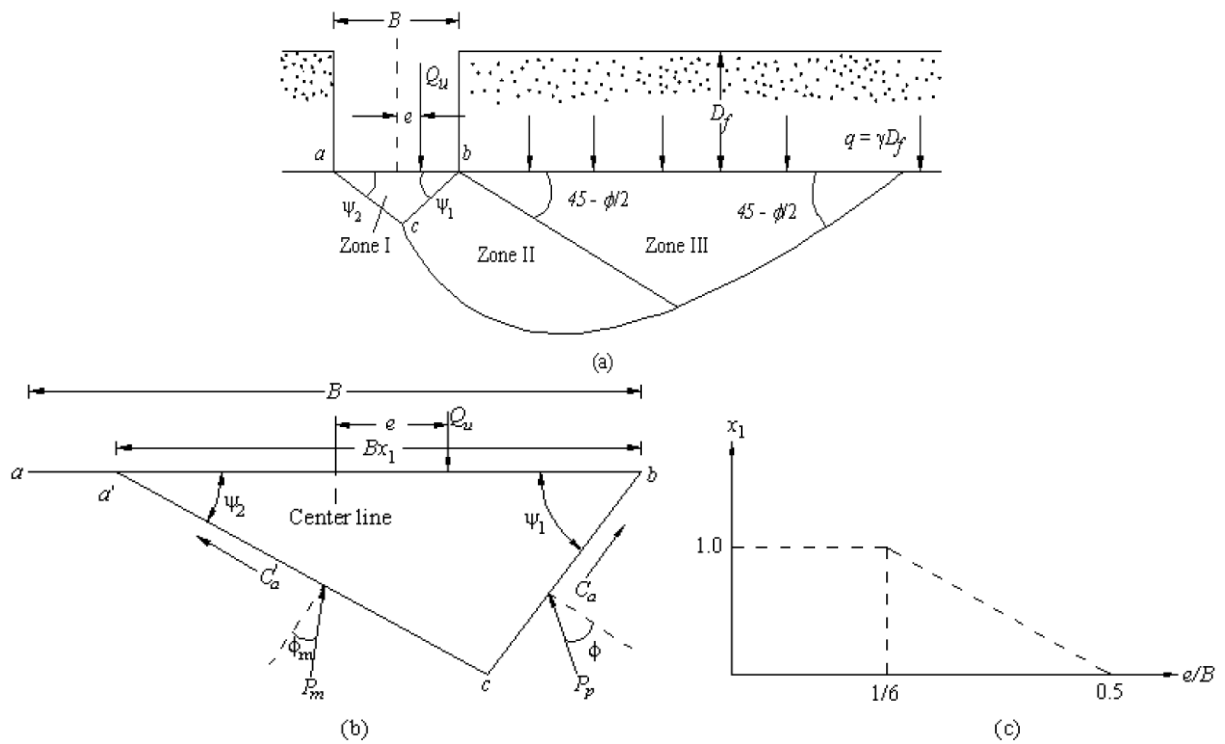


Figure 2.4 - Dérivation de la théorie de la capacité portante proposée par Prakash et Saran (1971)

contact de la fondation x_1 . La variation de x_1 avec e/B est illustrée à la Figure 2.4c. Les facteurs de capacité portante sont présentés sous forme des abaques pour différentes valeurs de e/B et ϕ .

Purkayastha et Char (1977) ont réalisé une analyse de stabilité d'une fondation filante chargée de manière excentrique sur le sable en utilisant la méthode des tranches proposée par Janbu (1957). Sur la base de cette analyse, ils ont proposé que :

$$R_k = 1 - \frac{q_{u(\text{excentrée})}}{q_{u(\text{centrée})}} \quad (2.5)$$

Où R_k = facteur de réduction ; $q_{u(\text{excentrée})}$ = capacité portante ultime des fondations filantes chargées de manière excentrique ; $q_{u(\text{centrée})}$ = capacité portante ultime des fondations filantes chargées de manière centrale. L'ampleur de R_k peut être exprimée comme suit :

$$R_k = a \left(\frac{e}{B} \right)^k \quad (2.6)$$

Où a et k sont des fonctions de D_f/B . En combinant les équations (2.5) et (2.6) :

$$q_{u(\text{excentrée})} = q_{u(\text{centrée})}(1 - R_k) = R_k = q_{u(\text{centrée})} \left(1 - a \left(\frac{e}{B} \right)^k \right) \quad (2.7)$$

Où :

$$q_{u(\text{centrée})} = qN_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma d_\gamma \quad (c = 0) \quad (2.8)$$

Les valeurs de a et k sont présentées dans le Tableau 2.3 pour différentes valeurs de D_f/B .

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

D'après leur analyse, ils ont constaté que la largeur de la fondation et l'angle de frottement n'ont aucune influence sur le facteur de réduction.

Michalowski et You (1998) ont présenté la capacité portante des fondations chargées de manière excentrique en utilisant l'approche cinématique de l'analyse limite. Ils ont constaté que la méthode de la largeur effective donnée par Meyerhof (1953) conduit à la même capacité portante que la solution d'analyse limite pour une fondation lisse, et qu'elle sous-estime la capacité portante des fondations sur des sols purement cohérents avec des interfaces sol-fondation rugueuses ou lisses comme le montre la Figure 2.5. La règle de la largeur effective sous-estime significativement la capacité portante pour les argiles ($\varphi \approx 0$) uniquement lorsque la fondation est liée au sol et que l'excentricité est relativement grande ($e/B > 0.25$) (Figure 2.5).

Pour les sols cohérents-frottants, cette sous-estimation diminue avec une augmentation de l'angle de frottement. La règle de la largeur effective donne des estimations très raisonnables de la capacité portante des fondations chargées de manière excentrique sur des sols cohérents ou cohérents-frottants lorsque l'interface sol-fondation n'est pas liée, et pour tout type d'interface lorsque l'excentricité est petite ($e/B < 0,1$) comme le montre la Figure 2.6.

La règle de la largeur effective surestime également la capacité portante pour les sols purement frottants lorsque la surcharge est relativement petite. Pour les sols sans cohésion, cependant, la règle de la largeur effective peut surestimer la meilleure limite supérieure et cette surestimation augmente avec l'augmentation de l'excentricité (Figure 2.7).

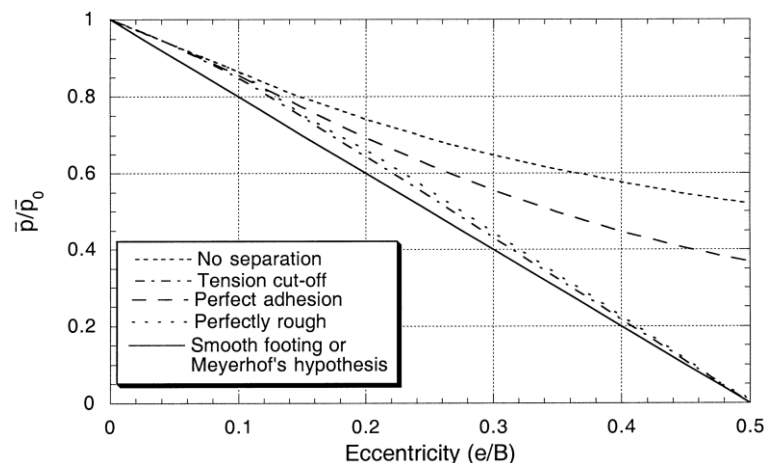


Figure 2.5 - Capacité portante sur un sol cohérent pour différents modèles d'interface sol-fondation (sans surcharge) (Michalowski et You, 1998)

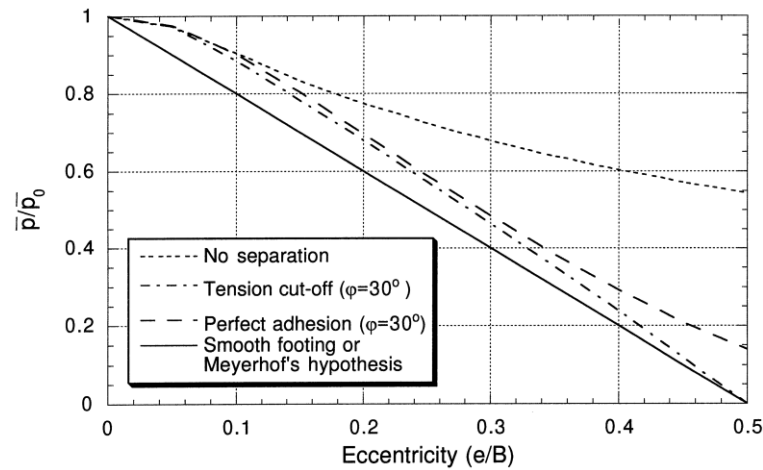


Figure 2.6 - Capacité portante sur un sol cohérents-frottants pour différents modèles d'interface sol-fondation (milieu non pesant et sans surcharge) (Michalowski et You, 1998)

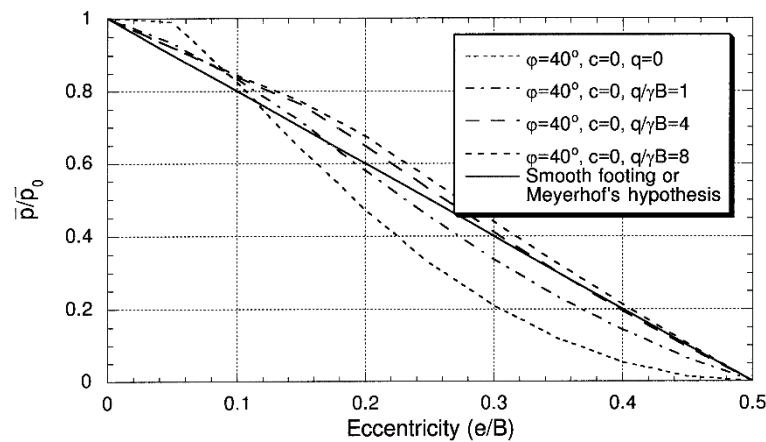


Figure 2.7 - Solutions numériques pour la capacité portante des fondations chargées de manière excentrique selon (Michalowski et You, 1998)

Krabbenhoft et al. (2012) ont utilisé la limite inférieure de l'analyse limite basés sur la méthode des éléments finis pour établir la capacité portante d'une fondation filante soumise à une charge verticale excentrique sur un sol frottant, avec des surcharges variables. Ils ont traité le sol comme étant parfaitement plastique, respectant le critère de rupture de Mohr–Coulomb. Les résultats ont été représentés sous forme de tableaux et graphiques illustrant la capacité portante en rapport avec l'excentricité et la surcharge. Des diagrammes d'interaction normalisés ont également été générés dans le plan V - M .

La Figure 2.8 montre l'enveloppe de rupture dans le plan V - M pour les valeurs de la limite inférieure de $\varphi = 30^\circ$ et des ratios de surcharge = 0, 0.25, 0.50, et 1.00. On peut voir qu'en comparaison avec Gottardi et Butterfield (1993), les valeurs de la limite inférieure sont conservatrices et une raison possible de cette divergence peut être que les résultats rapportés par Gottardi et Butterfield (1993) sont basés sur des essais à modèles réduits à 1g, dans lesquels l'angle de frottement est fortement influencé par la contrainte appliquée, entraînant des capacités portantes relativement importantes à

grandes excentricités. Aussi, on peut voir que la valeur maximale de M/BV_{max} augmente avec l'augmentation du ratio de surcharge, le point maximum se déplaçant vers la droite, indiquant le moment maximal étant mobilisé à une charge verticale plus élevée. Cette observation est conforme aux conclusions de Gourvenec *et al.* (2008).

Dans la Figure 2.9, les mécanismes de rupture pour des excentricités égales 0, 0.2, 0.3 et 0.4 sont montrés pour un angle de frottement $\varphi = 30^\circ$ et un ratio de surcharge = 1. On peut observer que plus

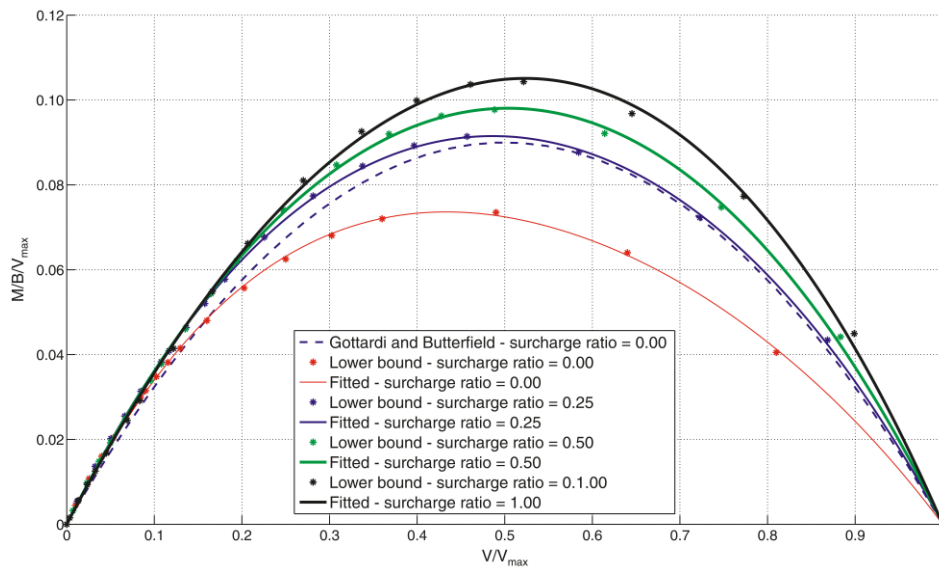


Figure 2.8 - Courbe enveloppe dans le plan V-M (Krabbenhoft *et al.*, 2012)

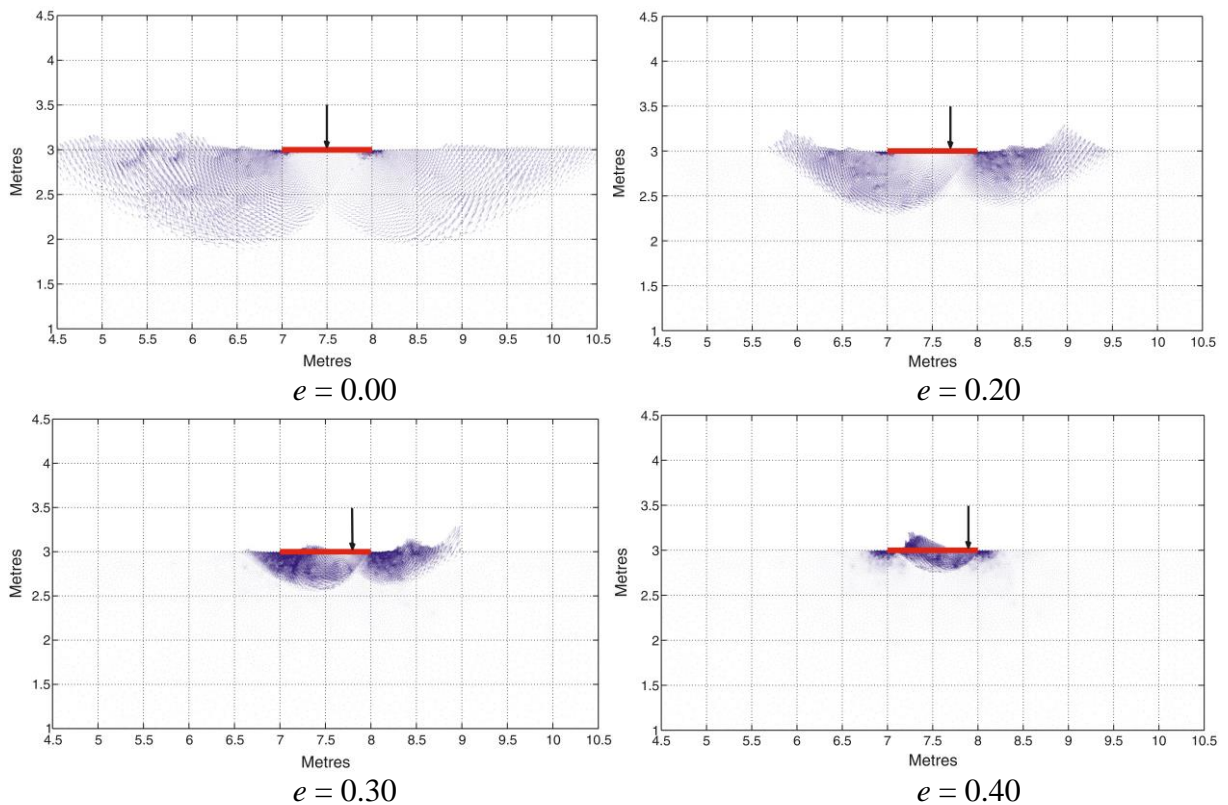


Figure 2.9 - Mécanismes de rupture pour $\varphi = 30^\circ$ avec $e = 0, 0.2, 0.3$ et 0.40 (Krabbenhoft *et al.*, 2012)

l'excentricité est grande, plus la partie du mécanisme de rupture qui se développe sous la partie non chargée de la fondation est importante, et cela confirme le fait que la contribution de la surcharge à la capacité portante totale diminue avec l'augmentation de l'excentricité.

Krabbenhoft *et al.* (2012) ont montré que pour des excentricités plus petites, la conception selon l'Eurocode 7 (2005) et d'autres méthodes similaires fournit des capacités portantes qui, bien que légèrement plus petites, sont en bon accord avec les valeurs de la limite inférieure. Cependant, pour des excentricités plus grandes $e/B > 0,25-0,30$, en fonction de l'angle de frottement et du taux de surcharge, les valeurs de la limite inférieure sont inférieures à celles de l'Eurocode 7 (2005), et considérablement inférieures aux capacités portantes suggérées à la fois par Prakash et Saran (1971) et Purkayastha et Char (1977). Pour le cas sans surcharge, les résultats sont très proches avec ceux obtenus par la méthode de la largeur effective.

Pham *et al.* (2019) ont présenté une étude numérique qui se concentre sur la capacité portante ultime d'une fondation filante sous une charge excentrique placée sur deux types de sol : le sol sableux et le sol argileux, en utilisant la méthode des éléments finis. Pour le sol sableux, l'étude a été intégrée un nouvel élément d'interface au sein du système fondation-sol pour évaluer avec précision l'interaction entre la fondation et le sol, ce qui a un impact significatif sur le mécanisme de rupture. Dans le cas du sol argileux, la procédure d'analyse a été améliorée en incluant une analyse de traction-nulle. La méthode des éléments finis a été étendue dans ce travail pour calculer non seulement la capacité portante ultime, mais aussi la distribution des contraintes normales et tangentielles le long de la base de la fondation.

Dans le cas d'un sable, La Figure 2.10 montre l'enveloppe de rupture dans le plan $V-M$ pour une augmentation de l'excentricité e . Il est intéressant de noter que l'enveloppe de rupture dans le plan $V-M$ est également obtenue de manière unique pour l'angle de frottement interne du sol. Pour la condition rugueuse, le M_{max} atteint environ $0,0807 BV_{ult}$ à une excentricité normalisée d'environ $e/B = 0,165$. De même, Loukidis *et al.* (2008) ont rapporté que le M_{max} atteignait $0,078 BV_{ult}$, tandis que Tang *et al.* (2014) ont rapporté qu'il atteignait $0,076 BV_{ult}$ à e/B d'environ $1/6$. De plus, Georgiadis et Butterfield (1988), Gottardi et Butterfield (1993) et Okamura *et al.* (2002) ont effectué des essais et ont conclu que la valeur de M_{max} était dans la plage de $0,075 BV_{ul}$ à $0,1 BV_{ul}$. De plus, pour le cas d'argile, la Figure 2.11 présente l'enveloppe de rupture sous forme normalisée pour les conditions rugueuse et lisse. À la limite d'une charge verticale nulle, la charge de moment n'était pas soutenue. On peut voir que l'enveloppe de rupture dans le plan $V-M$ dans l'argile était indépendante de la condition de frottement de la surface de la fondation de la même manière que celle pour le sol sableux. La capacité maximale de moment a atteint près de $0,132 BV_{ul}$ à $V/V_{ult} = 0,5$. L'enveloppe de rupture

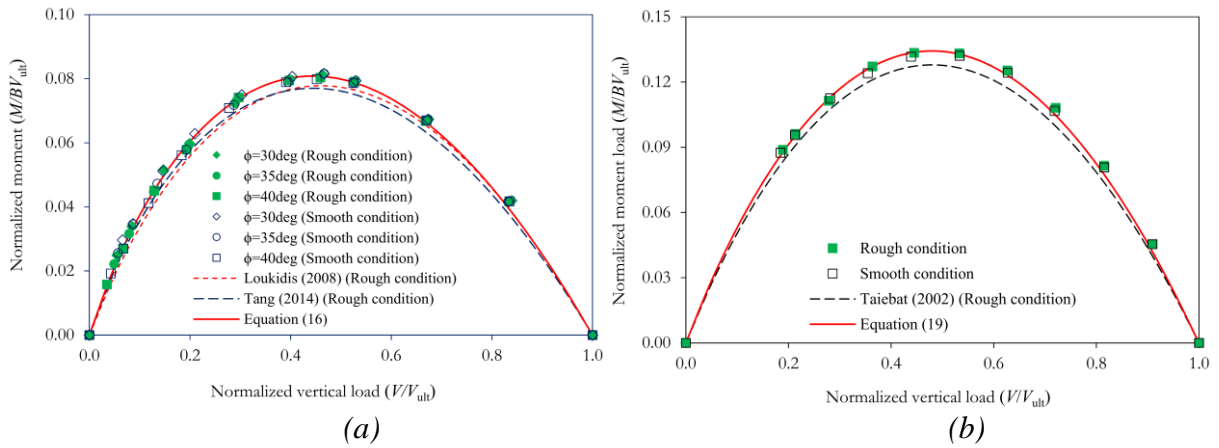


Figure 2.10 - Enveloppe de rupture dans le plan V-M face à une charge verticale excentrée : (a) Sable, (b) Argile (Pham et al., 2019)

est en excellente adéquation avec celle de Taiebat et Carter (2002). D'une comparaison avec les travaux antérieurs, Pham et al. (2019) ont conclu que l'analyse numérique génère de bonnes estimations sous la condition rugueuse et lisse de la base de la fondation. Sur la base des résultats numériques, Pham et al. (2019) ont suggéré les équations (2.9) et (2.10) comme nouvelles représentations de l'enveloppe de rupture normalisée V-M, pour le sable et l'argile respectivement.

$$\frac{M}{BV_{ult}} = 0.55 \frac{V}{V_{ult}} \left(1 - \left(\frac{V}{V_{ult}} \right)^{0.49} \right) \quad (2.9)$$

$$\frac{M}{BV_{ult}} = 0.63 \frac{V}{V_{ult}} \left(1 - \left(\frac{V}{V_{ult}} \right)^{0.8} \right) \quad (2.10)$$

Pham et al. (2019) ont présenté les mécanismes de rupture pour les deux cas (Figure 2.11 et 2.12).

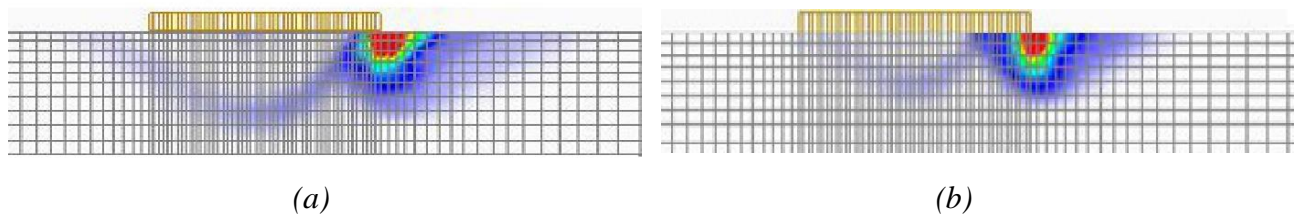


Figure 2.11 - Modes de rupture de la fondation face à une charge excentrée sur un sable pour $e/B = 0,3$: (a) rugueuses, (b) lisses (Pham et al., 2019)

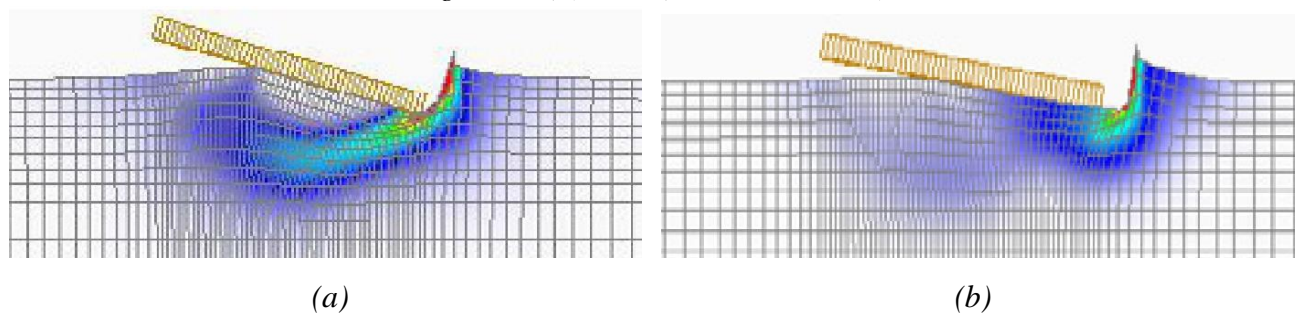


Figure 2.12 - Modes de rupture de la fondation face à une charge excentrée sur l'argile pour $e/B = 0,3$: (a) rugueuses, (b) lisses (Pham et al., 2019)

Dans le cas de sable, le mécanisme de rupture composé de deux zones différentes et similaire au mécanisme supposé par Loukidis *et al.* (2008) et Tang *et al.* (2014) pour la condition rugueuse. À partir des modes de rupture, le domaine est concentré sur le bord de la fondation à mesure que la longueur de l'excentricité e augmente. Cependant, un autre mode de rupture se forme légèrement de l'autre côté. C'est en partie dû à l'hypothèse de la théorie des petites déformations et aucune partie n'existe où la contrainte normale est négative.

Pour le cas d'argile, La Figure 2.12 montre les distributions du taux de déformation du système sol-fondation dans le cas où $e/B = 0.3$. La figure exprime le détachement entre la fondation et le sol qui s'est produit autour du côté gauche de la fondation. Alors que le mode de rupture pour la condition rugueuse montre un mode de glissement unique, celui pour la condition lisse montre un mode de glissement double reflétant les différentes conditions de frottement de la base de la fondation.

2.4 Influence de la charge inclinée-centrée sur la capacité portante

De nombreux chercheurs ont mené des investigations sur la capacité portante des fondations superficielles sous un chargement incliné, dans l'objectif d'évaluer diverses techniques pour prédire les facteurs d'inclinaison i_c , i_q et i_γ . Cette section se concentre exclusivement sur la présentation des méthodes de calcul pour déterminer la capacité portante des fondations superficielles exposées à un chargement incliné-centré (horizontal et vertical). Il est à noter que, dans tous les cas, l'inclinaison de la charge provoque une diminution de la capacité portante en comparaison à une fondation subissant une charge verticale.

Meyerhof (1953) a étendu sa théorie de la capacité portante ultime sous charge verticale au cas d'une charge inclinée. Ils ont envisagé deux types d'inclinaison, le premier en considérant des fondations avec une base horizontale (Figure 2.13a et b) et le deuxième en considérant des fondations avec une base normale à la charge (c'est-à-dire, une base inclinée de α par rapport à l'horizontale) comme le montre la Figure 2.13c.

Pour les fondations avec une base horizontale, la capacité portante ultime, notée q , est exprimée en tant que composante verticale de la capacité portante ultime, c'est-à-dire.

$$q_{(v)} = q \cos \alpha = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad (2.11)$$

Où, $q_{(v)}$ = Composante verticale de la capacité portante ultime ; N_{cq} , $N_{\gamma q}$ = Facteurs de capacité portante qui sont des fonctions de l'angle de frottement du sol ϕ , de la profondeur de la fondation D , et de l'inclinaison de la charge α .

De même, pour une fondation inclinée avec une base perpendiculaire à la charge (Figure 2.13c), la capacité portante ultime peut être exprimée comme suit :

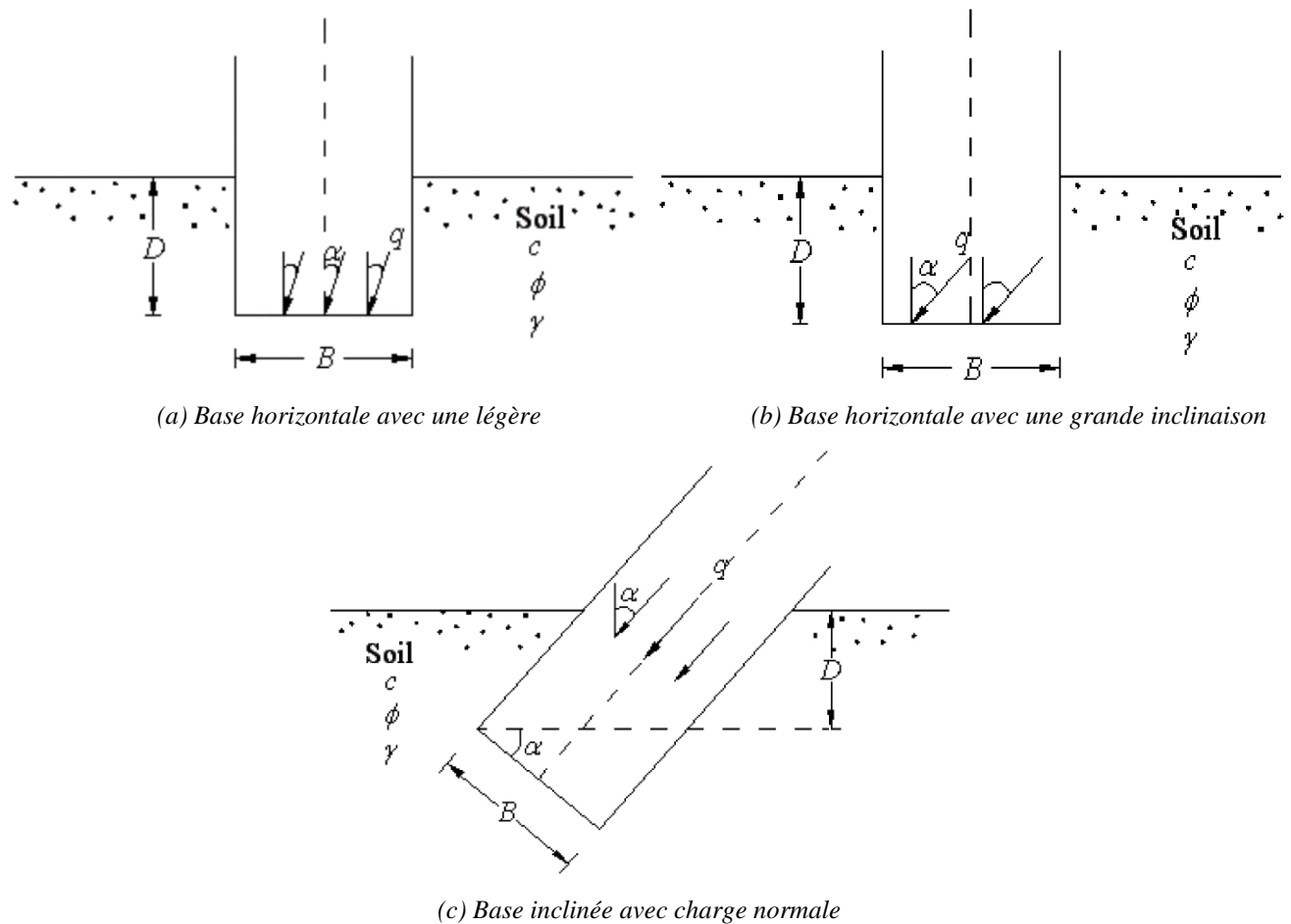


Figure 2.13 - Charge inclinée appliquée à une fondation filante rugueuse (Meyerhof, 1953)

$$q_{(v)} = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma q} \quad (2.12)$$

Il a présenté les facteurs de capacité portante N_{cq} , $N_{\gamma q}$ sous forme d'abaque pour différentes valeurs de α et ϕ . Il a également constaté que pour une inclinaison donnée α , une fondation inclinée peut avoir une capacité portante plus élevée qu'une base horizontale.

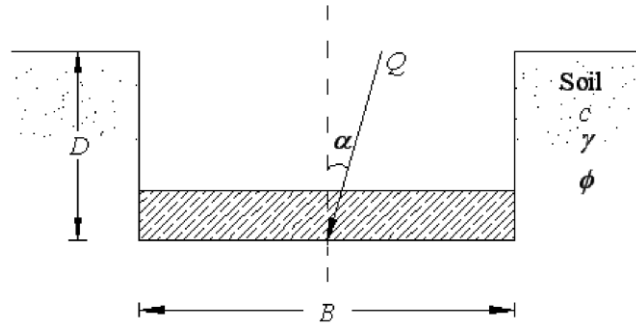
Meyerhof (1963) a proposé que pour les fondations rugueuses, la composante verticale de la capacité portante (q) sous une charge inclinée à un angle de α avec la verticale (Figure 2.14) peut être exprimée comme suit :

$$q_u = CN_c d_c i_c + \gamma DN_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (2.13)$$

Où i_c , i_q et i_γ = facteurs d'inclinaison

d_c , d_q , d_γ = facteurs de profondeur (comme mentionné dans le Tableau 1.3)

Hansen (1970) a proposé des relations pour les facteurs d'inclinaison basées sur la méthode des caractéristiques.

Figure 2.14 - Charge ultime Q inclinée-centrée sur une fondation

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90}\right)^2 \quad (2.14)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \quad (2.15)$$

$$\lambda_{qi} = \left(1 - \frac{0.5Q_u \sin \alpha}{Q_u \cos \alpha + BL \cot \phi}\right)^5 \quad (2.16)$$

$$\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \frac{0.7Q_u \sin \alpha}{Q_u \cos \alpha + BL \cot \phi}\right)^5 \quad (2.17)$$

$$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} - \left(\frac{1 - \lambda_{qi}}{N_q - 1}\right) \quad (2.18)$$

Où α = inclinaison de la charge de la fondation par rapport à la verticale ; Q_u = Charge ultime sur la fondation = $q_u BL$; B = largeur de la fondation ; L = Longueur de la fondation.

Dubrova (1973) a proposé une formule pour la capacité portante ultime d'une fondation continue soumise à une charge inclinée centrée, qui est donnée par :

$$q_u = c(N_q - 1) \cot \phi + 2qN_q + B\gamma N_\gamma \quad (2.19)$$

Les valeurs de N_q , N_γ sont présentées sous forme des abaques avec différentes valeurs de $\tan \alpha$ et ϕ .

Muhs et Weiss (1972) ont mené des essais sur terrain et ont découvert que le rapport entre la composante verticale $Q_{u(v)}$ de la charge ultime avec l'inclinaison α par rapport à la verticale et la charge ultime Q_u , lorsque la charge est verticale (c'est-à-dire $\alpha = 0$) est donné par :

$$\frac{Q_{u(v)}}{Q_{u(\alpha=0)}} = (1 - \tan \alpha)^2 \quad (2.20)$$

$$\frac{\frac{Q_{u(v)}}{BL}}{\frac{Q_{u(\alpha=0)}}{BL}} = \frac{Q_{u(v)}}{Q_{u(\alpha=0)}} = (1 - \tan \alpha)^2 \quad (2.21)$$

Où B = largeur de la fondation ; L = longueur de la fondation ; $q_{u(v)}$ = composante verticale de la capacité portante ultime lorsque la charge est inclinée à un angle α par rapport à la verticale ; $q_{u(\alpha=0)}$ = capacité portante ultime de la fondation pour la condition centrale ($\alpha = 0$).

Vesić (1975) a proposé une équation pour les facteurs d'inclinaison basée sur la méthode des caractéristiques.

$$i_c = 1 - \frac{mH}{AN_c} \quad \varphi = 0 \quad (2.22)$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1} \quad \varphi > 0 \quad (2.23)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V+cBL \cot \varphi}\right)^m \quad (2.24)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V+cBL \cot \varphi}\right)^{m+1} \quad (2.25)$$

où $m = \frac{2+\frac{B}{L}}{1+\frac{B}{L}}$, pour une charge inclinée dans la direction parallèle à la largeur de la fondation.

$m = \frac{2+\frac{L}{B}}{1+\frac{L}{B}}$, pour une charge inclinée dans la direction parallèle à la longueur de la fondation.

Sastry et Meyerhof (1987) ont réalisé des essais sur modèles réduits pour évaluer les facteurs d'inclinaison correspondants pour une semelle superficielle linéaire sur un sol purement cohésif soumis à une charge centrale inclinée de α_L agissant dans le sens de la longueur de la semelle. Ils ont utilisé une argile saturée de plasticité moyenne (limite de liquidité $w_l = 43$ %, limite de plasticité $w_p = 21$ %) avec une teneur en eau moyenne de $w = 32$ %. La résistance au cisaillement non drainée moyenne c_u était de 21 kN/m^2 . La semelle en acier avait une largeur B de $25,4 \text{ mm}$, une longueur L de 127 mm ($L/B = 5$) et une épaisseur de $9,5 \text{ mm}$ avec une base rugueuse. Les essais ont été effectués à des inclinaisons de charge α de 0° , 100° , 150° , 300° , et 450° .

La composante verticale q_{uv} de la capacité portante q_u de la semelle superficielle linéaire soutenue par un sol purement cohésif peut être donnée par :

$$q_{uv} = q_u \cos \alpha \quad (2.26)$$

$$q_{uv} = i_c c_u N_c \quad (2.27)$$

La relation entre l'inclinaison de la charge α dans la direction de la longueur de la semelle et le facteur d'inclinaison correspondant i_c' peut être exprimée par :

$$i_c' = \left(1 - \frac{\alpha_L}{90}\right)^2 \quad (2.28)$$

Des études similaires ont été effectués sur une fondation superficielle rectangulaire supportée par un sol sans cohésion avec un angle de frottement $\varphi = 39^\circ$ par Muhs et Weiss (1972). Ils ont découvert la relation entre α et le facteur d'inclinaison correspondant i_γ' .

$$i_\gamma' = \left(1 - \frac{\alpha_L}{\varphi}\right) \quad (2.29)$$

Où, α_L = inclinaison de la charge dans la direction de la longueur de la fondation, i_c' , i_γ' facteurs d'inclinaison pour l'inclinaison de la charge dans la direction de la longueur de la fondation. Ils ont constaté que pour la même inclinaison de charge α , $i_c' > i_c$ et $i_\gamma' > i_\gamma$.

Meyerhof et Koumoto (1987) ont étudié la capacité portante ultime des semelles superficielles sous une charge centrale inclinée dans la direction de la longueur de la semelle afin d'évaluer les facteurs d'inclinaison. Les valeurs théoriques des facteurs d'inclinaison ont été comparées à certains résultats expérimentaux sur argile et sable. Ils ont proposé les facteurs d'inclinaison comme suit :

$$i'_c = \cos \alpha \left(1 - \left(1 - \frac{c_u}{\pi+2} \right) \sin \alpha \right) \quad (2.30)$$

$$i'_q = \cos \alpha \left\{ 1 - \left[1 - \left(\frac{D}{B} \right)^2 \frac{K_p \cos \varphi + 2K_s \tan \varphi}{N_{\gamma q}} \right] \sin \alpha \right\} \quad (2.31)$$

$$i'_\gamma = \cos \alpha \left(1 - \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} \right) \quad (2.32)$$

Où, c_u et c_a représentent respectivement la résistance au cisaillement non drainée de l'argile et l'adhérence de l'argile à la base de la fondation ; K_p et K_s sont les coefficients de pression de terre moyens sur le côté avant de la fondation et sur le côté de la fondation, respectivement. D'après l'analyse théorique, ils ont conclu que les facteurs d'inclinaison théoriques correspondants sont généralement supérieurs aux facteurs précédents pour une charge inclinée dans la direction de la largeur de la fondation.

Hjjaj et al. (2004) ont étudié la capacité portante ultime d'une semelle filante rugueuse de largeur B , soumise à une charge inclinée Q , reposant sur une couche profonde de sol cohérent- frottant homogène de poids volumique γ . La force centrique agissant sur la fondation était inclinée d'un angle α par rapport à la verticale. Le sol cohérent-frottant est supposé être parfaitement plastique rigide et est modélisé par un critère d'écoulement de Mohr–Coulomb avec une cohésion c et un angle de frottement φ . Des limites inférieures et supérieures précises sont calculées rigoureusement à l'aide de la méthode des éléments finis.

Hjjaj et al. (2004) ont observé que lors d'un chargement incliné, la rupture peut survenir soit par un glissement de la fondation le long de sa base, soit par un cisaillement généralisé du sol sous la fondation. De plus, ils ont noté une diminution de la capacité portante à mesure que l'angle d'inclinaison α augmente. Les variations de la déformation du maillage et le champ de vitesses sont représentés à la Figure 2.15. Ils ont également remarqué une évolution de la forme des zones plastifiées en fonction de l'inclinaison de la charge, comme le montre la Figure 2.16. Hjjaj et al. (2004) ont conclu que les facteurs d'inclinaison de Meyerhof (1953) sont insuffisants pour un chargement incliné centrique et que l'expression de Vesić (1975) pour N_γ surestime légèrement l'impact du poids propre sur la capacité portante.

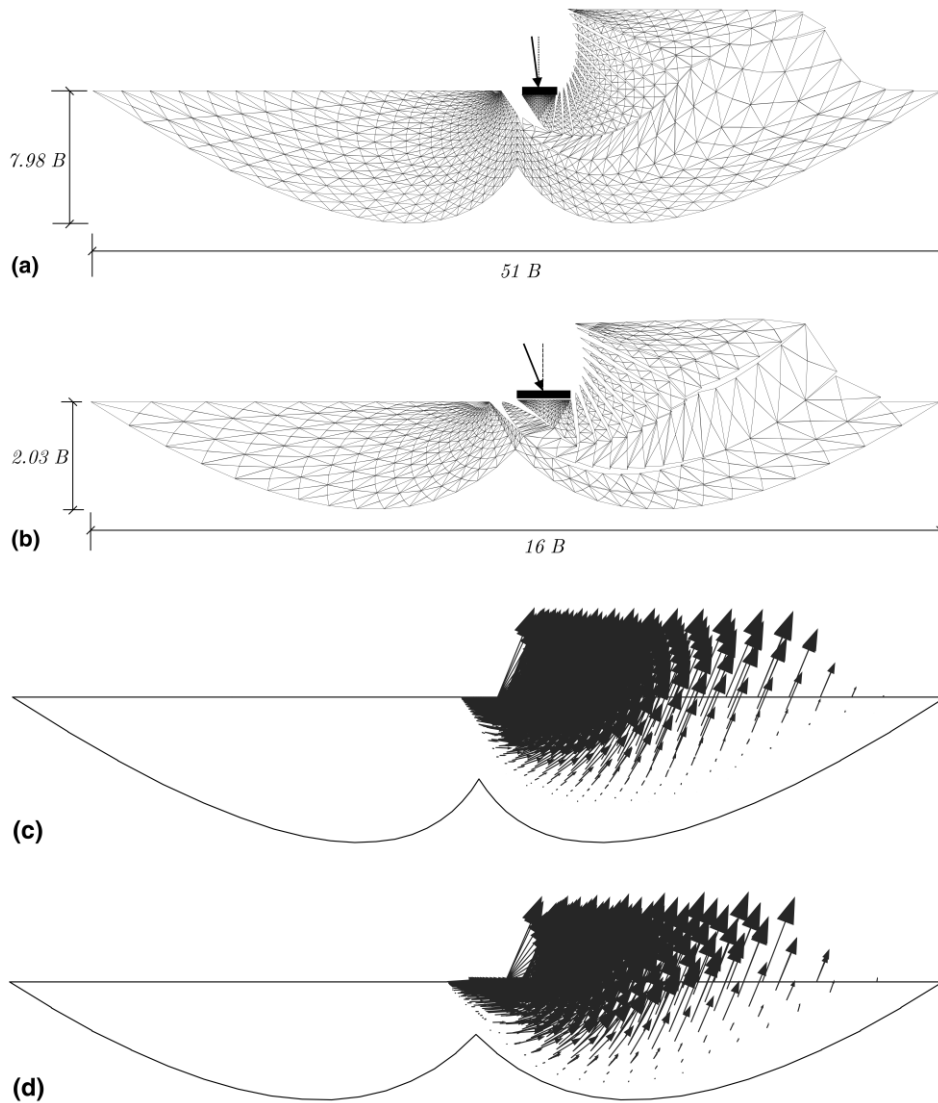


Figure 2.15 - Déformation du maillage et le champ de vitesses : (a) maillage déformé d'un sol non pesant avec $\alpha=7.5^\circ$ et $\varphi=45^\circ$, (b) maillage déformé d'un sol non pesant avec $\alpha=22.5^\circ$ et $\varphi=45^\circ$, (c) champs de vitesse d'un sol non pesant avec $\alpha=7.5^\circ$ et $\varphi=45^\circ$ et (d) champs de vitesse d'un sol non pesant avec $\alpha=22.5^\circ$ et $\varphi=45^\circ$ (Hjiaj et al., 2004)

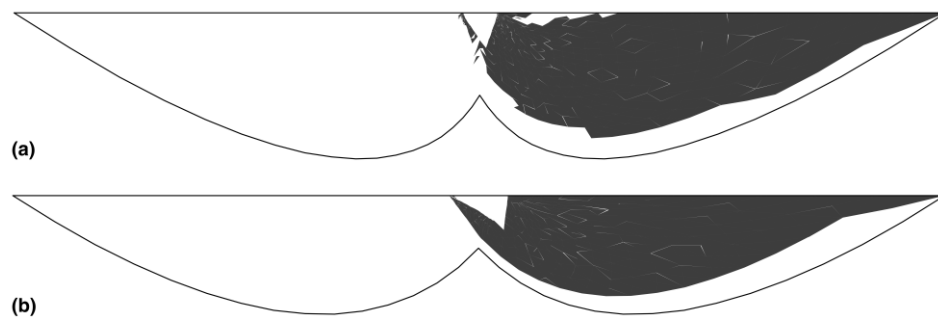


Figure 2.16 - Zones plastifiées : (a) $\alpha=7.5^\circ$ et $\varphi=45^\circ$, (b) $\alpha=22.5^\circ$ et $\varphi=45^\circ$ (Hjiaj et al., 2004)

Zheng et al. (2019) ont étudié la capacité portante et le mécanisme de rupture des fondations filante chargées de manière incliné-centré sur sable recouvrant l'argile en utilisant la procédure d'optimisation de disposition des discontinuités (DLO). Un schéma général du problème est présenté à la Figure 2.17. Une semelle rigide de largeur B est située sur du sable avec un angle de frottement φ recouvrant une argile profonde de cohésion c à l'infini. Les couches de sable et d'argile sont entièrement drainées et non drainées, respectivement. R est la charge inclinée ultime agissant sur la semelle ; H et V sont les composants horizontaux et verticaux de la charge, respectivement ; α est l'inclinaison de la charge ; D est l'épaisseur du sable ; et γ est le poids volumique du sable.

La Figure 2.18 présente les mécanismes de rupture et la variation des courbes d'enveloppes normalisées avec différents paramètres. Quatre cas avec un angle d'inclinaison de charge de 10° sont marqués. Le cas de $\varphi = 35^\circ$, $c/\gamma B = 0,5$ et $D/B = 1$ est choisi comme référence. Un mécanisme de rupture unilatéral est couramment observé lorsque le glissement s'étend à travers la couche de sable et pénètre l'argile avec $D/B = 1$. L'augmentation de φ pour des semelles sur une couche de sable recouvrant l'argile entraîne une réduction significative de l'enveloppe de rupture. Ce phénomène est influencé par la présence de l'argile sous-jacente. Notamment, avec une grande valeur de $c/\gamma B$, la surface de rupture diminue et la capacité portante augmente. La valeur de α_{cri} est principalement influencée par D/B . Lorsque D/B est assez grand, le mécanisme de rupture change, comme on peut l'observer pour une grande valeur de $c/\gamma B$, un faible φ ou une grande inclinaison de charge α .

Zheng et al. (2019) ont conclu que le mécanisme de rupture est généralement unilatéral. La taille et la forme du mécanisme sont régies par un effet de couplage des paramètres géométriques et des

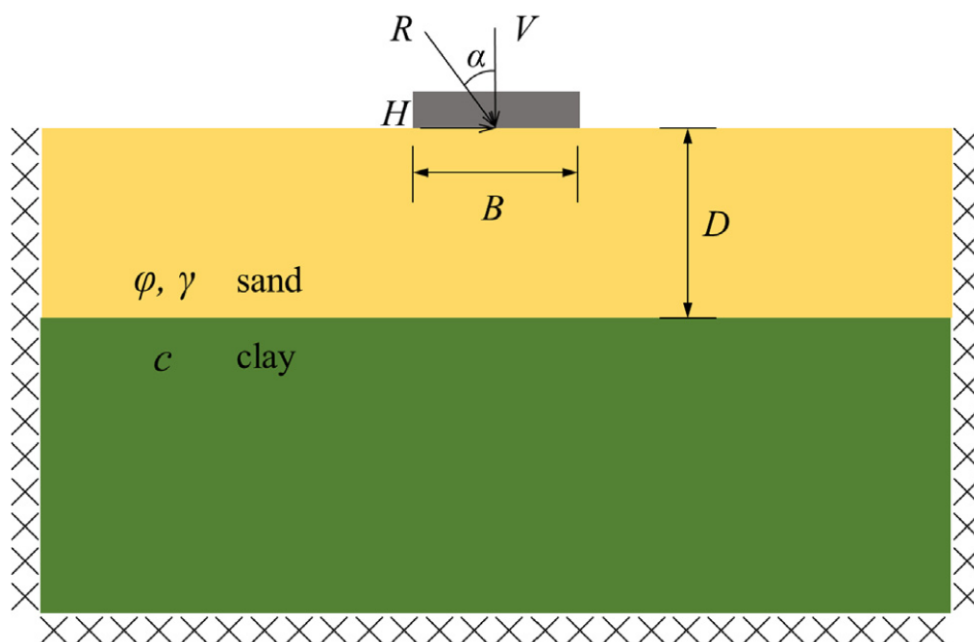


Figure 2.17 - Schéma du modèle étudié par Zheng et al. (2019)

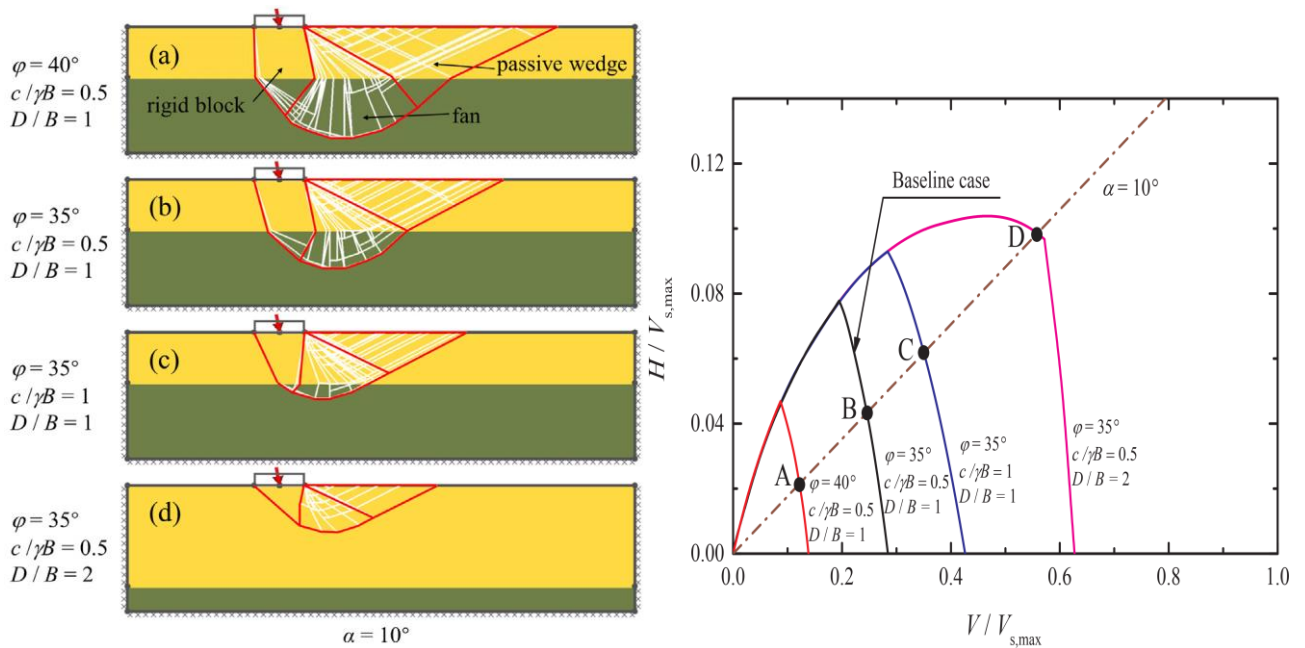


Figure 2. 18 - Mécanismes de rupture pour une inclinaison ($\alpha = 10^\circ$) et la variation de l'enveloppe de rupture normalisée dans le plan VH pour différentes valeurs de φ , $c/\gamma B$ et D/B (Zheng et al., 2019)

propriétés du sol. La rupture pénétrante dans l'argile sous-jacente est susceptible de se produire pour les combinaisons d'un grand φ , d'un petit $c/\gamma B$ et d'un petit D/B . La transition du mécanisme justifie le phénomène correspondant dans les enveloppes de rupture normalisées.

Récemment, **Femmam et al. (2022)** ont utilisé la méthode des différences finies explicites avec le logiciel FLAC pour évaluer la capacité portante d'une fondation superficielle filante, située sur une couche de sable recouvrant une couche d'argile, et soumise à une charge inclinée-contrée. Les études menées par Femmam et al. (2022) ont abouti à des découvertes pertinentes concernant la capacité portante des fondations superficielles filante. Leurs analyses, consignées sous forme d'enveloppes de rupture dans le plan V-H (Figure 2.19), démontrent les relations entre les forces verticales et horizontale une fois normalisées. Ces informations sont essentielles pour comprendre la répartition des charges et la manière dont une fondation peut potentiellement céder sous des forces spécifiques. Femmam et al. (2022) ont également mis au point des abaques pour représenter les facteurs d'inclinaison (Figure 2.20). Ces abaques fournissent des indications visuelles claires sur les conditions sous lesquelles différentes inclinaisons peuvent affecter la capacité portante. Un autre aspect important de leur recherche est la représentation des mécanismes de rupture. Comprendre comment et où ces ruptures se produisent peut aider les ingénieurs à concevoir des fondations plus robustes et à anticiper les points de rupture potentiels (Figure 2.21). Finalement, leurs résultats montrent que plusieurs facteurs influencent la capacité portante des fondations en bande dans ce contexte spécifique :

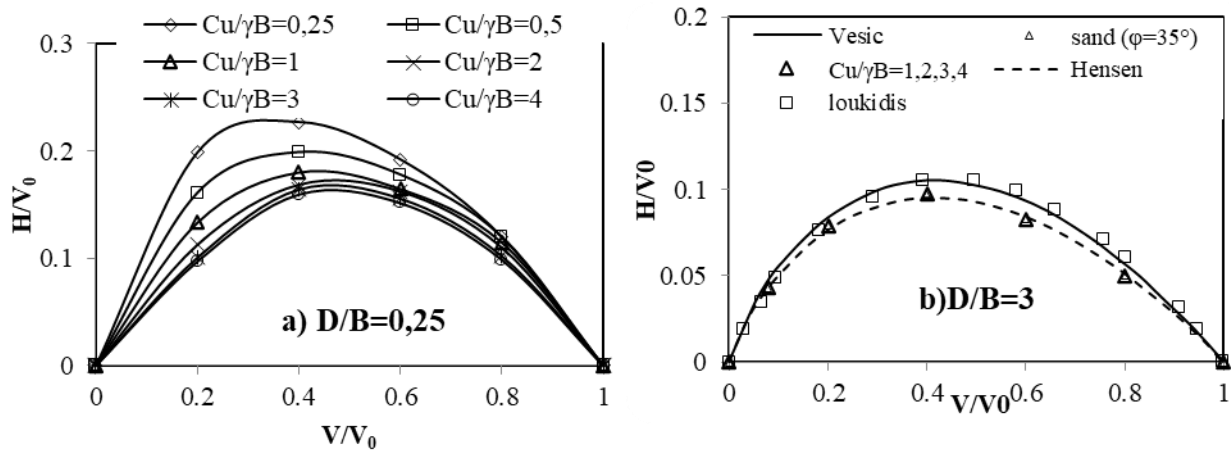


Figure 2.19 - Les enveloppes de rupture dans le plan V-H pour $\phi=35^\circ$: (a) $D/B = 0,25$, et (b) $D/B = 3$ (Femmam et al., 2022)

- ✓ L'aspect et l'ampleur des enveloppes de rupture sont grandement influencés par l'angle de frottement ϕ de la strate supérieure, le ratio D/B , ainsi que la résistance de la couche basale ($C_u/\gamma B$).
- ✓ Pour chaque angle de frottement considéré et quel que soit le rapport D/B , la capacité portante s'accroît avec l'augmentation de la résistance de la couche inférieure. Lorsque $C_u/\gamma B$ atteint ou dépasse une valeur critique ou lorsque D/B dépasse la valeur critique, les enveloppes de rupture deviennent indépendantes des valeurs de $C_u/\gamma B$ et D/B ; ces enveloppes ressemblent à celles observées pour un sable homogène.
- ✓ Si la couche de sable dense présente une grande épaisseur, la ligne de rupture se situe entièrement à l'intérieur de cette couche de sable. Toutefois, lorsque cette épaisseur est limitée, la ligne de rupture peut s'étendre jusqu'à la couche d'argile moins résistante, en particulier pour des angles d'inclinaison α réduits. Dans cette situation, une rupture par poinçonnement se manifeste d'abord dans la couche de sable dense, alignée avec la direction de la charge inclinée, puis elle est suivie d'une rupture par cisaillement global au sein de la couche d'argile.
- ✓ L'amélioration de la capacité portante des argiles molles peut être réalisée en superposant une couche de sable bien compacté sur celles-ci.

La conclusion majeure de leur étude est la nécessité d'une approche intégrative pour la conception de fondations. Les interactions entre la géométrie de la fondation, les propriétés du sol, et l'orientation de la charge doivent toutes être prises en compte pour garantir la sécurité et l'efficacité d'une fondation dans ces conditions spécifiques. En somme, cette recherche offre des insights précieux pour la conception et l'évaluation des fondations superficielles en bande, en particulier lorsqu'elles reposent sur des couches superposées de différents types de sols.

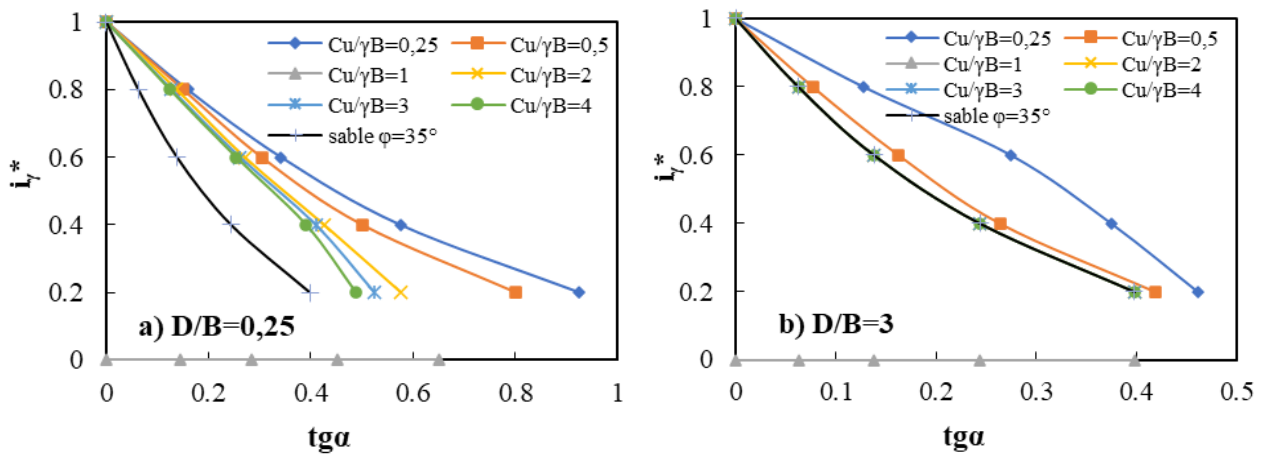


Figure 2.20 - Facteurs d'inclinaison i_γ^* pour $\phi=35^\circ$: (a) $D/B = 0.25$, et (b) $D/B = 3$ (Femmam et al., 2022)

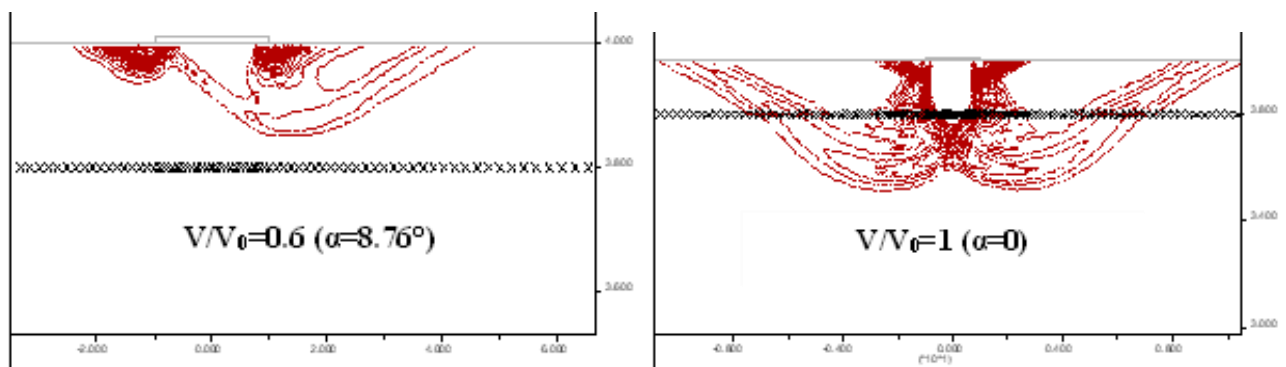


Figure 2.21 – Mécanismes de rupture, pour $\phi=30^\circ$ et $D/B=1$ (Femmam et al., 2022)

2.5 Influence de la charge combinée (inclinée-excentrée) sur la capacité portante

Dans la littérature des fondations superficielles sous chargement combiné, plusieurs chercheurs ont été examinés ce problème afin de déterminer les facteurs de portance et les courbes enveloppes. Par conséquent, la stabilité d'une fondation rigide sur la surface libre des sols sous une charge combinée est d'un intérêt pratique. Meyerhof (1953, 1963), Hansen (1961) et Vesić (1973, 1975) ont réalisé une série de essais expérimentales pour proposer des facteurs d'inclinaison empiriques et semi-empiriques. Cependant, l'applicabilité de ces facteurs d'inclinaison n'a pas été clarifiée en raison du manque d'une analyse systématique basée sur une méthode de stabilité fiable. Par conséquent, la validité des méthodes de conception actuelles doit être vérifiée en appliquant des formules de facteur d'inclinaison de charge pour i_c et i_c .

Au cours des dernières années, l'effet des charges combinées sur la capacité portante ultime a été étudié par plusieurs chercheurs en utilisant des analyses numériques et des essais expérimentales. Loukidis *et al.* (2008), Krabbenhoft *et al.* (2014), Tang *et al.* (2014) et Pham *et al.* (2020) ont utilisé des analyses numériques pour calculer la capacité portante ultime sous des charges excentrées

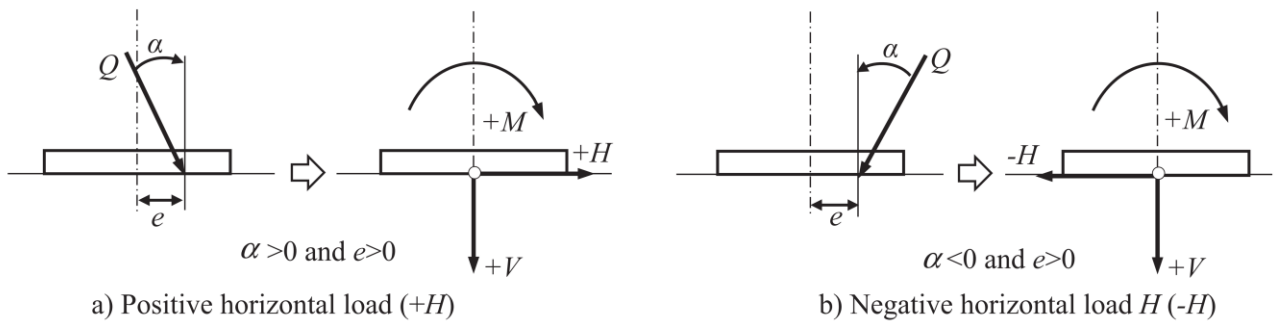


Figure 2.22 - Convention de signe pour les combinaisons positives et négatives de H et M

inclinées sur un sol sableux. Georgiadis (2010), Rao *et al.* (2015) et Shen *et al.* (2016) ont rapporté l'effet des charges excentrées inclinées sur un sol argileux sur la capacité portante ultime par la méthode des éléments finis. D'après les résultats numériques, il a été conclu que la capacité portante ultime était significativement modifiée par l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la charge α . Les mêmes résultats ont également été obtenus à partir de essais effectués par Patra *et al.* (2012a, 2012b); Ornek (2014); Cocjin et Kusakabe (2013). Bien que de nombreux travaux aient été effectués pour étudier la capacité portante ultime sous des charges excentrées inclinées, une compréhension globale à la fois du mécanisme de rupture du système sol-fondation et des enveloppes de rupture dans l'espace : charge verticale - charge horizontale - moment ($V-H-M$) n'a pas encore été établie.

De plus, la plupart des études précédentes, comme celles de Loukidis *et al.* (2008), Krabbenhoft *et al.* (2014), Shen *et al.* (2016) et Pham *et al.* (2020), ont étudié la capacité portante des fondations chargées de manière combinée en prenant en compte l'effet de la direction des charges horizontales sur les enveloppes de rupture dans l'espace $V-H-M$ ou le mécanisme de rupture du système sol-fondation. L'accent est mis sur la capacité portante d'une fondation face à l'action d'une charge excentrée et inclinée, en tenant compte de la direction des charges horizontales.

La convention de signes pour la charge excentrée et inclinée dans cette étude, basée sur celle suggérée par Butterfield *et al.* (1997), est montrée dans la Figure 2.22. La charge combinée sur la fondation

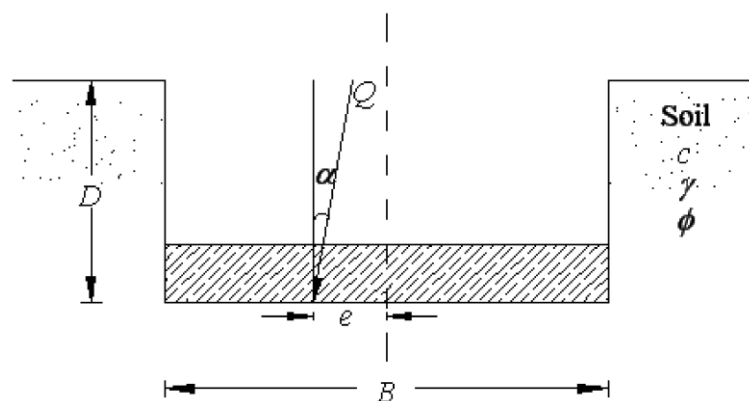


Figure 2.23 - Charge inclinée-excentrée sur une fondation (Meyerhof, 1963)

peut être représentée par une charge résultante Q à l'excentricité e et à l'angle d'inclinaison α qui est divisée en trois charges statiquement équivalentes, à savoir V , H , et M . La charge de moment M est positive lorsqu'elle agit dans le sens des aiguilles d'une montre et la charge horizontale H est positive dans la direction positive de l'axe x . L'angle d'inclinaison α est positif lorsqu'il agit dans le sens contraire des aiguilles d'une montre.

Meyerhof (1963) a étendu la théorie des fondations superficielles soumises à une charge verticale centrée (Meyerhof, 1951) pour intégrer l'excentricité et l'inclinaison de la charge, comme illustré dans la Figure 2.23. Il a suggéré que la composante verticale de la capacité portante, dans le cas de charges inclinées excentriques, peut être définie par :

$$q_u = CN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (2.33)$$

où $B' = B - 2e$ est la largeur effective; s_c, s_q, s_γ sont des facteurs de forme (mentionnés dans le Tableau 1.2), d_c, d_q, d_γ sont des facteurs de profondeur (mentionnés dans le Tableau 1.3), et i_c, i_q, i_γ sont des facteurs d'inclinaison (mentionnés dans les équations (2.14) et (2.15)).

Saran et Agarwal (1991) ont utilisé une technique similaire à celle de Prakash et Saran (1971) pour évaluer théoriquement la capacité portante ultime d'une fondation filante soumise à une charge inclinée-excentrée (Figure 2.23). Selon cette analyse, la capacité portante ultime peut être exprimée comme suit :

$$q_u = \frac{Q_u}{B} = CN_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (2.34)$$

Pour une fondation sur un sol granulaire, l'équation ci-dessus est réduite sous la forme :

$$q_u = \gamma DN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (2.35)$$

Où : N_c, N_q et N_γ sont les facteurs de capacité portante exprimés en termes d'excentricité de charge e et inclinés à un angle α par rapport à la verticale. Ils ont présenté les facteurs de capacité portante sous formes de tableaux et des abaques.

Loukidis et al. (2008) ont utilisé la méthode des éléments finis pour déterminer la charge de rupture d'une semelle rigide placée sur une couche uniforme de sol frottant soumis à une charge inclinée-excentrée. La semelle est placée sur la surface libre du massif de sol sans surcharge. Le sol est supposé être élastique - parfaitement plastique suivant le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Deux séries d'analyses ont été effectuées, l'une utilisant une règle d'écoulement associée et l'autre une règle d'écoulement non associée. Ils ont également proposé des formules empiriques basées sur leurs résultats numériques, qui peuvent être utilisées pour estimer la capacité portante d'une fondation superficielle sur sable sous chargement combiné.

La Figure 2.24 montre le mécanisme de rupture illustré par les contours de l'incrément maximal de la déformation plastique en cisaillement dans le cas d'une charge combinée. Pour une charge combinée avec $e > 0$ et $\alpha > 0$ (la combinaison de charge « positive », le mécanisme de rupture est en grande partie unilatéral, contenant un coin passif, un éventail, et un coin effilé rigide sous la base de la fondation qui pousse contre la région de l'éventail. Si la charge inclinée pointe dans une direction opposée à celle de l'excentricité (c'est-à-dire si nous avons une combinaison de charge « négative »), le mécanisme est de type rotationnel et un éventail sont observés sur le côté du mécanisme opposé au côté de la fondation où pointe la charge inclinée-excentrée. Les types de mécanismes formés dans les analyses FE concordent étroitement avec ceux observés lors des essais de modèles en laboratoire par Jumikis (1965).

Loukidis *et al.* (2008) ont également proposé des formules empiriques basées sur leurs résultats numériques, qui peuvent être utilisées pour estimer la capacité portante d'une fondation superficielle sur sable sous chargement combiné. Les équations qui correspondent bien aux résultats des éléments finis sont :

$$B' = B \left(1 - 2.273 \frac{e}{B} \right)^{0.8} \quad (2.36)$$

$$H = 0.69V \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^{0.5} \right] \quad (2.37)$$

$$M = 0.52V \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^{0.5} \right] \quad (2.38)$$

$$i_\gamma = \left(1 - 0.94 \frac{\tan \alpha}{\tan \phi} \right)^{(1.5 \tan \phi + 0.4)^2} \quad (2.39)$$

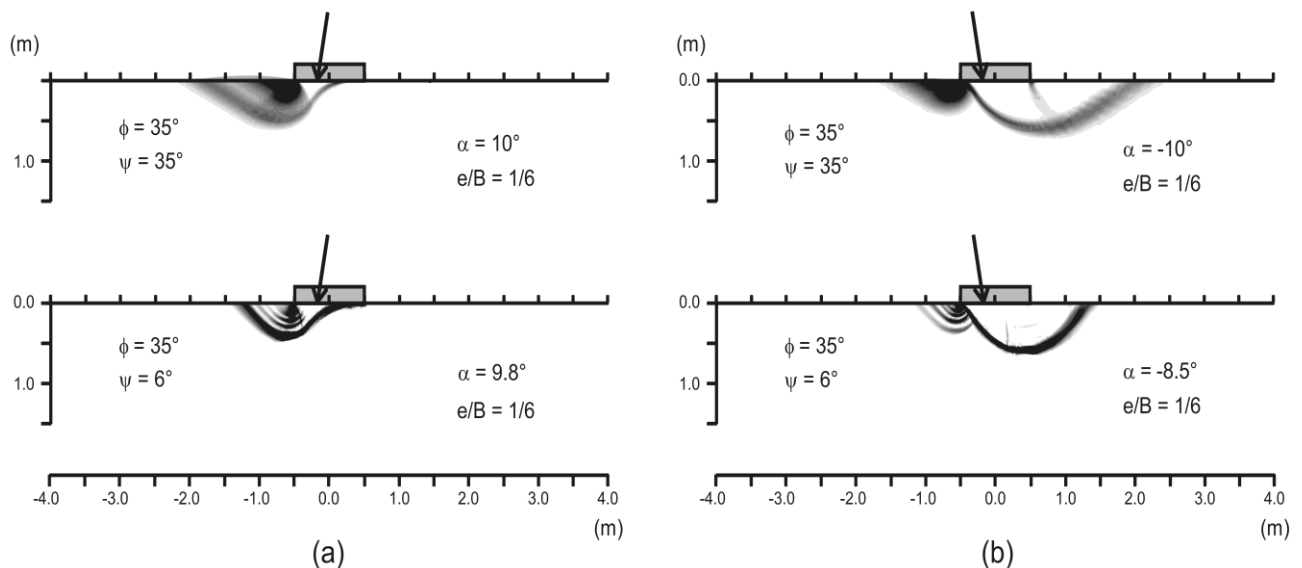


Figure 2.24 - Contours des déformations incrémentales maximales de cisaillement plastiques, illustrant le mécanisme de rupture dans les analyses sous charge combinée : (a) combinaison de charge « positive » et (b) combinaison de charge « négative » (Loukidis *et al.*, 2008)

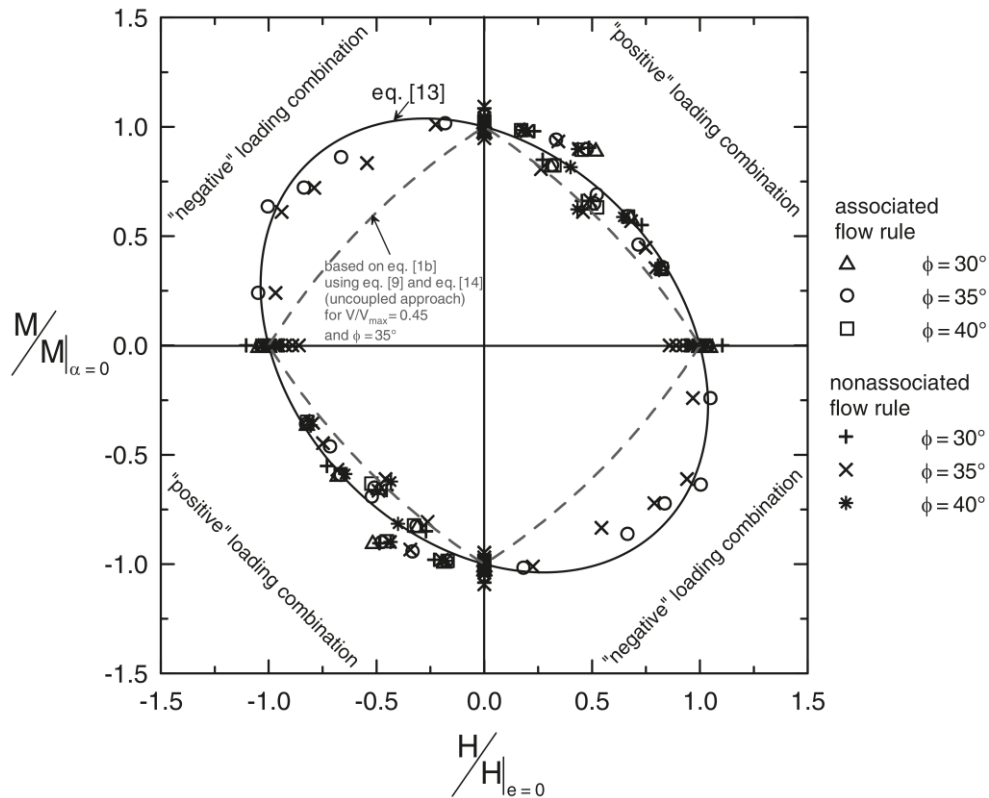


Figure 2.25 - Enveloppe de rupture normalisée dans le plan $H-M$ (Loukidis *et al.*, 2008)

$$V_L = \frac{1}{2} \gamma B^2 N_\gamma f_{ie} \quad (2.40)$$

Où : f_{ie} = facteur combiné d'inclinaison-excentricité, exprimé comme :

$$f_{ie} = \left[1 - \sqrt{3.7 \left(\frac{e}{B}\right)^2 + 2.1(\tan \alpha)^2 + 1.5 \frac{e}{B} \tan \alpha} \right]^2 \quad (2.41)$$

Sur la base des résultats de l'analyse par éléments finis, Loukidis *et al.* (2008) ont donné l'enveloppe de rupture de la fondation dans l'espace $V-H-M$ (Figure 2.25). Cette étude a contribué de manière significative à la compréhension de la mécanique des fondations superficielles sur sable et a fourni des outils pratiques pour les ingénieurs en géotechnique dans la conception de telles fondations.

Cassidy *et al.* (2013) ont étudié la variabilité spatiale des propriétés du sol sous une fondation filante en utilisant la méthode RFEM, face à un chargement combiné. Cette étude avait pour but d'appréhender comment les variations locales des propriétés du sol peuvent influencer la réponse et la capacité portante d'une fondation. La méthode RFEM (Random Finite Element Method) est une technique qui prend en compte la variabilité aléatoire des propriétés du sol dans des analyses par éléments finis, offrant ainsi une perspective plus réaliste de la performance d'une fondation dans un sol hétérogène. De nombreuses courbes enveloppes ont été générées par une approche probabiliste, offrant des directives pour une conception optimale des fondations filantes. Ces résultats trouvent une pertinence spéciale pour les fondations offshore, où les charges horizontales et les moments peuvent

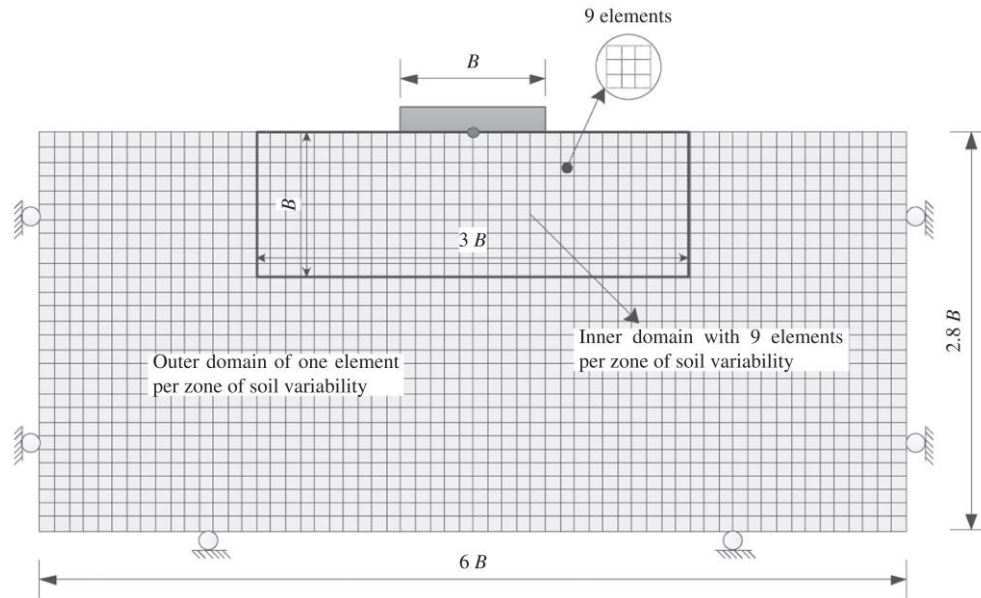


Figure 2.26 - Modèle de calcul proposé par Cassidy *et al.* (2013).

avoir un poids significatif. Le sol a été représenté par un modèle élastique parfaitement plastique, en suivant le critère de rupture de Tresca. La simulation par éléments finis a été réalisée avec le logiciel ABAQUS, en prenant en compte une fondation indéformable. La Figure 2.26 illustre le modèle ainsi que le maillage adopté, composé de 4080 éléments. La Figure 2.27 présente 50 enveloppes sélectionnées parmi les 1000 simulations pour le cas où $CovCu = 0.3$. Il est observable que la plupart de ces enveloppes de rupture se situent à l'intérieur de l'enveloppe déterministe. Cela suggère que l'hétérogénéité du sol tend à diminuer la capacité portante de la fondation.

En résumé, Cassidy *et al.* (2013) ont contribué de manière significative à la compréhension de l'effet de la variabilité spatiale des propriétés du sol sur la capacité portante des fondations filantes, ce qui pourrait influencer les pratiques futures en matière de conception géotechnique.

Krabbenhoft *et al.* (2014) ont mené une étude approfondie sur les capacités portantes des fondations filantes superficielles soumises à des conditions de charge spécifiques - notamment, des charges qui sont simultanément inclinées et excentrées par rapport à la fondation. Ces charges combinées présentent des défis particuliers en matière d'évaluation et de conception, car elles peuvent entraîner des phénomènes complexes dans la réponse du sol et de la fondation. Ils ont opté pour l'approche de la borne inférieure de l'analyse limite. Cette technique, largement reconnue dans le domaine de la géotechnique, permet d'obtenir une estimation conservatrice de la capacité portante, c'est-à-dire une valeur en dessous de laquelle la véritable capacité portante ne devrait jamais tomber.

La Figure 2.28 présente un diagramme d'interaction dans le plan $H=V_{max}-M=BV_{max}$ pour $V=V_{max}$ égal à 0,50, avec un ratio de surcharge égal à 0. Ce diagramme met en évidence qu'à valeur identique de

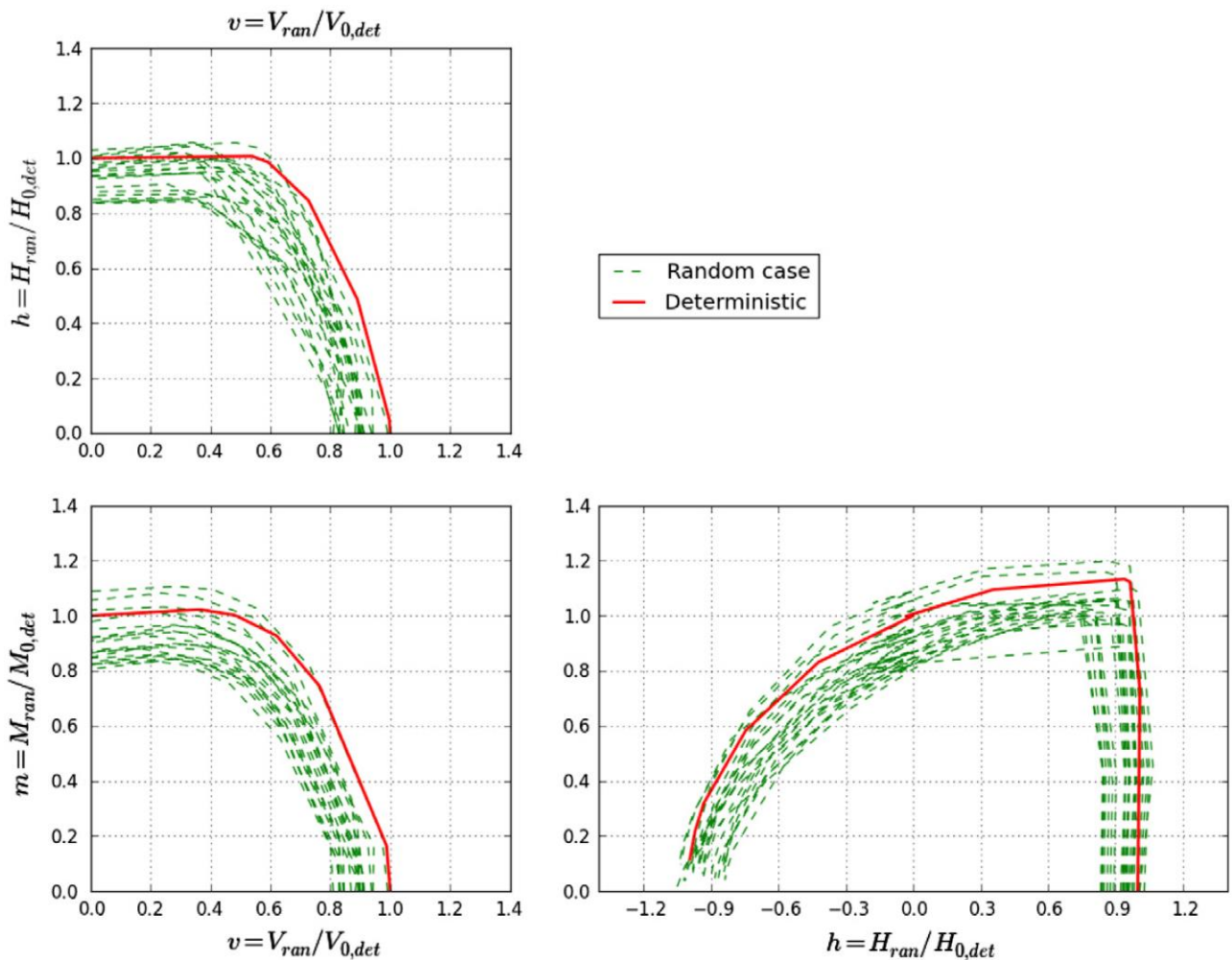


Figure 2.27 - 50 enveloppes de rupture choisies parmi les 1000 simulations réalisées pour un $COV = 0.3$ (Cassidy *et al.*, 2013)

M divisé par BV_{max} , la capacité de la fondation à résister aux forces horizontales est supérieure dans le cas des inclinaisons de charge négatives par rapport au cas des inclinaisons de charge positives. Des expériences antérieures menées par Gottardi et Butterfield (1993) ont démontré qu'une ellipse tournée s'adapte parfaitement à leurs points expérimentaux.

Cette étude révèle certaines divergences entre l'ellipse et les valeurs de la borne inférieure obtenues, et montre aussi que la courbe ajustée à ces valeurs n'épouse pas la forme d'une ellipse. Cette divergence pourrait s'expliquer par le fait que les valeurs expérimentales de Gottardi et Butterfield (1993) proviennent des essais à 1g avec une fondation modèle d'une largeur de 10 cm. Comme le soulignent Gourvenec *et al.* (2008), les résultats de tels essais à petite échelle ne peuvent pas être directement extrapolés à des échelles plus grandes en raison de la dépendance de l'angle de frottement au niveau de contrainte. Contrairement aux conclusions de Gottardi et Butterfield (1993), la valeur maximale du moment dans la présente étude se produit lorsque la force horizontale est nulle, ce qui concorde avec les résultats rapportés par Bransby et Yun (2003).

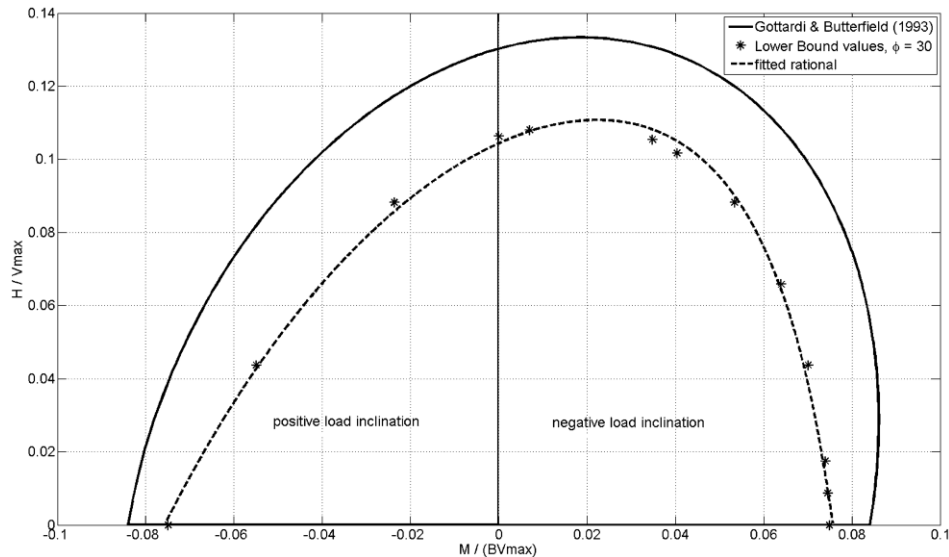
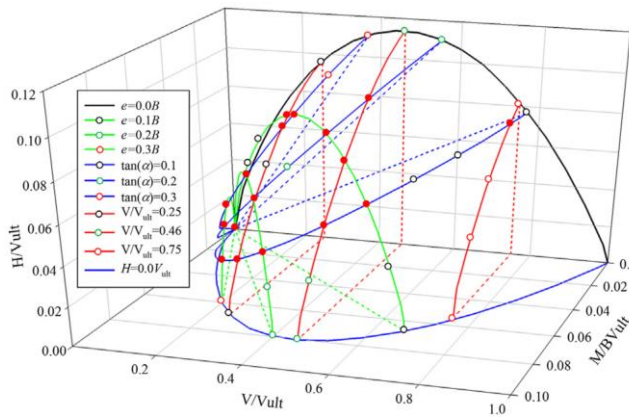


Figure 2.28 – Enveloppe de rupture dans le plan $H-M$ pour $V=V_{max}=0,50$, $\phi=30^\circ$ (Krabbenhoft et al., 2014)

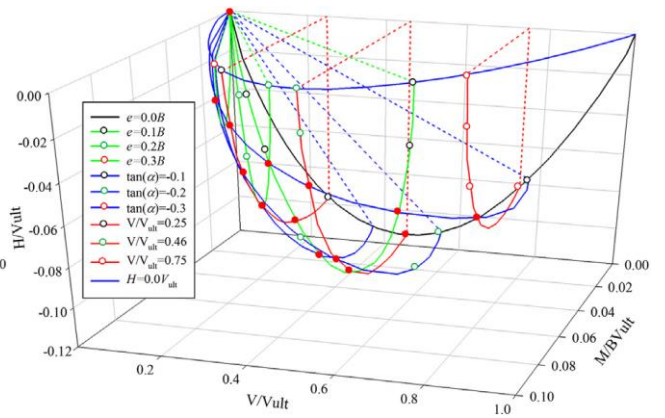
Pham et al. (2020) ont évalué la capacité portante d'une semelle rigide sur sols sableux et argileux sous l'action d'un chargement combiné, en supposant que les sols suivent le comportement de Drucker-Prager. Dans l'analyse bidimensionnelle du système semelle-sol, la méthode des éléments finis rigide-plastiques (RPFEM) a été appliquée pour calculer la capacité portante ultime de la semelle chargée de manière excentrique et inclinée. Cette étude a soigneusement pris en compte l'effet des propriétés du sol sur les facteurs d'inclinaison de charge i_γ et i_c afin d'examiner la validité des méthodes de conception actuelles. En particulier, les effets de la charge horizontale dans deux directions sur la capacité portante ultime de la semelle et les enveloppes de rupture dans l'espace $V-H-M$ ont été clarifiés, à savoir les charges horizontales positives et négatives.

Les Figures 2.29 et 2.30 présentent les courbes enveloppes dans l'espace pour le sable et l'argile, avec trois chemins de chargement différents, à savoir l'excentricité e , l'angle d'inclinaison $\tan\alpha$, et la charge verticale normalisée V/V_{ult} . Il est observable que les enveloppes de rupture dans l'espace $V-H-M$ pour les différents chemins de chargement coïncident presque pour la même surface limite.

Pham et al. (2020) ont conclu que l'enveloppe de rupture dans l'espace $V-H-M$ est unique pour chaque valeur de l'angle de frottement interne sur un sol sableux, et pour toute valeur de la résistance au cisaillement non drainé c_u pour l'argile. La représentation tridimensionnelle de l'espace de charge limite offre un moyen pratique d'explorer la sécurité de n'importe quel chemin de chargement spécifique, ou les conséquences de tout changement dans le chargement.

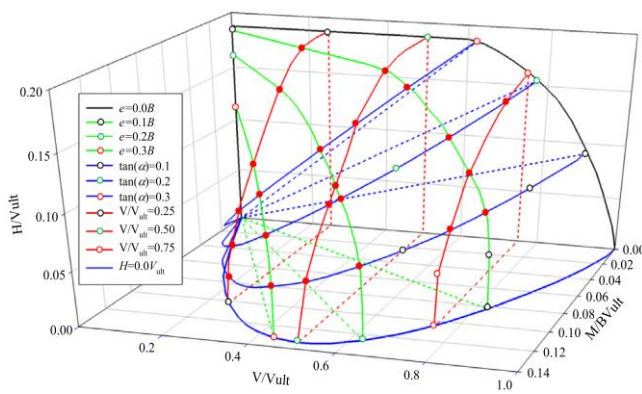


(a) Charge horizontale positive (+H)

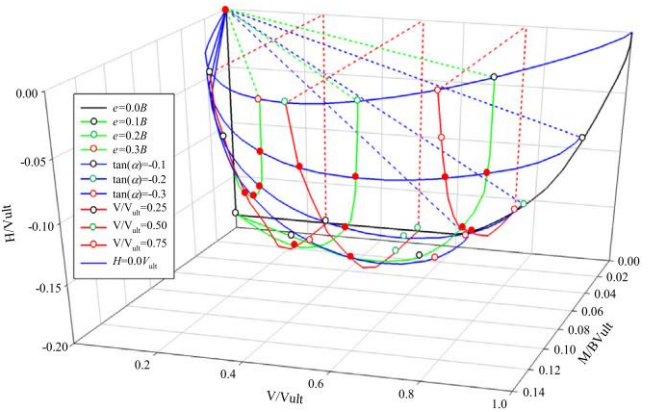


(b) Charge horizontale positive (-H)

Figure 2.29 - Courbe enveloppe de rupture dans l'espace V-H-M pour un sable ($\varphi = 30^\circ$) (Pham et al., 2020)



(a) Charge horizontale positive (+H)



(b) Charge horizontale positive (-H)

Figure 2.30 - Courbe enveloppe de rupture dans l'espace V-H-M pour l'argile (Pham et al., 2020)

2.6 Conclusion

Au terme de ce chapitre consacré au comportement des fondations superficielles sous chargement combiné, plusieurs constatations et conclusions se dégagent.

La théorie des courbes enveloppes de rupture nous a permis de saisir l'essence même du phénomène de rupture et de comprendre les paramètres qui régissent cette rupture, offrant une base solide pour les études ultérieures sur les influences diverses des chargements.

Il est devenu manifeste que la charge excentrée joue un rôle important dans la détermination de la capacité portante d'une fondation. Sa présence peut altérer la distribution des contraintes et, par conséquent, la capacité portante de la fondation, nécessitant une attention particulière lors de la conception des fondations.

Par ailleurs, l'influence de la charge inclinée-centrée a révélé que l'angle d'inclinaison de la charge est un facteur déterminant dans le comportement de la fondation, pouvant, dans certains cas, augmenter ou diminuer la capacité portante selon les conditions de sol et la configuration de la fondation.

Finalement, l'analyse de la charge combinée, inclinée et excentrée, a démontré la complexité inhérente à l'interaction de ces deux facteurs. Cet aspect demande une compréhension approfondie et une modélisation précise pour assurer la stabilité et la sécurité des fondations superficielles.

En somme, l'étude approfondie du comportement des fondations superficielles sous diverses configurations de chargement est essentielle pour garantir une conception sûre et optimale des structures. Les efforts déployés pour comprendre et modéliser ces phénomènes se traduisent par des infrastructures plus résistantes et durables.

Chapitre 3

Comportement des fondations superficielles sous chargement sismique

3.1 Introduction

Ce chapitre vise à éclairer le lecteur sur le comportement des fondations superficielles en contexte sismique, en explorant l'historique, la description et la synthèse des ruptures sismiques relatives aux fondations, ainsi que les approches employées pour la conception parasismique des structures associées. Il commence par mettre en lumière les séismes marquants ayant eu un impact significatif sur l'étude et l'approche de la géotechnique parasismique, notamment ceux survenus à San Francisco (1906), Kanto (1923), Niigata (1964), Guerrero-Michoacán (1985), et Boumerdes (2003). Ces cas servent de références essentielles pour comprendre les vulnérabilités, les mécanismes de rupture, et les phénomènes observés lors de tels événements catastrophiques, fournissant ainsi un aperçu du chemin parcouru et des défis persistants dans ce domaine.

Le chapitre offre également une discussion détaillée sur les différents types de ruptures sismiques dans les fondations, exposant la complexité inhérente à la dynamique des sols et des fondations lors des tremblements de terre. Plusieurs approches de résolution utilisées dans la conception parasismique des fondations superficielles sont ensuite examinées, permettant ainsi aux ingénieurs et aux chercheurs de naviguer à travers les multiples méthodologies disponibles pour optimiser la résilience sismique des structures bâties sur des fondations superficielles.

3.2 Ruptures sismiques des fondations : Historique, Description et Synthèse

La fondation d'une structure joue un rôle vital en assurant un transfert sécurisé des charges de la structure vers le sol. Bien qu'elles soient souvent enterrées et donc invisibles, les fondations ne sont pas à l'abri des tremblements de terre. Les dégâts qu'elles subissent peuvent parfois mettre en péril la stabilité de la structure entière. Ainsi, il est important de comprendre les caractéristiques spécifiques des ruptures sismiques au niveau des fondations.

3.2.1 Retour sur les tremblements de terre marquants et leur impact sur la géotechnique parasismique

Certains séismes ont marqué l'histoire de par leur gravité, tant en termes de pertes humaines que d'impact économique. L'effet dévastateur des séismes sur les infrastructures civiles, y compris les fondations, est un sujet de préoccupation depuis des siècles. Par exemple, une gravure du séisme de Lausanne (Suisse) en 1584 montre des bâtiments restés intacts mais avec leurs fondations visiblement endommagées, suggérant des mouvements importants du sol. De manière étonnamment similaire, les images post-séisme de Niigata (Japon) en 1964 illustrent des bâtiments ayant subi de grands déplacements et rotations, malgré une relative intégrité structurelle (Chatzigogos, 2007).

- *Le tournant sismique de 1906 à San Francisco (États-Unis) et de 1923 à Kanto (Japon)*

Les tremblements de terre de San Francisco et de Kanto ont été des catalyseurs dans la recherche sur la performance des ouvrages de génie civil face aux séismes. Après le séisme de Kanto, de nombreux ponts ont montré des signes clairs d'endommagement au niveau des fondations, avec des déplacements verticaux et des rotations majeurs, causant souvent la rupture complète de la structure.

- *La liquéfaction lors du séisme de Niigata (Japon) en 1964*

Le séisme de Niigata en 1964 a déclenché une étude intensive sur la liquéfaction des sols. Lors de ce séisme, la ville de Niigata a vu plusieurs de ses bâtiments subir de grands déplacements dus à la liquéfaction, avec certains bâtiments se déplaçant de près d'un mètre et tournant jusqu'à 80 degrés.

- *Les conséquences du séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique) en 1985*

Si la liquéfaction avait été largement étudiée après 1964, le séisme de Guerrero-Michoacán a démontré que d'autres facteurs pouvaient également causer d'importants dommages aux fondations. Dans ce cas, 13% des dommages étaient directement liés à un mauvais comportement de la fondation, sans que la liquéfaction ne soit la cause.

- *La tragédie sismique de Boumerdes (Algérie) en 2003*

Le séisme de Boumerdes en 2003 a causé d'énormes dommages à l'infrastructure de la région.



Figure 3.1 - Liquéfaction observée près du pont d'Isser et à la rivière de Sebaou, provoquant des fissures liées au mouvement du sol (Mebarki, 2009)

Toutefois, des études initiales suggèrent que les dommages étaient principalement dus à des problèmes de conception et de construction plutôt qu'à des phénomènes géotechniques comme les glissements de terrain. Néanmoins, certains indices de liquéfaction ont été observés, indiquant la nécessité d'une étude géotechnique plus approfondie pour déterminer la cause exacte des dommages. Ce résumé met en avant l'importance de comprendre le comportement des fondations pendant et après les séismes et souligne le rôle important de la géotechnique dans la prévention des catastrophes sismiques.

3.2.2 Présentation des ruptures sismiques dans les fondations

- *Vulnérabilité des sols*

Lorsqu'il s'agit d'analyser et de classifier les ruptures sismiques de fondations, une question fondamentale se pose : sur quels types de sol ces ruptures se produisent-elles principalement ? En théorie, une rupture au niveau des fondations pourrait se produire quelle que soit la nature du sol, par exemple, en raison d'une conception inappropriée de la fondation elle-même. Cependant, la littérature

montre que la plupart de ces ruptures sont survenues sur des sols reconnus comme étant fragiles - tels que les sols argileux mous, les sols limoneux, et les sables de faible densité.

Point de vue du potentiel de liquéfaction et d'amplification de l'excitation sismique : Il est couramment admis que les sols mous peuvent amplifier la réponse sismique, augmentant ainsi le risque d'endommagement des superstructures et des fondations. Plusieurs cas historiques soulignent l'importance des conditions locales, comme le séisme de Spitak en Arménie en 1988, où de nombreux bâtiments endommagés étaient situés sur un ancien marais, et le séisme de Guerrero-Michoacán en 1985, où Mexico a subi des dommages significatifs malgré l'épicentre éloigné.

Point de vue de la résonance du système sol-superstructure : Un autre facteur de susceptibilité est la corrélation entre la fréquence naturelle de la couche de sol et celle de la superstructure. Par exemple, lors du séisme de Guerrero-Michoacán, il a été observé que la majorité des bâtiments endommagés à Mexico avaient une fréquence naturelle similaire à celle de la couche de sol sur laquelle ils étaient construits. Les études ont indiqué l'importance de prendre en compte à la fois la rigidité de la superstructure et celle de la fondation par rapport à la fréquence naturelle du sol (Chatzigogos, 2007).

- *Sollicitations au niveau de la fondation*

Pour comprendre les différents types de ruptures sismiques, il est essentiel d'examiner les sollicitations spécifiques qui se produisent au niveau des fondations pendant les chargements statiques et sismiques.

Chargements statiques : Les forces qui agissent sur une fondation proviennent principalement de la superstructure qu'elle soutient. Ces forces, qui comprennent des composantes verticales, horizontales, et des moments, doivent être équilibrées par la capacité de résistance du sol.

Chargements sismiques : Les ondes sismiques ajoutent une dimension complexe. Non seulement elles peuvent augmenter les forces appliquées à la fondation, mais elles peuvent également affecter la capacité de résistance du sol lui-même. Par exemple, des sols cohérents peuvent voir leur résistance diminuer après plusieurs cycles de chargement sismique. Pour les sols granulaires, l'augmentation de la pression interstitielle peut réduire leur résistance, conduisant dans certains cas à la liquéfaction.

Il est à noter que cette étude se concentrera principalement sur la conception des fondations superficielles, bien que plusieurs conclusions puissent également s'appliquer aux fondations profondes. Le risque de liquéfaction est généralement évalué séparément avant la conception de la fondation elle-même.

La rupture sismique des fondations superficielles est un phénomène complexe qui nécessite une compréhension approfondie des interactions entre le sol et les structures. Les conséquences de ces ruptures peuvent être catastrophiques, comme l'ont montré de nombreux séismes passés. Ci-dessous un résumé des points clés discutés :

- *Mécanisme de rupture sismique*

Lors de nombreux séismes, la plupart des dommages constatés étaient liés à des fondations qui ont connu une rupture en rotation accompagnée d'un décollement à l'interface sol-fondation. En particulier, les structures déjà soumises à des charges lourdes avant le séisme se sont révélées particulièrement vulnérables, les pressions verticales élevées combinées aux forces sismiques ayant entraîné des tassements et rotations significatifs.

- *Vérification expérimentale*

Les recherches en laboratoire ont validé qu'une fondation superficielle peut voir sa capacité portante dépassée sous l'effet d'une charge sismique. Par ailleurs, des essais sur centrifugeuse ont dévoilé que les fondations peuvent connaître d'importants rotations et déplacements, même sans liquéfaction. Il est à noter que des séismes avec de multiples cycles modérés peuvent causer plus de dégâts que ceux avec quelques cycles d'intensité élevée.

- *Observations supplémentaires*

L'utilisation de différents types de fondations au sein d'une même structure peut accroître le risque de dommages, notamment du fait des tassements différentiels, qui peuvent engendrer de sérieux dégâts, en particulier dans des ouvrages tels que les ponts. Il est avantageux d'assurer une rigidité homogène entre la fondation et la structure, non seulement pour offrir une meilleure résistance sismique, mais aussi pour simplifier les interventions de réparation après un séisme. Par ailleurs, optimiser les caractéristiques du sol peut minimiser les dégâts sismiques. En associant des techniques d'amélioration du sol à une conception de fondation adéquate, on renforce la capacité des bâtiments à résister aux tremblements de terre.

Il est essentiel de considérer ces observations et conclusions lors de la conception des structures et de leurs fondations dans les régions sismiques. La prévention, via une conception et une construction appropriée, est la clé pour protéger les infrastructures et sauver des vies en cas de séisme (Chatzigogos, 2007).

3.2.3 Résumé des points clés

Basé sur le contenu ci-dessus, nous pouvons résumer les points clés de la manière suivante :

- *Nature des ruptures*

La plupart des ruptures dues à une perte de capacité portante sont étroitement liées à la liquéfaction. En dehors des incidents majeurs de liquéfaction touchant de vastes zones, nombre de ces ruptures résultent d'une interaction entre l'augmentation des contraintes sismiques sur la fondation et la baisse de résistance du sol, soit à cause de la liquéfaction, soit en raison des effets cycliques des charges.

Toutefois, le manque d'accès à des données complètes et le déficit d'informations compliquent souvent la formulation de conclusions précises.

- **Structures concernées**

Les ponts, en raison de leur grande taille, de leur conception structurelle courante et de la faiblesse des sols sur lesquels ils sont construits, sont particulièrement sensibles aux séismes, subissant souvent de graves dommages dus aux déplacements et rotations sismiques.

- **Propriétés du sol**

Les sols cohérents mous, bien que présentant un faible risque de liquéfaction, sont souvent sujets à des ruptures en raison de leur résistance insuffisante aux charges cycliques. De plus, lorsque la fréquence dominante d'une structure coïncide avec celle du sol, une situation de résonance peut se produire, amplifiant considérablement les forces sur la fondation.

- **Systèmes de fondation**

Les systèmes de fondation ayant des coefficients de sécurité faibles ($FS < 2$) vis-à-vis des charges permanentes sont particulièrement vulnérables aux ruptures par perte de capacité portante, notamment dans le cas des fondations superficielles.

- **Importance des déplacements et rotations**

La gestion des déplacements et des rotations causés par les séismes est cruciale pour la protection des structures, notamment contre les ruptures liées à des causes géotechniques.

Pour conclure, il est impératif d'accorder une attention particulière aux propriétés géotechniques du sol, à la conception des fondations et à la nature des structures lors de la planification et de la construction dans des zones sismiques. La liquéfaction du sol et l'interaction sol-structure pendant un séisme peuvent entraîner des dommages catastrophiques si elles ne sont pas correctement prises en compte (Chatzigogos, 2007).

3.3 Approches de résolution pour la conception parasismique des fondations superficielles

Dans notre paragraphe précédent, nous avons examiné les manifestations des ruptures sismiques au sein des fondations, mettant un accent particulier sur la façon dont elles se traduisent par d'importants déplacements et rotations au niveau des bases. Ce constat nous a naturellement orientés vers la philosophie émergente de conception parasismique, fondamentalement axée sur l'évaluation des déplacements résiduels d'une structure, communément appelée « *displacement – based design* ». Face à l'inévitabilité de ces déplacements – un compromis essentiel pour des conceptions économiquement judicieuses – l'art réside dans la capacité à anticiper et maîtriser leur amplitude, transformant ainsi une contrainte potentielle en un levier pour une conception optimisée.

Se poursuivant sur cette orientation, notre attention se porte sur les fondements de l'Interaction Sol-Structure (ISS) et les approches analytiques primordiales associées. L'importance de l'ISS dans la conception des fondations basée sur les déplacements est indéniable. La complexité de l'ISS réside essentiellement dans l'intégration, au sein d'un modèle unique, du massif de sol et de la structure, deux entités aux échelles foncièrement différentes. C'est ce défi dimensionnel qui a conduit à l'émergence des méthodes actuelles pour traiter efficacement de la problématique.

3.3.1 Approche pseudo-statique

La méthode pseudo-statique est une approche couramment utilisée pour évaluer la capacité sismique des fondations superficielles, telles que les semelles filantes ou les radiers. Elle fait partie intégrante du processus de conception parasismique des fondations.

Dans le contexte de l'évaluation de la capacité portante sismique en utilisant une analyse pseudo-statique, différentes méthodes sont utilisées pour estimer cette capacité. Ces méthodes peuvent être classées en trois grandes catégories en fonction de leurs principes fondamentaux.

- ✓ La première catégorie regroupe les méthodes basées sur les caractéristiques des contraintes, également connues sous le nom de méthodes des lignes de glissement. Parmi les chercheurs ayant contribué à cette catégorie, on trouve Shi et Richards (1995), Kumar et Rao (2002), ainsi que Cheng et Au (2005). Ces approches se concentrent sur l'analyse des contraintes et des lignes de glissement pour évaluer la capacité portante sismique.
- ✓ La deuxième catégorie comprend les méthodes d'analyse limite, souvent appelées méthodes de calcul à la rupture. Les chercheurs Chen (1975), Soubra et Reynolds (1992), Pecker (1997), Kumar et Ghosh (2006) ainsi que Chatzigogos *et al.* (2009) ont développé des méthodes couramment utilisées dans cette catégorie. Ces méthodes reposent sur des analyses de rupture pour évaluer la capacité portante sismique.
- ✓ Enfin, la troisième catégorie englobe les méthodes d'équilibre limite. Des chercheurs tels que Sarma et Iossifelis (1990), Richards *et al.* (1993), ainsi que Budhu et Al-Karni (1993) ont proposé des méthodes appartenant à cette catégorie. Elles se basent sur le principe de l'équilibre limite pour évaluer la capacité portante sismique.

Ces méthodes partagent généralement l'hypothèse que le sol se comporte comme un matériau plastique obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb. En utilisant des concepts tels que la théorie des pressions des terres sur un écran et le principe de superposition des effets, elles permettent d'estimer la capacité portante sismique q_u^E d'une semelle filante.

La Figure 3.2 présente un schéma de base pour illustrer le principe de l'approche pseudo-statique. Elle dépeint un massif semi-infini de sol soumis à une accélération sismique uniforme $a(t)$ dans

l'espace. L'équilibre dynamique d'un point quelconque à l'intérieur de ce massif est décrit par l'équation générale suivante, en prenant en compte l'axe i :

$$\sum_{j=1}^3 \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - \gamma_i = \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad (3.1)$$

Où : σ_{ij} : Composante du tenseur de contraintes au point ;

ρ : Masse volumique ;

γ_i : Poids volumique selon l'axe i ;

u_i : Composante du déplacement selon l'axe i ;

x_i : Coordonnée du point selon l'axe i .

Le terme de droite dans cette équation représente une force dynamique par unité de volume. En supposant une valeur caractéristique du signal accélérométrique, telle que la valeur maximale ou une valeur moyenne, notée δ_i , nous pouvons écrire cette valeur comme une fraction de l'accélération due à la gravité terrestre dans l'équation :

$$\rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} = \rho a(t) = \frac{M}{V} \delta_i g = \frac{\gamma_i}{g} \delta_i g = \delta_i \gamma_i \quad (3.2)$$

Ce terme peut être interprété comme une force volumique statique équivalente, transformant ainsi le problème dynamique en un problème statique équivalent. Cela est valable à condition que l'analyse statique produise des résultats similaires ou équivalents à ceux du problème dynamique. Dans un repère plan (x,z) avec un axe vertical descendant z , l'équation (3.1) peut être réécrite comme suit :

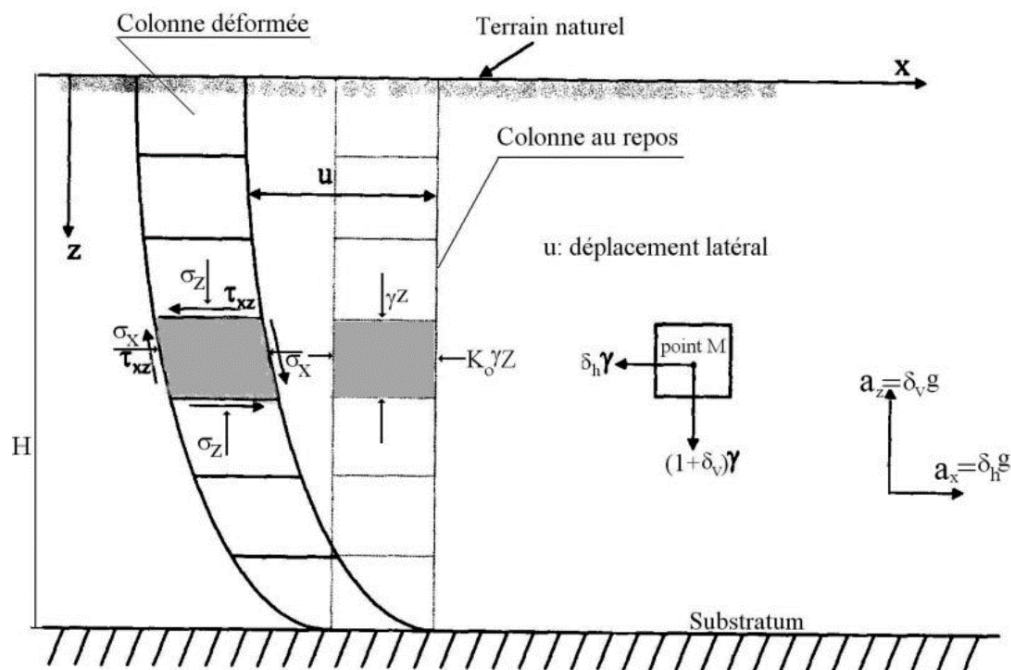


Figure 3.2 - Comportement d'une colonne de sol en champ libre (Bouafia, 2018)

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} - \delta_h \gamma = 0 \quad (3.3)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} - (1 + \delta_v) \gamma = 0 \quad (3.4)$$

Nous obtenons alors des équations statiques équivalentes (3.3) et (3.4) en introduisant un vecteur de poids volumique équivalent $\vec{\gamma}_e$:

$$\vec{\gamma}_e = \begin{Bmatrix} \delta_h \gamma \\ (1 + \delta_v) \gamma \end{Bmatrix} \quad (3.5)$$

Ces équations sont soumises à des forces volumiques statiques :

$$F_x = \delta_h \gamma \quad (3.6)$$

$$F_z = (1 + \delta_v) \gamma \quad (3.7)$$

Les coefficients δ_h et δ_v prennent en compte les différentes directions possibles de l'accélération sismique. Pour simplifier les calculs, il est courant de considérer une accélération horizontale maximale, ce qui nous conduit à l'équation :

$$\delta_h = \frac{a_h^{max}}{g} \quad (3.8)$$

Souvent, le coefficient δ_v est choisi comme étant une fraction de δ_h . Ainsi, le système d'équations devient :

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} - F_x = 0 \quad (3.9)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} - F_z = 0 \quad (3.10)$$

L'approche pseudo-statique présente l'avantage de simplifier considérablement les calculs en utilisant des solutions statiques disponibles. De plus, elle permet d'analyser les contraintes totales et effectives, ce qui est important dans certaines situations de dynamique des sols. Cependant, cette approche ne tient pas compte de la nature dynamique de la sollicitation sismique, négligeant les effets d'inertie et de dissipation d'énergie du sol. De plus, elle ne prend pas en compte les chargements cycliques complexes et les phénomènes d'hystérésis associés à la réponse du sol lors d'un séisme.

3.3.2 Approche de Newmark (1965) basée sur les déplacements

La philosophie sous-jacente de la conception axée sur les déplacements tire principalement ses origines de l'étude pionnière de Newmark (1965). Lors de son examen des impacts sismiques sur les remblais et barrages, Newmark (1965) a illustré le phénomène à l'aide d'une analogie d'un bloc rigide situé à la surface du sol, susceptible de glissement à l'interface bloc-sol, comme montré à la Figure 3.3. Imaginons ce bloc monolithique d'une masse M et d'un poids total $W = Mg$. Nommant x comme le mouvement du bloc et y comme le déplacement du sol, la distinction de mouvement entre le bloc et le sol se traduit par $u = x - y$. Il est hypothétiquement admis que la résistance à l'interface bloc-sol

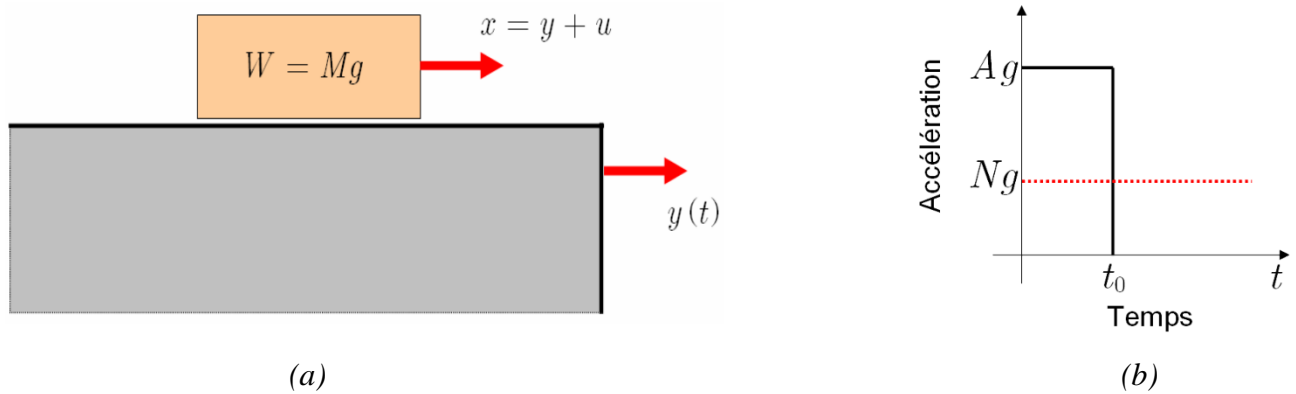


Figure 3.3 - Le schéma de Newmark (1965): (a) bloc rigide positionné sur un substrat mobile et (b) oscillation d'une accélération à forme rectangulaire (Chatzigogos, 2007)

est NW , avec N représentant le coefficient de frottement. Introduisons une accélération horizontale appliquée au bloc, à l'instar de la représentation sur la Figure 3.3b. Ce bloc subit alors une force horizontale MAg due à l'accélération du substrat, active durant l'intervalle temporel $[0, t_0]$, et une force de frottement MNg à l'interface sol-bloc, active jusqu'à l'instant t_m , moment où la vitesse relative du bloc et du sol se neutralise. Les vitesses inhérentes à l'accélération et à la force de frottement sont illustrées à la Figure 3.3.

En dérivant de $V = Agt_0$, nous sommes conduits à l'équation :

$$V = Ngt_m \Rightarrow t_m = \frac{V}{Ng} \quad (3.11)$$

La magnitude maximale du déplacement du bloc vis-à-vis du sol, connue sous u_{max} , est obtenue à l'instant t_m . Elle correspond à l'aire intercalée entre les deux courbes de la Figure 3.3.

$$u_{max} = \frac{1}{2}V(t_m - t_0) = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right) \quad (3.12)$$

Remarques sur le Modèle de (Newmark, 1965)

La simplicité apparente du modèle de Newmark (1965) masque sa profondeur et son pertinence. Il encapsule les principes cardinaux de la conception axée sur les déplacements.

Prescription de déplacements permanents : Dans l'équation (2.43), le paramètre N peut être vu comme un critère de design de la structure, tandis que V et A sont les paramétriques de l'événement sismique. En prescrivant u_{max} , on peut moduler le design selon N , ouvrant la voie conception basée sur la performance.

Modèle non-linéaire : Pour anticiper le mouvement résiduel, une non-linéarité est incorporée, en l'occurrence, la force de liaison dépendante de A .

Isolation sismique : La relation (3.12) éclaire sur la répartition énergétique dans la structure. La potentialité de mouvements résiduels induits offre une forme d'isolation sismique.

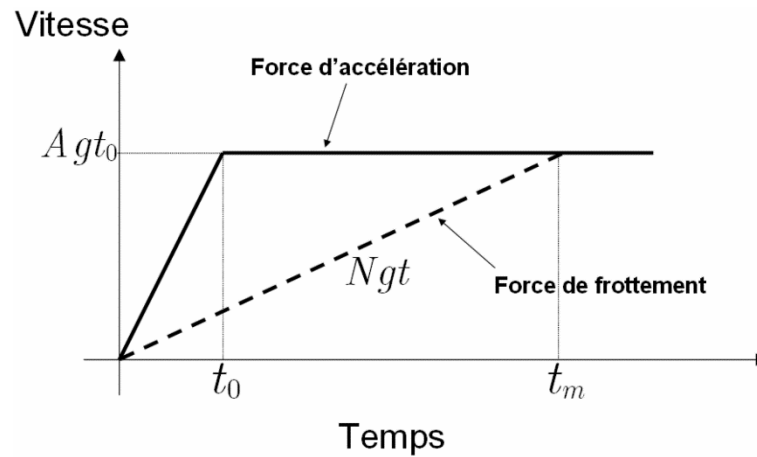


Figure 3.4 - Le schéma de Newmark (1965) : Réponse du bloc en termes de vitesses (Chatzigogos, 2007)

Interaction Sol-Structure : Dans l'écosystème de Newmark (1965), l'interaction sol-structure est un phénomène présumé. Toutefois, une compréhension plus nuancée révèle les dynamiques de cette interaction, nécessitant ainsi des techniques plus sophistiquées pour sa modélisation.

Pour conclure, la conception basée sur les déplacements est intrinsèquement bâtie sur deux piliers : l'interaction sol-structure pour la réponse dynamique et les non-linéarités à la fondation, génératrices de déplacements résiduels. Ces deux composantes sont interdépendantes, exigeant que l'interaction sol-structure soit analysée en intégrant les non-linéarités de la fondation.

3.3.3 Approches d'interaction sol-structure

3.3.3.1 Approches de sous-structures

L'approche des sous-structures repose sur la décomposition du problème en étapes successives, chacune étant traitée de manière considérablement plus simple, puis les solutions sont superposées pour obtenir la réponse globale du système. Il est important de noter que la superposition n'est valable que si toutes les étapes sont totalement linéaires. L'un des avantages majeurs de cette méthode est qu'elle permet le traitement fréquentiel des étapes successives. Voici les principales étapes de cette méthode, comme illustré dans la Figure 3.5 :

- ✓ Tout d'abord, on considère la sous-structure initiale, qui comprend le profil géotechnique et la fondation sans masse. On applique un mouvement basé sur le déplacement au point de contrôle \ddot{u}_{PC} à la base du profil géotechnique pour calculer la réponse \ddot{u} du système à l'interface rigide sol-fondation. Cette interaction cinématique (IC) est plus significative pour les fondations profondes massives que pour les fondations superficielles (Beltrami *et al.*, 2006; Mylonakis *et al.*, 2006; Chatzigogos, 2007).

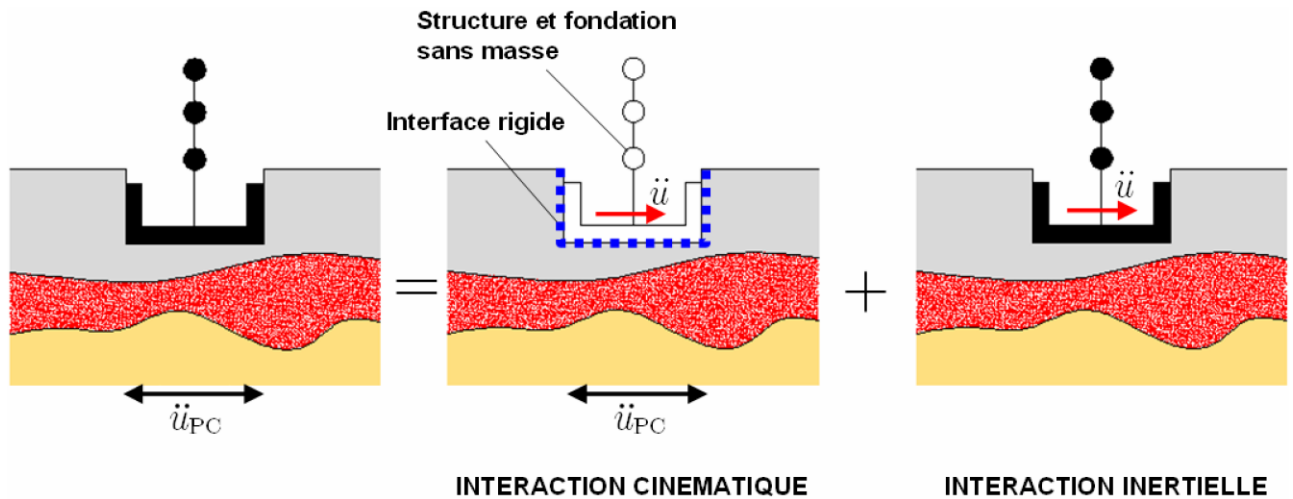


Figure 3.5 - La division du problème d'Interaction Sol-Structure (ISS) en deux aspects distincts : l'interaction cinématique (IC) et l'interaction inertielle (II) (Chatzigogos, 2007)

- ✓ Dans la deuxième étape, la réponse du système global (Sol + Fondation + Structure) est calculée en réponse au champ \ddot{u} de la première étape. La différence entre ces champs représente l'interaction inertielle (II), due aux forces d'inertie dans la structure et la fondation. Pour les fondations superficielles, l'évaluation de l'interaction inertielle implique également le calcul des impédances dynamiques de la fondation.

Les impédances dynamiques de la fondation dépendent de la fréquence de la sollicitation et peuvent être complexes, reflétant les caractéristiques d'inertie, de rigidité et de dissipation d'énergie du système. Plusieurs méthodes et expressions sont disponibles pour l'évaluation des impédances dynamiques de diverses configurations de fondations (Gazetas, 1991; Sieffert et Cevaer, 1992; Mylonakis *et al.*, 2006). Cette approche, bien que basée sur des comportements linéaires, ne peut pas être directement appliquée à une conception de fondation basée sur les déplacements.

3.3.3.2 Approches directes

Les approches directes abordent l'ensemble du problème d'interaction dynamique sol-structure (IDSS) de manière globale en calculant simultanément les déplacements dans le sol et dans la structure. Ces approches utilisent la discrétisation des domaines de la structure et du sol à l'aide d'éléments finis, permettant ainsi l'incorporation de toutes les caractéristiques géométriques pertinentes, la prise en compte des hétérogénéités matérielles dans le sol ou la superstructure, et l'introduction des lois de comportement nécessaires pour décrire les non-linéarités et les phénomènes irréversibles du système.

Cependant, la modélisation dans le cadre des méthodes directes comporte plusieurs défis :

- ✓ Il est nécessaire de définir avec précision les sollicitations sismiques à appliquer au système.

- ✓ Des éléments spécifiques doivent être utilisés aux frontières du domaine du sol pour préserver son caractère non borné.
- ✓ Une discrétisation suffisamment fine du sol est requise pour décrire de manière précise la propagation des ondes de haute fréquence.
- ✓ Une méthode de résolution efficace dans le domaine temporel doit être appliquée.

De plus, les approches directes nécessitent l'utilisation de logiciels de calcul spécialisés. Il est important de noter que la mise en œuvre de ces approches directes pour l'ISS demeure une opération coûteuse, en particulier pour les problèmes tridimensionnels. Par conséquent, il est essentiel de développer des approches plus rapides et plus simples qui puissent fournir une description adéquate des effets des non-linéarités et des irréversibilités sur la réponse globale du système, en particulier pour les applications courantes.

3.3.3.3 Approches hybrides

Les approches hybrides se situent entre les approches directes et les approches de sous-structures dans le contexte de l'interaction sol-structure (ISS). Elles consistent à diviser le sol en deux zones distinctes : une proche de la structure, où toutes les non-linéarités et irréversibilités pertinentes sont prises en compte, et une éloignée de la fondation, où le sol n'est pas influencé par la structure. Le champ éloigné peut être résolu avec des approches linéaires telles que les impédances dynamiques, tandis que le champ proche est inclus dans le modèle de la structure et traité directement. La définition précise de la frontière entre ces zones doit être adaptée au problème spécifique.

Pour les fondations superficielles, où l'interaction inertielle prédomine, le problème est divisé en deux étapes :

- ✓ Calcul des impédances dynamiques : Les impédances dynamiques sont calculées pour la fondation sans masse posée sur le sol. Ces impédances, fonction de la fréquence de l'excitation sismique, décrivent la réponse dynamique de la fondation.
- ✓ Modélisation de la structure avec un macroélément : La réponse de la structure est calculée en utilisant le champ \ddot{u} développé au niveau de la fondation. Cette réponse est influencée par le macroélément, qui est un élément de liaison placé à la base de la superstructure. Ce macroélément possède une loi de comportement non linéaire reflétant le comportement du sol au niveau de la fondation. Il combine les caractéristiques du champ proche et éloigné, comme mentionné par Cremer (2001).

3.3.3.4 Approches basées sur la notion du macroélément

La notion du macroélément permet d'intégrer les propriétés du sol, de la fondation et de la structure dans une approche unifiée pour l'ISS. Il est introduit dans les méthodes d'évaluation traditionnelles

de l'ISS pour faciliter leur utilisation dans la conception basée sur les déplacements. Ce processus comprend :

- ✓ Définition d'un mouvement sismique de référence \ddot{u}_{PC} au point de contrôle, suivi de son transfert à l'assise rocheuse du profil géotechnique pour évaluer le champ \ddot{u} au niveau de la fondation.
- ✓ Calcul des impédances dynamiques pour la configuration de la fondation, utilisées pour définir la partie linéaire de la loi de comportement du macroélément, servant de liaison entre la structure et le système sol-fondation.
- ✓ Complétion de la loi de comportement du macroélément en y incorporant les non-linéarités développées au niveau de la fondation, ce qui permet d'évaluer les déplacements résiduels de la structure.
- ✓ Calcul de la réponse de la structure, en tenant compte du macroélément, pour le champ \ddot{u} .

Ainsi, la notion du macroélément étend l'applicabilité des méthodes d'évaluation de l'ISS à la conception de structures basée sur les déplacements, en intégrant les non-linéarités du sol et de la fondation dans l'analyse globale (Cremer, 2001; Chatzigogos, 2007; Chatzigogos *et al.*, 2009).

3.4 Capacité portante sismique des fondations filantes

3.4.1 Définitions des forces d'inertie engendrées aux fondations

Pendant un séisme, les ondes sismiques se propagent à travers le sol depuis la source sismique. Cette propagation génère des déformations dans le sol et engendre des forces d'inertie à l'intérieur du sol. En parallèle, le mouvement du sol est transmis à la fondation, ce qui crée des forces inertielles au sein de la superstructure. Ces forces inertielles dépendent de plusieurs facteurs, notamment les caractéristiques de l'excitation sismique, les propriétés de la superstructure et l'interaction entre le sol et la structure elle-même. Les forces inertielles présentes dans la superstructure sont décrites à l'aide de paramètres de chargement normalisés, notés N , V et M . D'autre part, les forces existant dans le sol sont quantifiées à travers le paramètre normalisé F_h , qui spécifie les forces d'inertie horizontales. Il convient de noter que dans le cas de sols purement cohérents, c'est-à-dire ceux décrits par le critère de Tresca, les forces d'inertie verticales uniformes ne jouent pas de rôle significatif dans la capacité portante. Cependant, pour les sols frottants décrits par le critère de Coulomb, les forces inertielles verticales sont prises en considération en utilisant la quantité a_v . Cette approche permet de mieux comprendre comment les charges induites par un séisme sont évaluées et comment elles influent sur la capacité portante des fondations superficielles en prenant en compte à la fois les charges de la superstructure et les réponses dynamiques du sol.

Sur la base des résultats des calculs à la rupture statiques et cinématiques, Pecker (1997) a développé des expressions analytiques pour obtenir rapidement des surfaces de rupture. Ces formules décrivent des surfaces dans l'espace des paramètres de chargement N , V et M fonction du quatrième paramètre F_h . La Figure 3.6 présente des exemples de ces surfaces de rupture pour les sols cohérents et les sols frottants. La formulation de Pecker (1997) a été adoptée dans les normes européennes, notamment l'Eurocode 8 (2005). L'équation (3.13) représente l'expression générale introduite dans l'Eurocode, applicable tant aux sols cohérents qu'aux sols frottants.

$$\frac{(1-e\overline{F}_h)^{c_T}(\beta\overline{V})^{c_T}}{(\overline{N})^a[(1-m\overline{F}_h)^{c_N}-\overline{N}]^b} + \frac{(1-f\overline{F}_h)^{c_M}(\omega\overline{M})^{c_M}}{(\overline{N})^c[(1-m\overline{F}_h)^{c_N}-\overline{N}]^d} - 1 \leq 0 \quad (3.13)$$

Dans l'équation (3.13), les paramètres de chargement \overline{N} - \overline{V} - \overline{M} sont normalisés par rapport à la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée N_{max} . Le terme γ_{Rd} dans (3.14) est le coefficient partiel du modèle, prenant en compte toutes les incertitudes relatives au modèle.

$$\overline{N} = \gamma_{Rd} \frac{N_{Ed}}{N_{max}}, \quad \overline{V} = \gamma_{Rd} \frac{V_{Ed}}{N_{max}}, \quad \overline{M} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Ed}}{BN_{max}} \quad (3.14)$$

Les valeurs de \overline{F}_h dans l'équation (3.13) et de N_{max} dans l'équation (3.14) sont déterminées en se basant sur le critère de résistance du sol.

- **Pour les sols purement cohérents**

$$\begin{cases} \overline{F}_h = \frac{\rho a_h B}{\overline{c}} \\ N_{max} = (\pi + 2) \frac{\overline{c} B}{\gamma_M} \end{cases} \quad (3.15)$$

Où : \overline{c} : Composante du tenseur de contraintes au point ;

γ_M : La résistance au cisaillement non drainé du sol ;

ρ : La masse volumique du sol ;

a_h : L'accélération horizontale de calcul du sol.

- **Pour les sols purement frottants**

$$\begin{cases} \overline{F}_h = \frac{a_h}{g \tan \varphi'_d} \\ N_{max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g}\right) B^2 N_\gamma \end{cases} \quad (3.16)$$

Où : a_v : L'accélération verticale de calcul du sol ;

N_γ : Facteur de portance dépendant de l'angle de frottement drainé φ'_d .

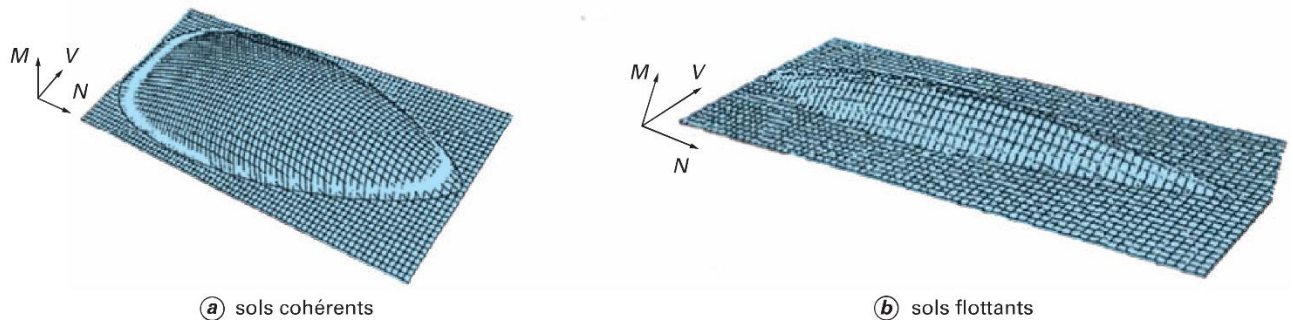


Figure 3.6 - Surfaces de charge selon l'Eurocode 8 (2005) pour : a) sols cohérents et b) sols frottants

Les autres paramètres mentionnés dans l'équation (3.13) sont établis en fonction du type de sol et leurs valeurs correspondantes sont consignées dans le Tableau 3.1.

3.4.2 Revue des méthodes d'évaluation sous conditions sismique

Dans cette section, nous exposons les découvertes majeures relatives à la capacité portante sismique des fondations filantes. Historiquement, les avancées dans ce domaine spécifique ont souvent précédé celles liées à des configurations plus élaborées. En adhérant à cette perspective, nous mettons en lumière des recherches significatives concernant les semelles filantes.

Le problème de la capacité portante sismique des fondations filantes a initialement été explorée au sein de la formulation traditionnelle de capacité portante, telle qu'exprimée par les équations de Meyerhof (1953, 1963) et Hansen (1961, 1970). Cette méthode simplifiée reposait sur l'appréhension d'une force oblique et décalée sur la semelle, découlant des forces inertielles engendrées dans la superstructure lors des mouvements sismiques. Cette démarche, intrinsèquement pseudo-statique, nécessitait seulement la détermination des coefficients d'inclinaison et d'excentricité des charges, en lien avec les spécificités du séisme, tout en omettant l'influence des forces inertielles générées dans le sol de fondation.

Tableau 3.1 - Valeurs numériques des paramètres utilisés dans l'équation (3.13)

	Sols purement cohérents	Sols purement frottants
a	0.70	0.92
b	1.29	1.25
c	2.14	0.92
d	1.81	1.25
e	0.21	0.41
f	0.44	0.32
m	0.21	0.96
c_N	1.22	1.00
c'_N	1.00	0.39
c_T	2.00	1.14
c_M	2.00	1.01
c'_M	1.00	1.01
β	2.57	2.90
ω	1.85	2.80

L'impact des sollicitations sismiques sur les fondations superficielles a été l'objet de nombreuses études, mais celle de **Sarma et Iossifelis (1990)** se distingue par son approche unique et rigoureuse. Dans leur étude, ils se sont penchés sur le défi persistant de déterminer la capacité portante des fondations filantes lorsqu'elles sont soumises à des charges sismiques. L'un des points saillants de leur recherche est la critique des codes sismiques courants qui négligent souvent l'effet de l'inertie de la masse de sol située sous une fondation. Contrairement à cette pratique standard, Sarma et Iossifelis (1990) reconnaissent que l'accélération sismique ne se limite pas uniquement à la structure, mais qu'elle influe aussi sur le sol sous-jacent.

En utilisant la technique d'équilibre limite de l'analyse de la stabilité des pentes avec des tranches inclinées, ils ont réussi à déterminer les facteurs de capacité portante sismiques, à savoir N_c , N_q et N_γ . Leurs résultats révèlent que N_q dépend de l'inertie de la charge de surcharge. De plus, ils ont identifié des inexactitudes dans la littérature existante concernant les relations entre N_c , et N_q pour les charges inclinées. De manière significative, ils ont souligné que l'inertie de la masse de sol influence indéniablement N_γ . La présentation graphique des résultats, en fonction du facteur d'accélération horizontale et de l'angle de frottement interne du sol (Figure 3.7), offre un aperçu visuel des conclusions de l'étude. Cependant, Sarma et Iossifelis (1990) reconnaissent les limitations de leur étude, notamment l'exclusion des effets de la pression interstitielle induite par le séisme. Ils suggèrent que pour des accélérations faibles, l'inertie de la masse de sol a un impact mineur, absorbé par le facteur de sécurité. Mais, pour des accélérations élevées, dépassant l'accélération critique, la déformation de la fondation pourrait être évaluée à l'aide de la technique du bloc glissant, bien que cette méthode soit limitée aux sols qui ne perdent pas de résistance lors de la déformation.

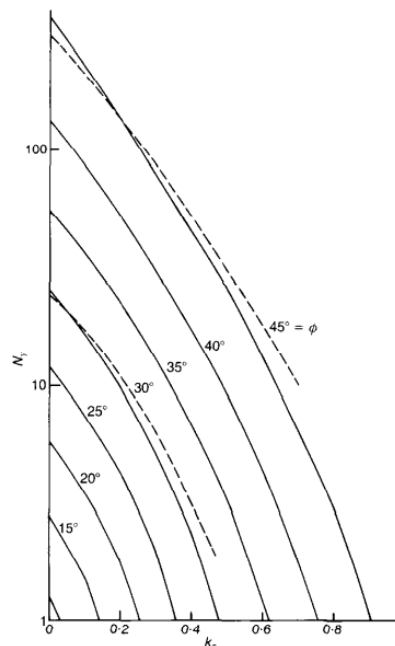


Figure 3.7 - Facteur de capacité portante N_γ en fonction du facteur d'accélération critique (Sarma et Iossifelis, 1990)

Le travail de Sarma et Iossifelis (1990) constitue une avancée notable dans la compréhension de la capacité portante des fondations filantes en conditions sismiques. Il établit non seulement des fondements solides pour la recherche future, mais remet également en question certaines suppositions largement acceptées dans le domaine.

Richards *et al.* (1993) ont mené une analyse minutieuse des phénomènes sismiques influençant les fondations superficielles établies sur des sols granulaires. Leurs travaux se basent sur une série d'observations, à la fois en laboratoire et sur le terrain, pour identifier les causes des tassements sismiques qui ne sont pas directement liées aux variations de densité ou à la liquéfaction. Le cadre théorique qu'ils ont adopté repose sur une méthode d'analyse limite utilisant un mécanisme de type Coulomb (Figure 3.8). Ce mécanisme se distingue par sa prise en compte des forces inertielles qui agissent simultanément sur le sol et sur la fondation. De cette analyse, ils ont pu déduire des formules pour calculer les facteurs de capacité portante sismique. Ces formules présentent la particularité d'être en lien étroit avec les formules utilisées pour des conditions statiques.

Le mécanisme de rupture selon Coulomb s'adapte à un contexte sismique. Comme indiqué à la Figure 3.9, les forces inertielles $k_h\gamma$ et $k_v\gamma$ liées aux accélérations, auparavant nulles en statique, sont intégrées. Avec une densité γ et un angle de frottement φ constants, l'équilibre pseudo-statique détermine les coefficients sismiques K_{AE} (pression active) et K_{PE} (pression passive) :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \quad (3.17)$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos\theta \cos(\delta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right]^2} \quad (3.18)$$

Les angles de rupture critiques sous sollicitations sismiques en considérant les forces pseudo-statiques sont les suivants :

$$\rho_{AE} = +a + \arctan \left[\frac{\sqrt{(1 + \tan^2 a)[1 + \tan(\delta + \theta)\cot a]} - \tan a}{1 + \tan(\delta + \theta)(\tan a + \cot a)} \right] \quad (3.19)$$

$$\rho_{PE} = -a + \arctan \left[\frac{\sqrt{(1 + \tan^2 a)[1 + \tan(\delta - \theta)\cot a]} + \tan a}{1 + \tan(\delta + \theta)(\tan a + \cot a)} \right] \quad (3.20)$$

Avec :

$$\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (3.21)$$

$$a = (\varphi - \theta) \quad (3.22)$$

À l'aide des coefficients énoncés dans les équations 3.17 à 3.22, on peut déduire les facteurs de portance sismique :

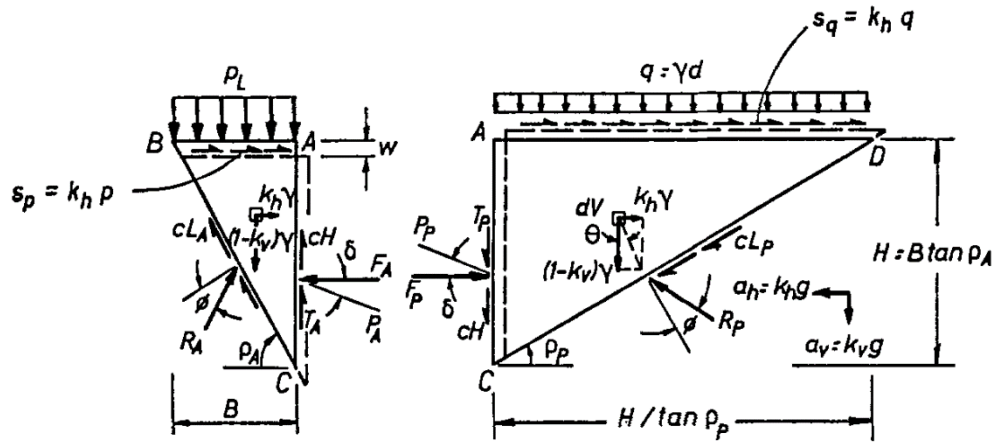


Figure 3.8 - Mécanisme de rupture de type « Coulomb » selon Richards et al. (1993)

$$N_{cE} = (N_{qE} - 1) \cot \varphi \quad (3.23)$$

$$N_{qE} = \frac{K_{PE}}{K_{AE}} \quad (3.24)$$

$$N_{\gamma E} = \tan \rho_{AE} \left(\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1 \right) \quad (3.25)$$

En mettant ces formules en parallèle, il devient manifeste que la capacité des fondations diminue drastiquement à mesure que l'accélération sismique augmente. L'étude met en évidence un phénomène qu'ils ont nommé "fluidisation inertielle périodique". Ce phénomène, même lors de séismes de magnitude modérée, peut provoquer des tassements conséquents. Richards *et al.* (1993) ont identifié deux facteurs principaux contribuant à la réduction de la capacité portante des fondations superficielles :

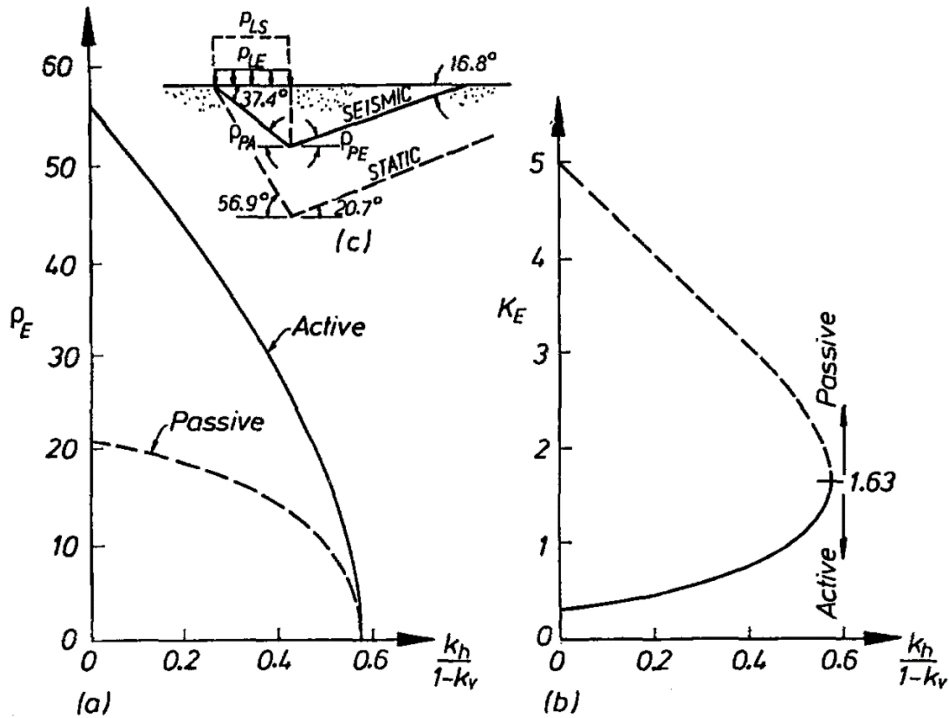


Figure 3.9 - Analyse de Mononobe-Okobe pour $\varphi = 30$, $\delta = \varphi/2$: (a) Inclinaison de la surface de rupture ; (b) Coefficients de pression sismique ; (c) Mécanisme de rupture pour $k_h/(1-k_v) = 0.3$ (Richards et al., 1993)

- **La dégradation sismique de la résistance du sol** : Les vibrations sismiques ont un impact direct sur la cohésion et l'angle de friction interne du sol, réduisant sa capacité à supporter des charges.
- **Forces inertielles latérales** : Lors d'un séisme, les structures transmettent des forces de cisaillement à leurs fondations. Ces forces, combinées à d'éventuelles surcharges, peuvent perturber l'équilibre des fondations et accentuer leur déplacement.

Dans la continuité de leur recherche, Richards *et al.* (1993) ont proposé une procédure de calcul basée sur le concept du "bloc glissant". Cette méthode est particulièrement adaptée pour estimer les tassements qui se produisent sur des intervalles de temps courts lors d'événements sismiques. Cette approche offre également un cadre méthodologique pour la conception des fondations. L'idée sous-jacente est de pouvoir prévoir et limiter les tassements sismiques en les circonscrivant à des seuils tolérables dans le cadre d'une conception sismique sécurisée des infrastructures.

L'approche avancée par **Budhu et Al-Karni (1993)** met en lumière la complexité entourant la capacité portante des sols, notamment dans un contexte sismique. Les premiers travaux fondateurs de Prandtl (1921) avaient jeté les bases de l'étude de la capacité portante des sols sous des charges statiques, mais le champ de recherche sur la capacité portante sismique des fondations superficielles restait relativement peu exploré.

S'inscrivant dans cette lignée, Budhu et Al-Karni (1993) ont soulevé des questions pertinentes en référence à des études antérieures. En particulier, ils ont observé que bien que Sarma et Iossifelis (1990) et Richards *et al.* (1990) aient analysé la réduction de la capacité portante statique des sols non cohésifs face aux accélérations horizontales d'un séisme, leurs conclusions différaient, en particulier en ce qui concerne les facteurs de capacité portante sismique N_{cE} , N_{qE} et $N_{\gamma E}$. Ces écarts peuvent être attribués à diverses méthodologies ou hypothèses adoptées par ces chercheurs. Mais la contribution la plus notable de Budhu et Al-Karni (1993) est de souligner un manque décisif dans ces études : l'absence de prise en compte des effets de l'accélération verticale et de la cohésion du sol. Ces deux facteurs peuvent avoir une influence significative sur la capacité portante, en particulier dans un contexte sismique.

S'appuyant sur la théorie de Mohr-Coulomb, Budhu et Al-Karni (1993) ont probablement développé un mécanisme de rupture qui tient compte des forces d'inertie du sol, tant au-dessus qu'au-dessous de la fondation, ainsi que des charges appliquées. La surface de rupture statique, modifiée par Vesić (1973) et illustrée en partie sur la Figure 3.10, est une surface symétrique comprenant trois zones : une zone active inclinée I, une zone de transition radiale II et une zone passive III. Les accélérations d'un événement sismique engendrent une surface de rupture non symétrique. Il est supposé qu'elle

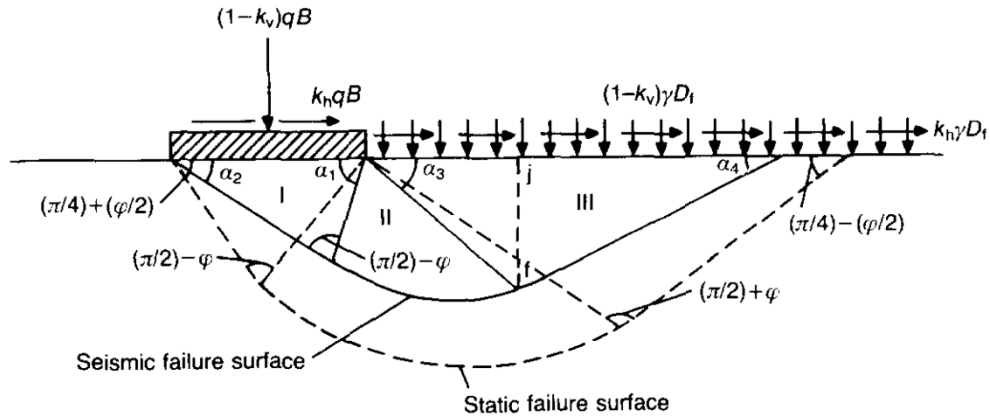


Figure 3.10 - Surfaces de rupture statiques et sismiques proposé par Budhu et Al-Karni (1993)

comprend des zones similaires à celles du cas statique, mais ces zones sont désormais nettement moins profondes et ont pivoté dans le sens anti-horaire à travers différents angles α .

Budhu et Al-Karni (1993) ont dérivé les coefficients correcteurs sismique comme rapports des facteurs de portance sismiques sur les facteurs statiques en utilisant la théorie de Mohr-Coulomb. Ils ont pris en compte les accélérations horizontales et verticales, ainsi que les effets des forces d'inertie situé en dessous et au-dessus de la fondation, et des charges appliquées :

$$e_{cE} = \frac{N_{cE}}{N_{cS}} = e^{-\beta_c} \quad (3.26)$$

$$e_{qE} = \frac{N_{qE}}{N_{qS}} = (1 - k_v) e^{-\beta_q} \quad (3.27)$$

$$e_{\gamma E} = \frac{N_{\gamma E}}{N_{\gamma S}} = \left(1 - \frac{2}{3} k_v\right) e^{-\beta_\gamma} \quad (3.28)$$

Avec :

$$\beta_c = 4.3 k_h^{1+D}, \quad D = 0, 0.4 \quad (3.29)$$

$$\beta_q = \frac{5.3 k_h^{1.2}}{1 - k_v} \quad (3.30)$$

$$\beta_\gamma = \frac{9 k_h^{1.1}}{1 - k_v} \quad (3.31)$$

Où : e_{cE} , e_{qE} et $e_{\gamma E}$ Coefficients correcteurs sismique ;

N_{cS} , N_{qS} et $N_{\gamma S}$ Facteurs de portance statique.

Le travail innovant de **Paolucci et Pecker (1997b)** s'est appuyé sur l'approche cinématique de la théorie de l'analyse limite pour évaluer les effets sismiques sur la capacité portante ultime des fondations superficielles. Cette approche, centrée sur la manière dont les sols se déforment et se déplacent sous l'effet des sollicitations sismiques, a conduit à la formulation d'un mécanisme cinématique distinctif (Figure 3.11b). Contrairement aux mécanismes traditionnels (Figure 3.11a), le modèle qu'ils ont proposé permet explicitement le soulèvement de la fondation en réponse à de fortes

excentricités de charge, soulignant ainsi l'importance de considérer des scénarios de charges non centrées lors de la simulation de tremblements de terre.

Cependant, tout en mettant en avant une approche analytique rigoureuse, ils ont également reconnu la nécessité d'outils simplifiés pour la pratique courante de l'ingénierie. Cette reconnaissance les a conduits à dériver des formules empiriques de l'effet de l'inertie du sol et de la superstructure, qui offre une évaluation simplifiée des effets sismiques sans pour autant sacrifier la précision. Il s'agit d'une tentative de combler le fossé entre des analyses rigoureuses et la nécessité d'une mise en œuvre pratique en ingénierie.

$$e_{cE}^S = \frac{N_{cE}^S}{N_c} = 1 - 0.32k_h \tag{3.32}$$

$$e_{qE}^S = e_{\gamma E}^S = \frac{N_{q,\gamma E}^S}{N_{q,\gamma}} = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35} \tag{3.33}$$

$$e_{cE}^{SS} = e_{qE}^{SS} = e_{\gamma E}^{SS} = (1 - 1.18k_{hi})^3 \tag{3.34}$$

- Où : $e_{cE}^S, e_{qE}^S, e_{\gamma E}^S$ Coefficients correcteurs sismique de l'effet de l'inertie du sol ;
 $e_{cE}^{SS}, e_{qE}^{SS}, e_{\gamma E}^{SS}$ Coefficients correcteurs sismique de l'effet de la superstructure ;
 k_h, k_{hi} Coefficients d'accélération sismique de l'effet de l'inertie du sol de la superstructure, respectivement.

L'une des conclusions les plus frappantes de leur étude est relative à l'inertie du sol. En se plongeant dans les interactions entre le sol et la structure pendant un séisme, Paolucci et Pecker (1997b) ont déterminé que l'inertie du sol joue un rôle beaucoup moins prépondérant que les actions sismiques transmises par la structure elle-même. Cette perspective révolutionne la manière dont l'inertie du sol peut être traitée dans la conception sismique. En confrontant leurs résultats à ceux d'autres études pertinentes, ils ont mis en évidence la supériorité de leur méthode, en particulier lorsque l'on considère l'effet de soulèvement dû à l'excentricité de la charge. Cette validation par rapport aux études

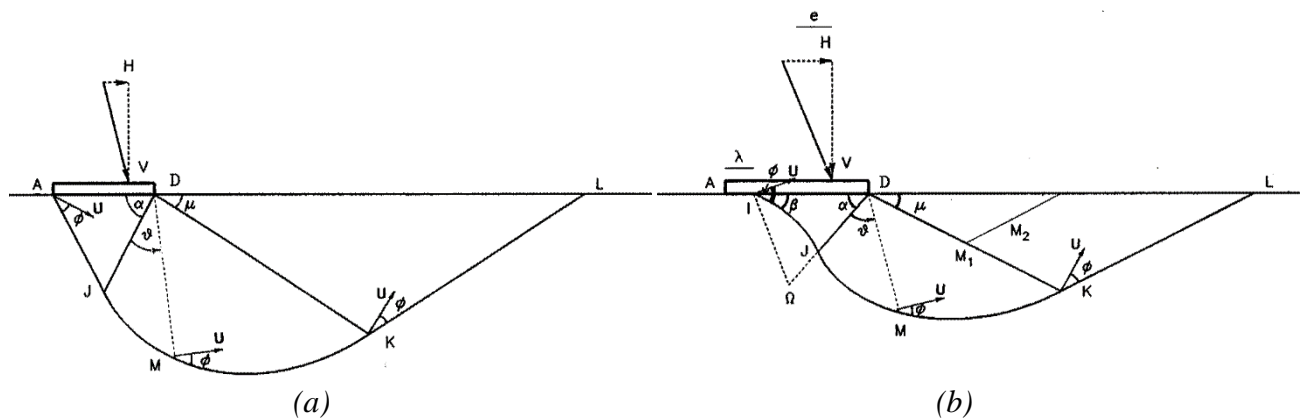


Figure 3.11 – Mécanismes de rupture cinématiques étudiés par Paolucci et Pecker (1997b) : (a) défini par deux paramètres géométriques α et μ (b) défini par quatre paramètres géométriques λ , β , α et μ

antérieures renforce la pertinence de leur approche pour une application pratique en génie civil sismique. En synthèse, Paolucci et Pecker (1997b) ont apporté une contribution majeure à la compréhension et à la conception des fondations superficielles en contexte sismique, tout en offrant des outils et des perspectives qui peuvent influencer la manière dont les ingénieurs civils abordent ces défis à l'avenir.

L'étude menée par **Soubra (1999)** porte sur la capacité portante, tant dans des conditions statiques que sismiques, de fondations en bandes superficielles. Dans cette étude, l'auteur a examiné deux mécanismes de rupture distincts (Figure 3.12), nommés *M1* et *M2*, qui sont analysés en utilisant l'approche des bornes supérieures de la théorie de l'analyse limite. Le premier mécanisme, *M1*, présente une symétrie. Ce mécanisme est essentiellement conçu pour étudier des scénarios sans influence sismique. Il est caractérisé par un coin actif triangulaire positionné juste en dessous de la fondation. En plus de ce coin, il y a deux zones distinctes de cisaillement radial. Ces zones sont formées d'une série de triangles rigides, s'assemblant les uns aux autres. À l'opposé, le mécanisme *M2* n'a pas cette symétrie. Il est plutôt conçu avec une unique zone de cisaillement radial. Cette conception particulière rend *M2* adapté à l'évaluation de la capacité portante lorsqu'il y a une influence sismique.

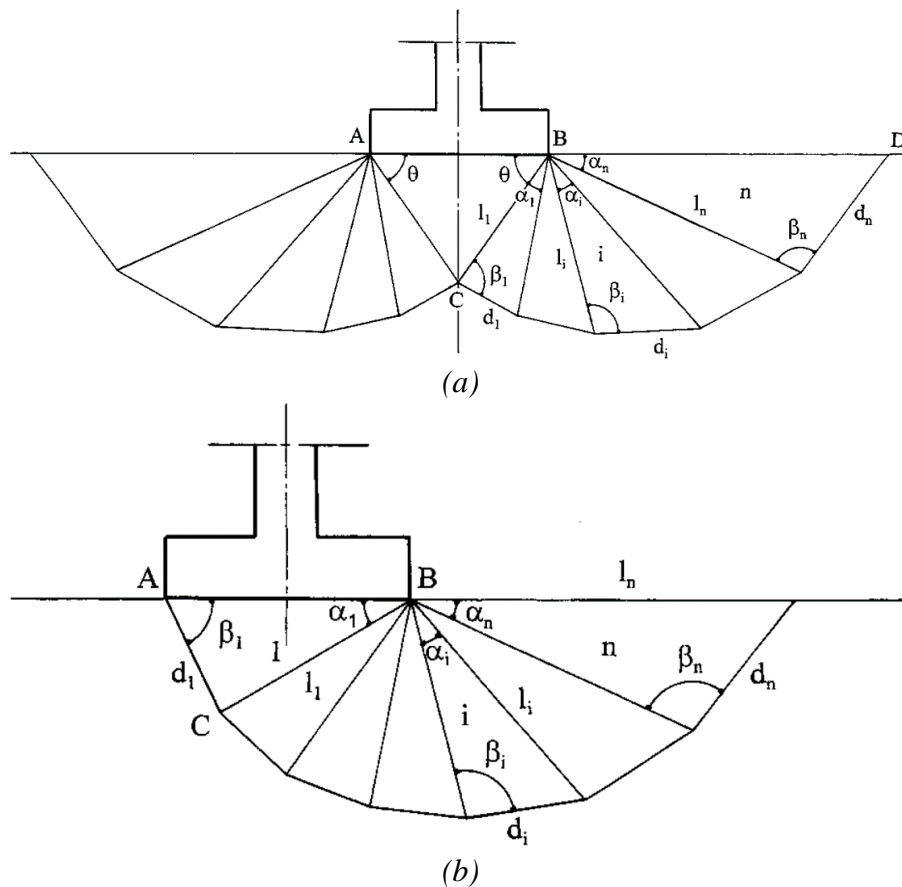


Figure 3.12 – Mécanismes de rupture étudiés par Soubra (1999) : (a) *M1* pour l'analyse statique (b) *M2* pour l'analyse sismique

Une particularité de cette étude est l'adoption d'une représentation quasi-statique des impacts sismiques. Cette approche est basée sur le concept du coefficient sismique, qui est une mesure couramment utilisée pour évaluer l'intensité et les effets potentiels d'un séisme. Soubra (1999) a présenté les facteurs de portance sismique sous forme de graphiques de conception pour une utilisation pratique en géotechnique. La discussion suggère que la prise en compte des effets sismiques modifie significativement les valeurs traditionnellement acceptées pour ces facteurs de capacité portante. La comparaison de ses résultats avec ceux d'autres chercheurs a permis d'établir la validité et la pertinence de ses conclusions. Dans les zones sismiquement actives, il est important de considérer ces ajustements pour garantir la sécurité et la stabilité des structures.

L'analyse menée par **Kumar et Rao (2002, 2003)** se penche sur l'impact des forces sismiques horizontales sur la capacité portante des fondations. Dans leur démarche, ils ont utilisé la méthode des caractéristiques de contraintes (lignes de glissement), assurant ainsi une évaluation précise et

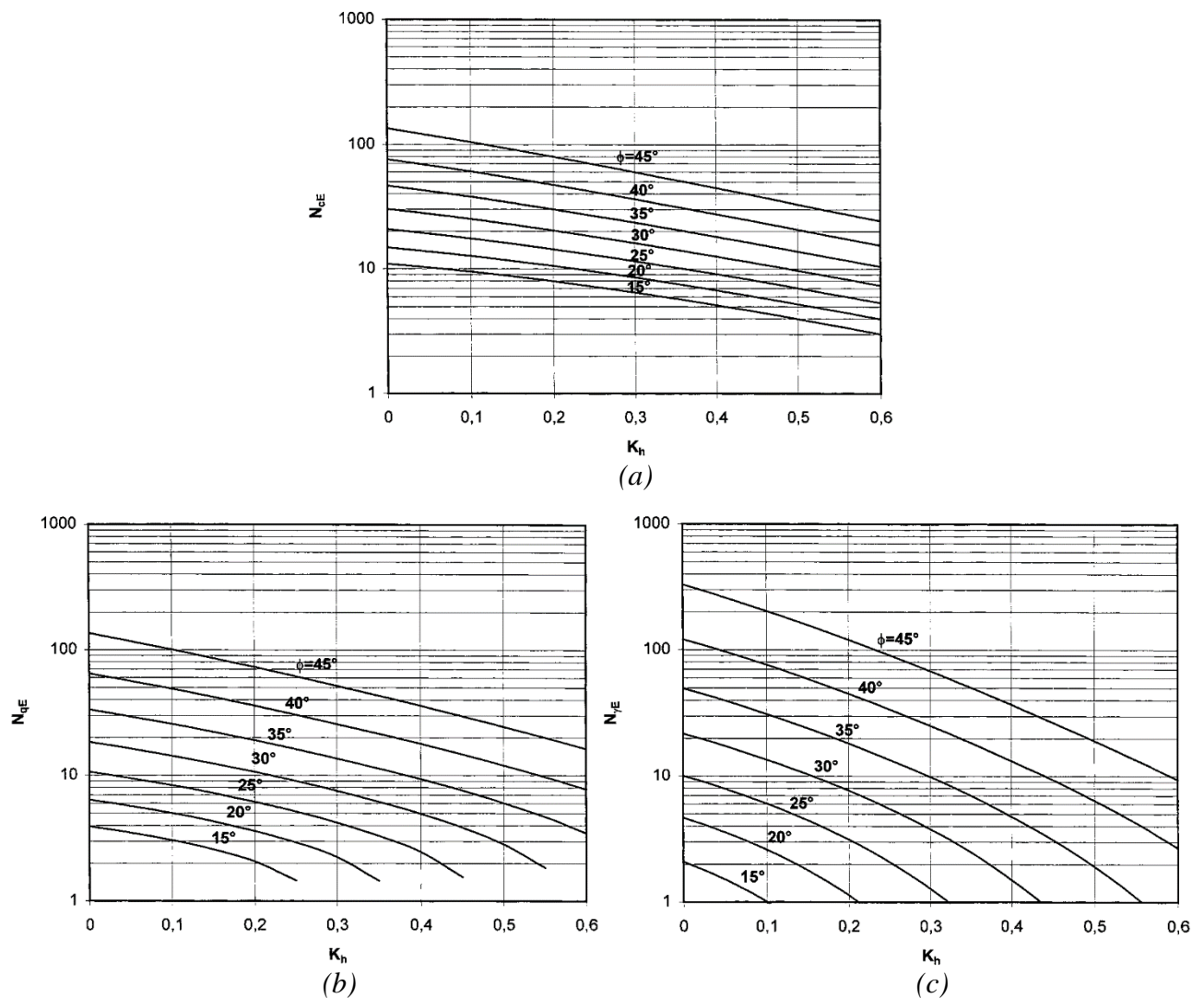
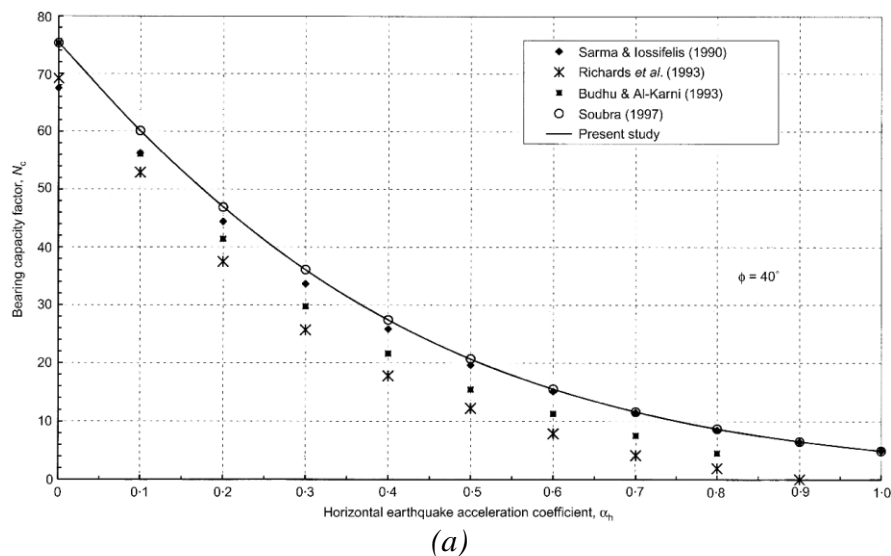


Figure 3.13 - Facteurs de portance sismique : (a) N_{cE} (b) N_{qE} (c) $N_{\gamma E}$ (Soubra, 1999)

rigoureuse. Le cœur de cette étude est l'examen des facteurs de capacité portante, à savoir N_c , N_q et N_γ , qui correspondent respectivement à la cohésion du sol, à la pression de surcharge du sol et au poids volumique du sol. Ces facteurs ont été représentés graphiquement en fonction du coefficient d'accélération sismique k_h pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol φ .

Lors de l'intégration des effets sismiques dans l'analyse de la capacité portante, une série d'observations clés a émergé, mettant en lumière l'influence de ces forces dynamiques sur les fondations. Tout d'abord, bien que les facteurs de capacité portante N_c et N_q calculés concordent avec ceux mentionnés dans d'autres travaux utilisant diverses approches (Figure 3.14a et b), le facteur N_γ s'est distingué par une valeur significativement inférieure à celle couramment citée dans la littérature (Figure 3.14c). Cette divergence souligne l'impact prononcé des forces sismiques sur le comportement du sol, particulièrement en ce qui concerne le poids unitaire du sol. De plus, ces forces sismiques ont manifestement altéré la distribution conventionnelle des pressions sous la fondation. En conséquence, non seulement la répartition des charges le long de la base de la fondation évolue en présence de tremblements de terre, mais les motifs de rupture typiques dans le sol, identifiés comme les zones de rupture sous l'effet de la pression, sont également remodelés. Ces résultats démontrent la nécessité de reconsidérer et d'ajuster les méthodes d'évaluation de la capacité portante dans des régions sujettes à des activités sismiques significatives.

Dans l'analyse de la capacité portante sous conditions non sismiques, le mécanisme de rupture typique sous une fondation superficielle se présente comme une surface symétrique, influencée par des facteurs tels que la cohésion du sol, la pression de surcharge et le poids volumique du sol. Cependant, avec l'introduction des forces sismiques, notamment horizontales, ce mécanisme est modifié (Figure 3.15). L'accélération sismique induit des contraintes supplémentaires, entraînant potentiellement un mécanisme de rupture non symétrique, incliné ou décalé dans la direction de l'accélération.



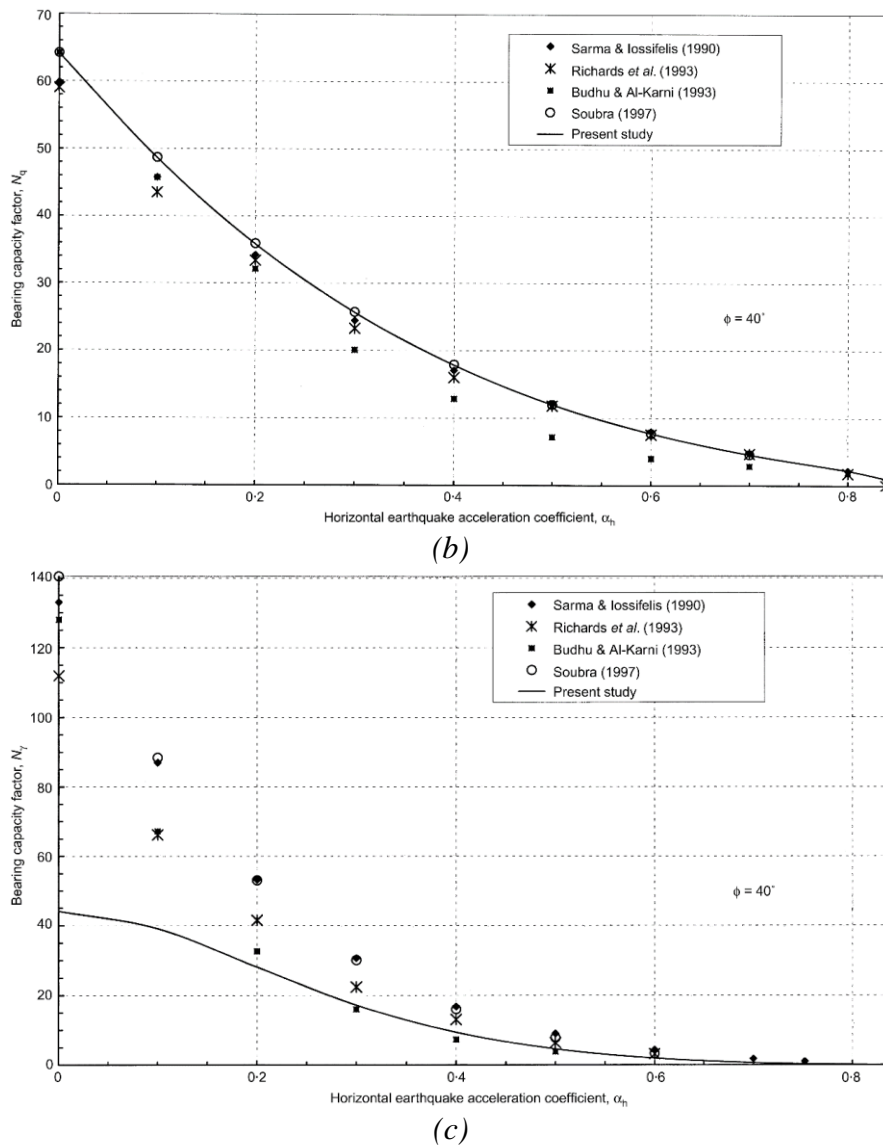


Figure 3.14 - Comparaison des facteurs de portance sismique : (a) N_c (b) N_q (c) N_y (Kumar et Rao, 2002)

Par conséquent, la distribution de la pression sous la fondation change, modifiant à son tour les points ou zones de rupture maximale. L'analyse de Kumar et Rao suggère que la nature des motifs de rupture varie considérablement en présence d'accélération sismiques, ce qui implique des zones traditionnelles de rupture ou des trajectoires de rupture modifiées selon l'intensité et la direction de l'activité sismique.

La reconnaissance du rôle essentiel des forces sismiques dans la détermination de la capacité portante est essentielle pour les ingénieurs géotechniques, en particulier dans les régions sismiquement actives. Comprendre comment ces forces influencent les fondations peut aider à concevoir des structures plus sûres et plus résilientes face aux tremblements de terre. L'étude de Kumar et Rao (2002, 2003) contribue ainsi à un champ de recherche en évolution, offrant des insights précieux et des méthodes améliorées pour évaluer la capacité portante des fondations dans des conditions sismiques.

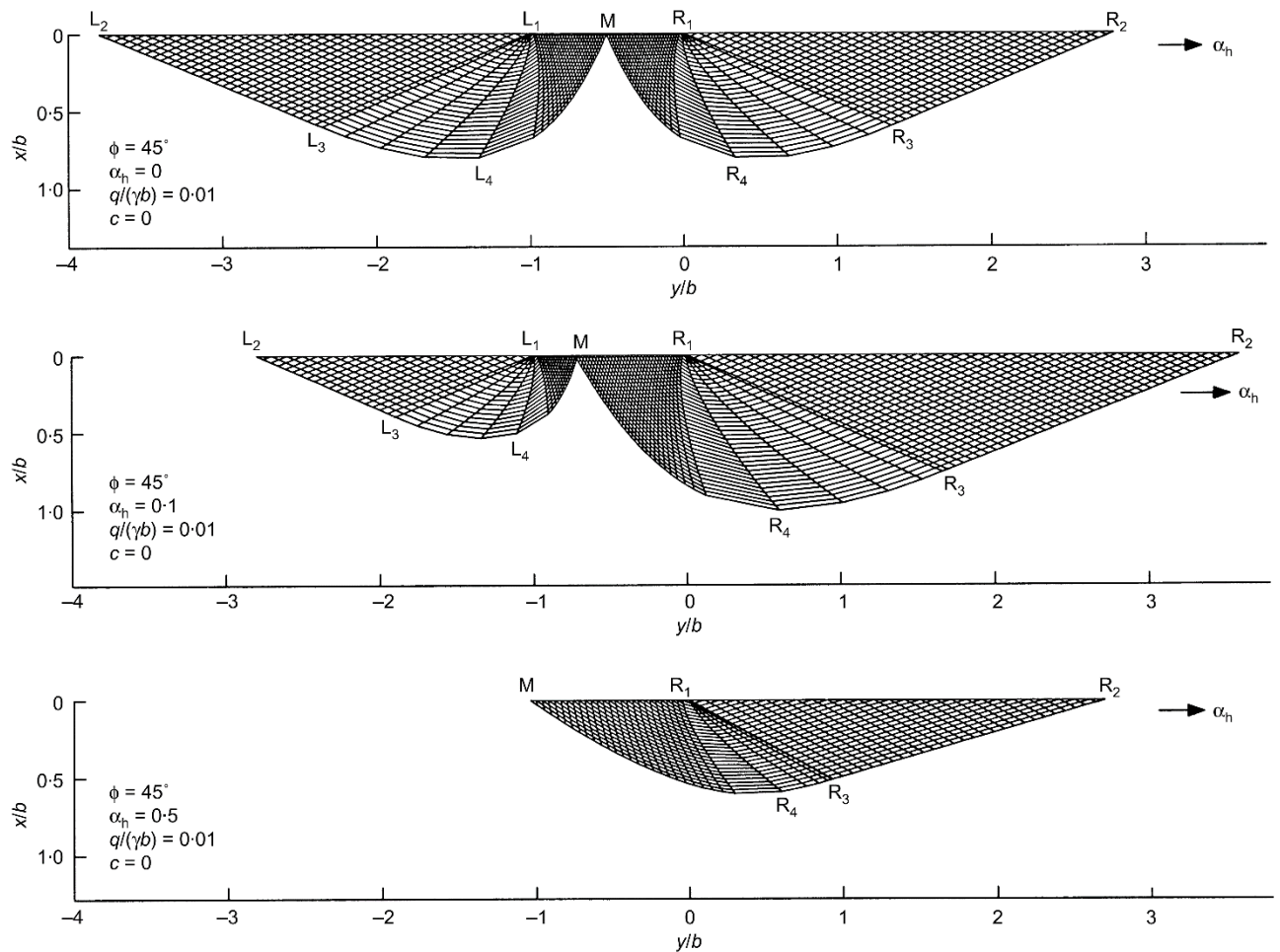


Figure 3.15 – Mécanisme de rupture pour différentes valeurs du coefficient horizontal sismique ($\phi = 45^\circ$) (Kumar et Rao, 2002)

Fishman et al. (2003) ont examiné l'approche classique de la conception de fondations dans le contexte des forces de cisaillement, en particulier en ce qui concerne l'ajustement de la capacité portante des fondations superficielles. Ils ont constaté que, traditionnellement, pour compenser les effets des forces de cisaillement, des facteurs d'inclinaison étaient utilisés pour ajuster la capacité portante, en prenant en compte la cohésion, la surcharge et le poids propre.

L'innovation introduite par Fishman et al. (2003) réside dans leur exploration de l'origine de ces facteurs d'inclinaison. Habituellement, ces facteurs sont basés sur des données empiriques, issues d'essais de laboratoire et de terrain. Le calcul du coefficient d'inclinaison, désigné par f ou n selon le contexte, s'effectue de la manière suivante :

$$f = \frac{P_h}{k_h P_v} \quad (3.35)$$

$$n = \frac{P_h}{P_v \tan \phi} \quad (3.36)$$

Où P_v et P_h représentent respectivement les forces verticales et horizontales à la base de la fondation. Cependant, Fishman et al. (2003) ont proposé une autre méthode : dériver ces facteurs à partir d'une analyse limite utilisant un mécanisme de type Coulomb. Ce mécanisme est un modèle mathématique

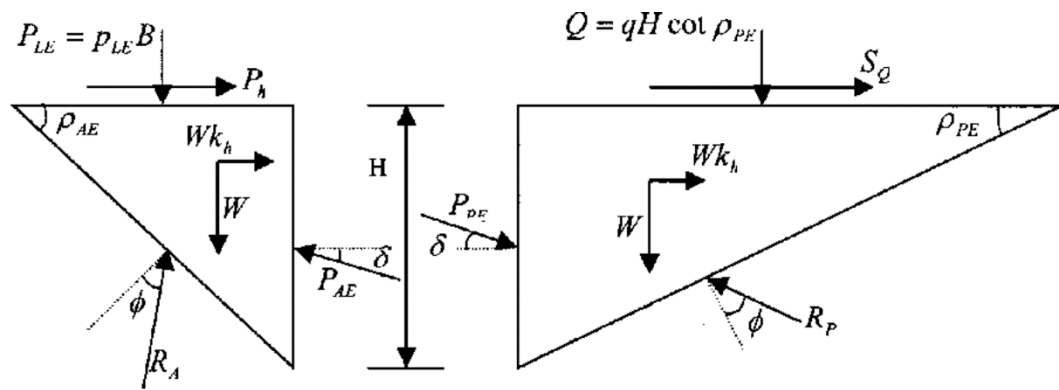
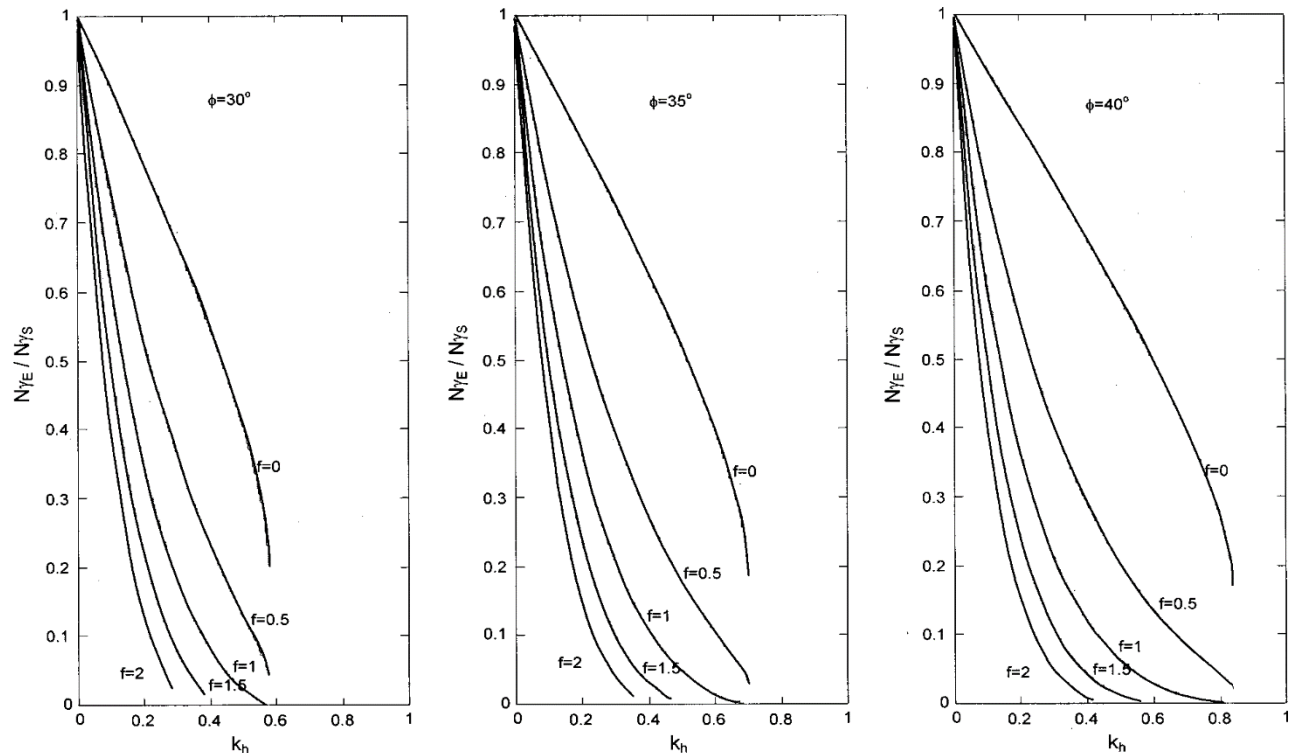


Figure 3.16 - Mécanisme de rupture de type « Coulomb » selon Fishman *et al.* (2003)

simplifié utilisé pour décrire le comportement de rupture du sol sous une charge. La démarche pour déterminer les facteurs de réduction de la capacité portante ressemble fortement à celle introduite par Richards *et al.* (1993), en attribuant à l'angle δ , illustré sur la Figure 3.16, la valeur de $\delta = \phi/2$.

L'importance de cette approche est qu'elle fournit un cadre pour étendre les facteurs d'inclinaison au domaine dynamique, c'est-à-dire en tenant compte des forces sismiques. En appliquant ce cadre, ils ont pu concevoir des facteurs d'inclinaison spécifiques pour la conception sismique. La Figure 3.17 illustre les facteurs de réduction de la capacité portante pour diverses valeurs de f et de n .

Ce qui est sous-entendu dans le travail de Fishman *et al.* (2003), c'est la reconnaissance que, en présence de mouvements sismiques, les fondations peuvent être soumises à des forces dynamiques qui modifient leur comportement. Ces forces peuvent réduire la capacité d'une fondation à supporter des charges. Ainsi, en ajustant la capacité portante avec ces nouveaux facteurs d'inclinaison, il est



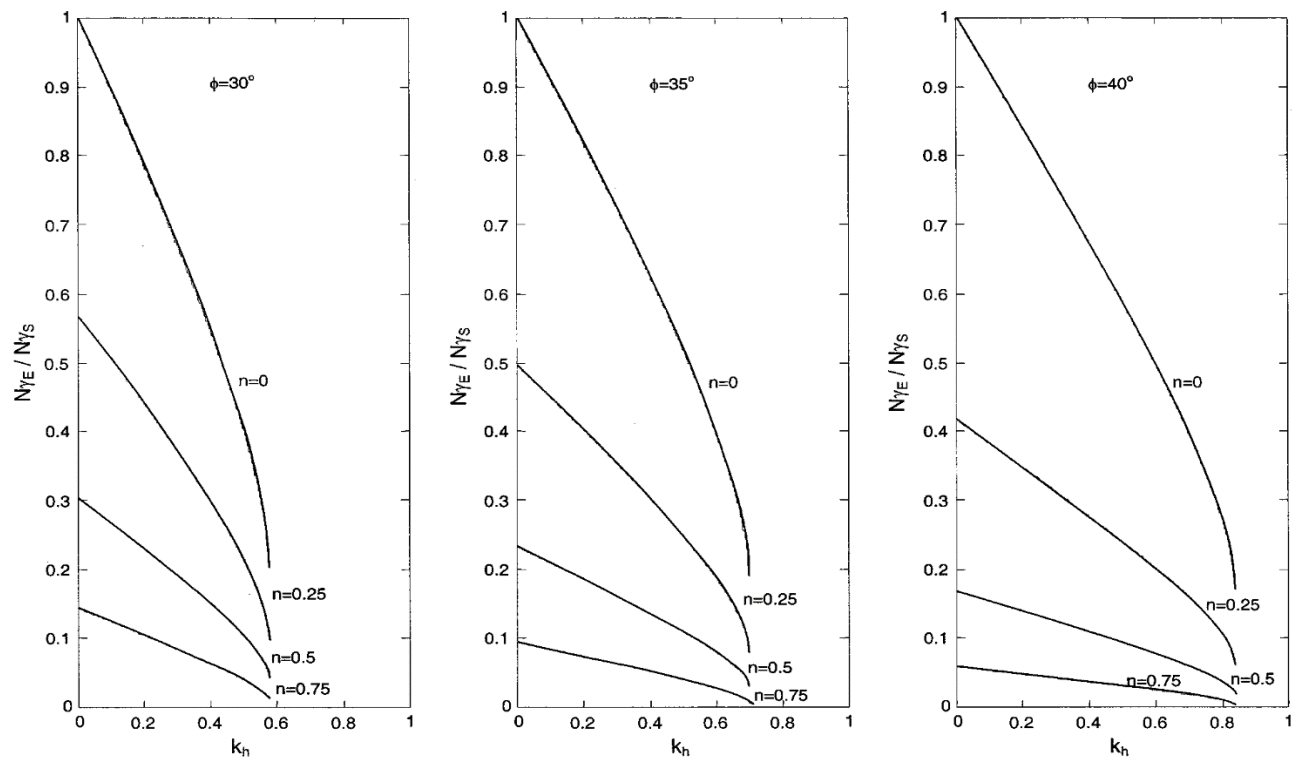


Figure 3.17 - Facteurs de réduction de portance $N_{\gamma E}/N_{\gamma S}$ en fonction de diverses valeurs de f et n (Fishman *et al.*, 2003)

possible d'améliorer la conception des fondations pour qu'elles soient plus résistantes aux effets d'un séisme. En somme, la contribution de Fishman *et al.* (2003) met en avant une approche innovante pour la conception de fondations en zones sismiquement actives, en mettant l'accent sur une meilleure compréhension et utilisation des facteurs d'inclinaison.

L'article de **Choudhury et Subba Rao (2005)** aborde la capacité portante sismique des semelles filantes superficielles dans le sol. L'étude visait à déterminer les facteurs de portance sismique. Pour atteindre cet objectif, Choudhury et Subba Rao (2005) ont adopté une approche numérique itérative, en se concentrant particulièrement sur la dérivation des facteurs de capacité portante sismique : N_{cd} , N_{qd} et $N_{\gamma d}$, associés respectivement à la cohésion du sol, à la surcharge et au poids volumique unitaire du sol. La méthode d'équilibre limite avec une surface de rupture composite a été choisie pour l'analyse (Figure 3.18). Dans cette approche, différentes hypothèses sur la géométrie de la surface de rupture sont prises en compte. Une telle méthodologie permet d'envisager divers mécanismes de rupture possibles, afin d'identifier celui qui entraînerait la charge la plus faible sur la semelle. Un aspect crucial de leur étude a été d'examiner le principe de superposition. Bien que souvent utilisé en géotechnique, ce principe pourrait ne pas être entièrement applicable dans le contexte des charges sismiques. L'étude a donc évalué la validité de l'application de ce principe, en particulier dans les scénarios où à la fois les accélérations sismiques horizontales et verticales sont présentes.

Les facteurs de portance sismiques suggérés par Choudhury et Subba Rao (2005) et Subba Rao et Choudhury (2005) sont décrits dans les équations 3.37 à 3.43.

$$N_{cd} = \frac{1}{1-k_v} \left[\frac{\frac{K_{pcd1} \cos(\alpha_1 - \varphi) - \frac{mK_{pcd2} \cos(\alpha_2 - \varphi_2)}{\cos \varphi_2}}{\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2}} + \frac{\sin \alpha_1 \tan \varphi_2 \sin \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2) \tan \varphi} + \frac{\sin \alpha_2 \sin \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \right] \quad (3.37)$$

$$N_{qd} = \frac{1}{1-k_v} \left[\frac{\frac{K_{pqd1} \cos(\alpha_1 - \varphi) - \frac{mK_{pqd2} \cos(\alpha_2 - \varphi_2)}{\cos \varphi_2}}{\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2}} \right] \quad (3.38)$$

$$N_{\gamma d} = \frac{1}{1-k_v} \left[\frac{\frac{K_{p\gamma d1} \cos(\alpha_1 - \varphi) - \frac{mK_{p\gamma d2} \cos(\alpha_2 - \varphi_2)}{\cos \varphi_2}}{\left(\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2}\right)^2} \right] - \frac{1}{\left(\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2}\right)} \quad (3.39)$$

Avec :

$$K_{pcd} = \frac{P_{pcd} \cos \delta}{2cH} \quad (3.40)$$

$$K_{pqd} = \frac{P_{pqd} \cos \delta}{qH} \quad (3.41)$$

$$K_{p\gamma d} = \frac{2P_{p\gamma d} \cos \delta}{\gamma H^2} \quad (3.42)$$

$$m = \frac{\tan \varphi_2}{\tan \varphi} \quad (3.43)$$

Où : P_{pcd} , P_{pqd} et $P_{p\gamma d}$ représentent les trois composantes de la pression passive sismique, comme décrit par Subba Rao et Choudhury (2005).

Choudhury et Subba Rao (2005) ont constaté que les accélérations sismiques, qu'elles soient horizontales ou verticales, réduisent considérablement la capacité portante ultime. Cette observation souligne la vulnérabilité potentielle des structures lors des événements sismiques, même si elles

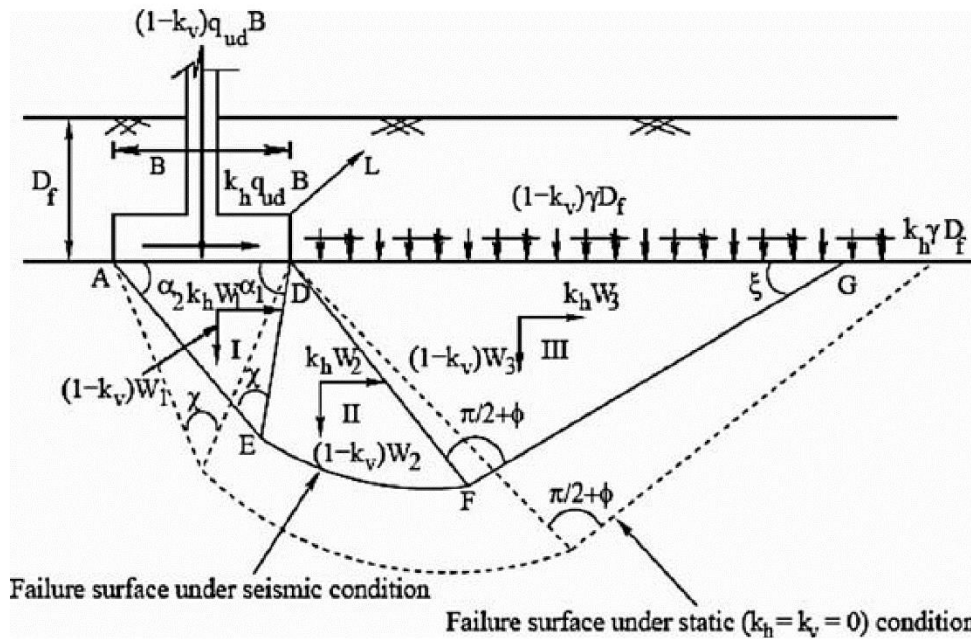


Figure 3.18 - Surfaces de rupture prises en compte dans l'analyse (Choudhury et Subba Rao, 2005)

peuvent sembler sécuritaires sous des charges normales. De plus, une comparaison critique des résultats obtenus avec d'autres études existantes a été entreprise. Cette comparaison a révélé que les valeurs de capacité portante dérivées par Choudhury et Subba Rao (2005) tendent à être les plus basses par rapport à celles rapportées par d'autres chercheurs (Figure 3.19). Cela suggère que leur approche pourrait être parmi les plus conservatrices, ce qui pourrait être interprété comme une démarche visant à garantir une marge de sécurité supplémentaire. Pour les ingénieurs géotechniques et les concepteurs, les résultats de cette étude soulignent l'importance d'une évaluation minutieuse de la capacité portante, surtout dans les régions sujettes aux tremblements de terre. Adopter des approches conservatrices, comme celle proposée par Choudhury et Subba Rao (2005), peut conduire à des conceptions plus sûres et plus résilientes face aux aléas sismiques.

La méthode proposée par **Ghosh (2008)** est une contribution importante à l'analyse de la capacité portante sismique d'une semelle filante. Ghosh s'est attelé à cette tâche en utilisant une approche pseudo-dynamique à travers la limite supérieure de la méthode d'analyse limite. Ce choix est

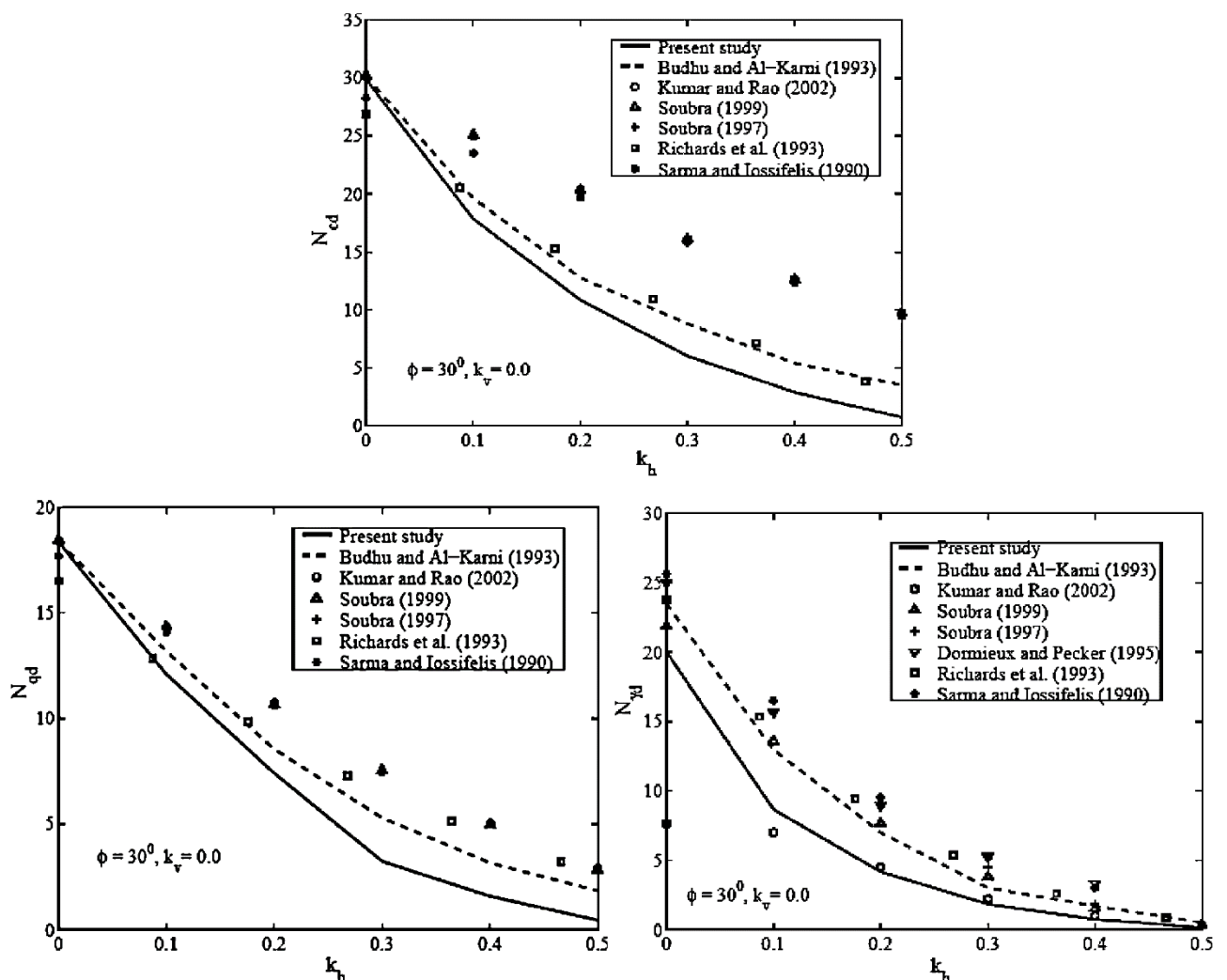


Figure 3.19 - Comparaison des facteurs de portance sismique avec d'autres méthodes disponibles (Choudhury et Subba Rao, 2005)

particulièrement pertinent car, dans la plupart des études antérieures, les chercheurs avaient recours à l'approche pseudo-statique. Bien que couramment utilisée, cette dernière présente une limite majeure : elle ne parvient pas à intégrer la véritable dynamique des accélérations induites par un séisme. Dans son étude, Ghosh (2008) a cherché à déterminer les valeurs du facteur de capacité portante associé au poids volumique du sol, noté $N_{\gamma E}$. Pour ce faire, il a pris en compte divers paramètres, dont l'angle de frottement interne du sol, un élément essentiel pour évaluer la résistance au cisaillement de celui-ci. De plus, Ghosh (2008) a également intégré d'autres variables déterminantes, telles que l'amplification du sol et les coefficients d'accélération sismique dans les directions horizontale et verticale.

Ghosh (2008) a introduit un mécanisme de rupture distinct pour évaluer comment une semelle filante réagit sous des charges sismiques. Ce mécanisme, combiné à l'outil graphique de l'hodographe de vitesse, donne une vision de la dynamique du mouvement du sol pendant un séisme (Figure 3.20). En étudiant ces mouvements, Ghosh (2008) a pu développer un modèle de rupture adapté aux conditions sismiques, offrant ainsi une meilleure approximation de la réalité des ruptures des fondations en présence d'activités sismiques.

Selon Ghosh (2008), l'amplification du sol joue un rôle significatif dans la détermination de la capacité portante sismique, en particulier concernant le facteur $N_{\gamma E}$, qui représente la composante de poids unitaire. Dans son étude, Ghosh (2008) a examiné l'impact de divers paramètres, dont l'angle de frottement du sol, l'amplification du sol, et les coefficients d'accélération sismique dans les

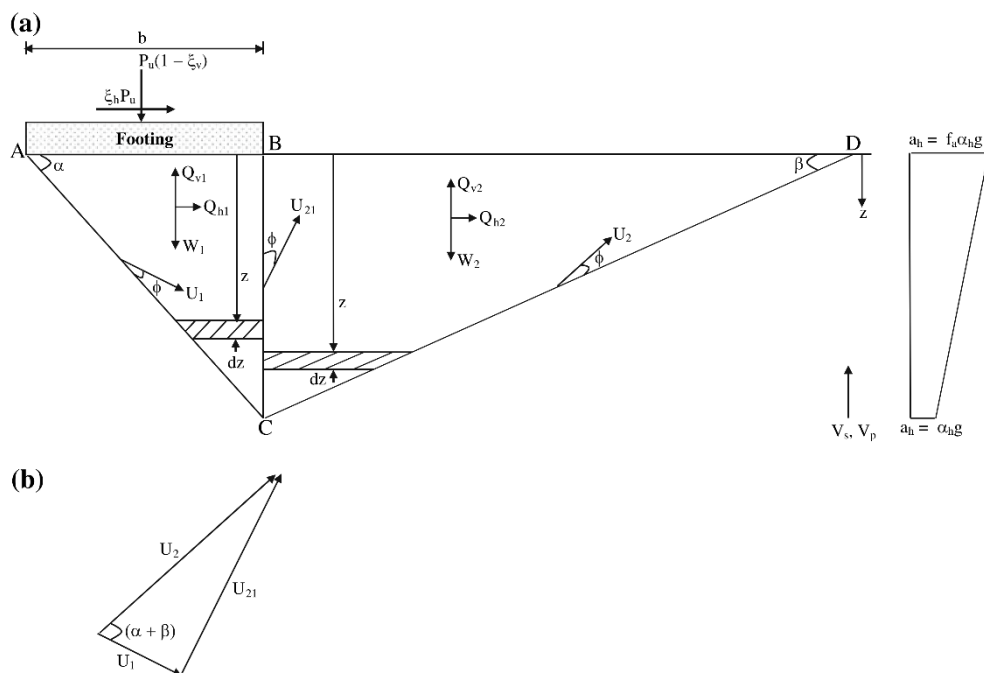


Figure 3.20 - Mécanisme de rupture et hodographe de vitesse (Ghosh, 2008)

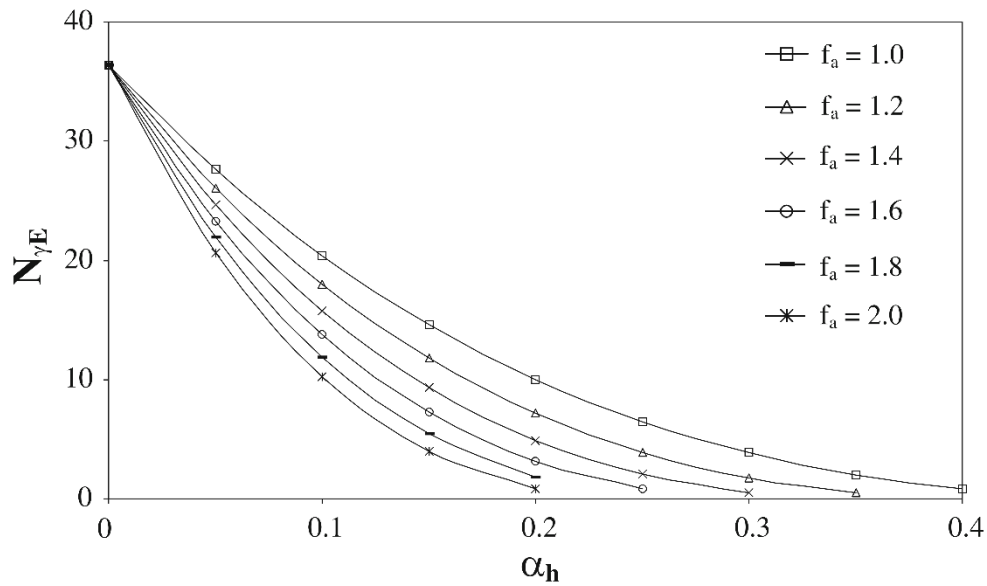


Figure 3.21 – Effet de l'amplification du sol sur $N_{\gamma E}$ (Ghosh, 2008)

directions horizontale et verticale. L'amplification du sol fait référence à l'augmentation de l'amplitude des ondes sismiques à mesure qu'elles se propagent vers la surface du sol, due à la nature stratifiée et hétérogène du sol. Cette amplification peut influencer considérablement sur la manière dont les structures à la surface, comme les fondations, ressentent les tremblements. Ghosh (2008) a constaté que le facteur $N_{\gamma E}$ diminue considérablement avec l'augmentation des accélérations sismiques et de l'amplification (Figure 3.21). Cela signifie que les zones où l'amplification du sol est importante peuvent connaître une réduction significative de la capacité portante lors d'événements sismiques. C'est important pour la conception des fondations dans ces zones, car négliger cet aspect pourrait mener à des évaluations trop optimistes de la capacité portante.

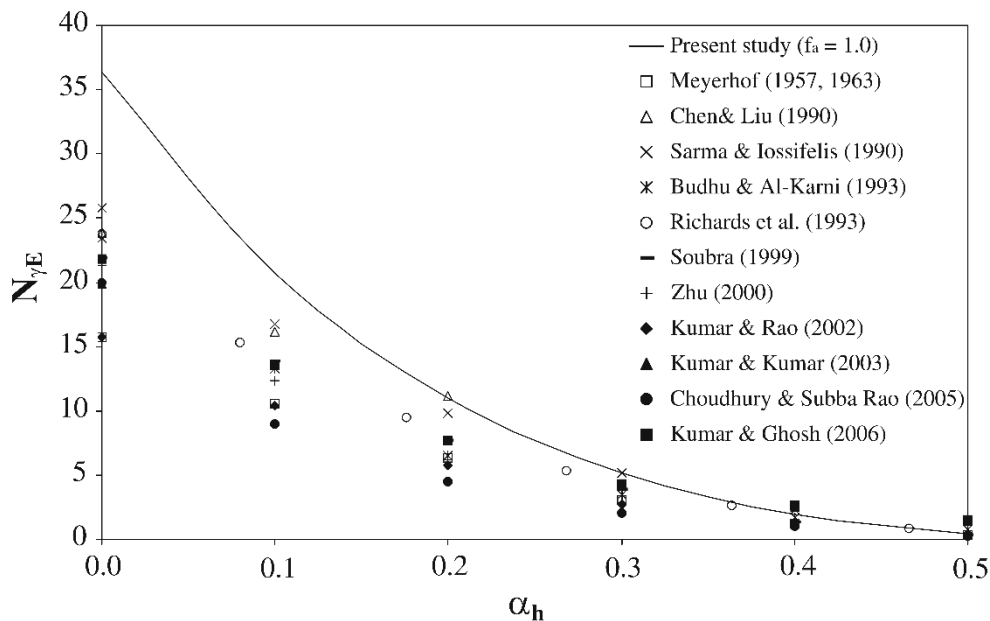


Figure 3.22 – Comparaison de $N_{\gamma E}$ avec d'autres résultats (Ghosh, 2008)

En outre, en comparant ses facteurs de capacité portante sismique $N_{\gamma E}$ obtenus à partir de son approche pseudo-dynamique avec d'autres données disponibles dans la littérature est illustrée dans la Figure 3.22. Cette figure montre une diminution de $N_{\gamma E}$ avec l'augmentation des accélérations. D'autres courbes sur ce graphique représentent les résultats d'autres études, offrant un contraste direct avec les découvertes de Ghosh (2008). Les différences notées entre l'approche de Ghosh (2008) et d'autres études pourraient indiquer que l'approche pseudo-dynamique offre une perspective plus réaliste ou conservatrice sur la capacité portante sismique. Ghosh (2008) souligne ainsi l'importance de considérer la nature dynamique réelle des séismes pour estimer avec précision la capacité portante.

Pane et al. (2016) ont entrepris une exploration numérique approfondie de la capacité portante sismique des fondations superficielles, en mettant particulièrement l'accent sur une méthode d'analyse pseudo-statique combinée à l'approche des différences finies (FDM). L'objectif principal était d'appréhender comment les forces sismiques influencent la capacité portante ultime de ces fondations. Deux effets d'inertie distincts, couramment reconnus dans les études sismiques, ont été méticuleusement étudiés. Le premier, l'inertie de la structure, concerne la manière dont la structure elle-même (dans ce cas, la fondation) réagit aux forces sismiques. Le second, l'inertie du sol, examine comment les mouvements sismiques influencent le comportement du sol sous-jacent à la fondation. Dans le cadre de leur étude, Pane et al. (2016) ont développé un modèle numérique détaillé qui a pris en compte deux effets d'inertie significatifs : l'inertie de la structure et l'inertie du sol. Ces deux aspects sont essentiels lorsqu'on analyse la réponse d'une fondation superficielle à un séisme. Les analyses numériques ont été conduites avec le logiciel FLAC, spécialisé dans les applications d'ingénierie géotechnique. Une fondation filante de 2 m de large a été simulée au centre d'un domaine de sol de 30 m de large et 10 m de profondeur, sans pressions d'eau interstitielle. La grille numérique illustrée à la Figure 3.23, plus raffinée près de la fondation, impose des conditions aux limites spécifiques, déterminées non influentes grâce à des analyses de sensibilité préliminaires. La masse de sol au-dessus du niveau portant de la fondation est modélisée comme une surcharge latérale. Un modèle Mohr-Coulomb élasto-plastique simple est utilisé, avec une rigidité du sol ($E = 30\text{-}300$ MPa) n'influençant pas les résultats de capacité obtenus avec le modèle de différences finies. L'angle de frottement du sol varie entre 20° et 35° pour représenter divers types de sols.

Pane et al. (2016) ont présenté les résultats d'une étude numérique exhaustive, les comparant aux solutions analytiques proposées dans la littérature au cours des 30 dernières années. Cette comparaison a mis en évidence une concordance notable entre les approches numériques et analytiques, renforçant ainsi la crédibilité de certaines solutions existantes fréquemment utilisées.

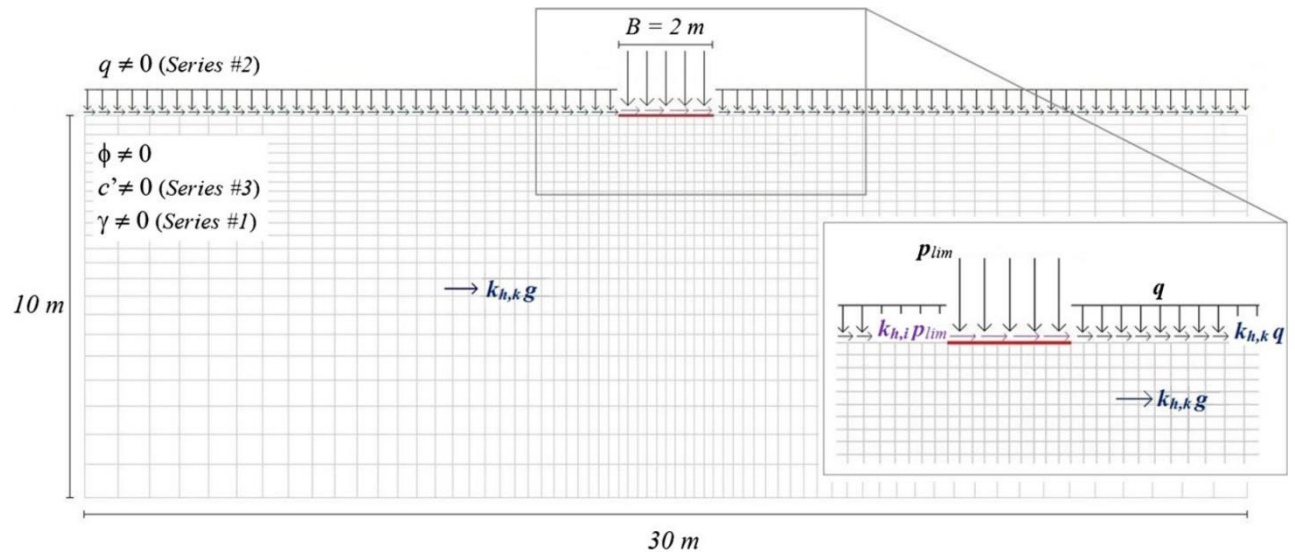


Figure 3.23 - Maillage adopté dans les analyses numériques et représentation des cas de charge (Pane *et al.*, 2016)

Leur travail a également exploré la possibilité de superposer les effets de l'inertie structurale et de l'inertie du sol, et a révélé que dans certains cas, l'inertie du sol peut avoir un rôle significatif sur la capacité sismique du système. Pour approfondir, ils ont proposé l'utilisation d'équations simples, caractérisées par une seule constante, qui peuvent être facilement appliquées dans la conception des fondations. Ces équations permettent d'estimer la réduction de la capacité portante résultant des effets de l'inertie structurale et du sol. Les équations qui suivent décrivent les coefficients correcteurs sismiques avancés par Pane *et al.* (2016) :

$$e_{qE}^S = e_{\gamma E}^S = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi}\right)^{0.33} \quad (3.44)$$

$$e_{cE}^{SS} = e_{qE}^{SS} = (1 - k_{hi})^{1.63} \quad (3.45)$$

$$e_{\gamma E}^{SS} = (1 - k_{hi})^{2.83} \quad (3.46)$$

Pane *et al.* (2016) n'ont pas seulement examiné ces effets séparément, mais ont aussi exploré la potentialité de leur superposition, pour déterminer si l'effet cumulatif de l'inertie de la structure et du sol pouvait être déduit simplement en combinant leurs effets individuels. Un constat intéressant a été que l'inertie du sol pourrait parfois avoir un rôle prépondérant sur la capacité sismique globale. Le concept de superposition implique que l'inertie structurale et l'inertie du sol peuvent être analysées séparément avant d'être combinées pour obtenir une vision complète de leur impact sur la capacité portante des fondations. La superposition, dans ce contexte, se réfère à la possibilité de cumuler les effets de ces deux types d'inerties de manière additive, en tenant compte de leurs contributions respectives à la réduction de la capacité portante. Comme suggéré par d'autres chercheurs (Cascone *et al.*, 2004; 2006) et dans un sens plus large, (Paolucci et Pecker, 1997b; Cascone et Casablanca,

2016), l'approche la plus simple pour prendre en compte ces deux effets consiste à négliger le possible couplage entre les deux, et à supposer une simple superposition comme suit :

$$e_{cE} = e_{cE}^S \cdot e_{cE}^{SS} \quad (3.47)$$

$$e_{qE} = e_{qE}^S \cdot e_{qE}^{SS} \quad (3.48)$$

$$e_{\gamma E} = e_{\gamma E}^S \cdot e_{\gamma E}^{SS} \quad (3.49)$$

La Figure 3.24 illustre probablement la manière dont les deux effets inertiels peuvent être superposés pour évaluer de manière précise la réduction de la capacité portante des fondations lors d'événements sismiques. En observant de plus près, on peut voir que l'inertie du sol peut, dans certains cas, jouer un rôle significatif dans la capacité sismique du système. De plus, il est également observé que des équations simples peuvent être efficacement utilisées dans la conception des fondations pour estimer la réduction de la capacité portante, qui découle des deux effets inertiels.

En bref, la discussion autour de la Figure 3.24 met en lumière la pertinence et la fiabilité de la superposition des effets inertiels dans l'évaluation de la capacité portante sismique des fondations. La superposition, telle que présentée, offre un aperçu approfondi et une compréhension claire des réductions de capacité portante, fournissant ainsi une base solide pour des décisions de conception éclairées et robustes dans le domaine de l'ingénierie géotechnique sismique.

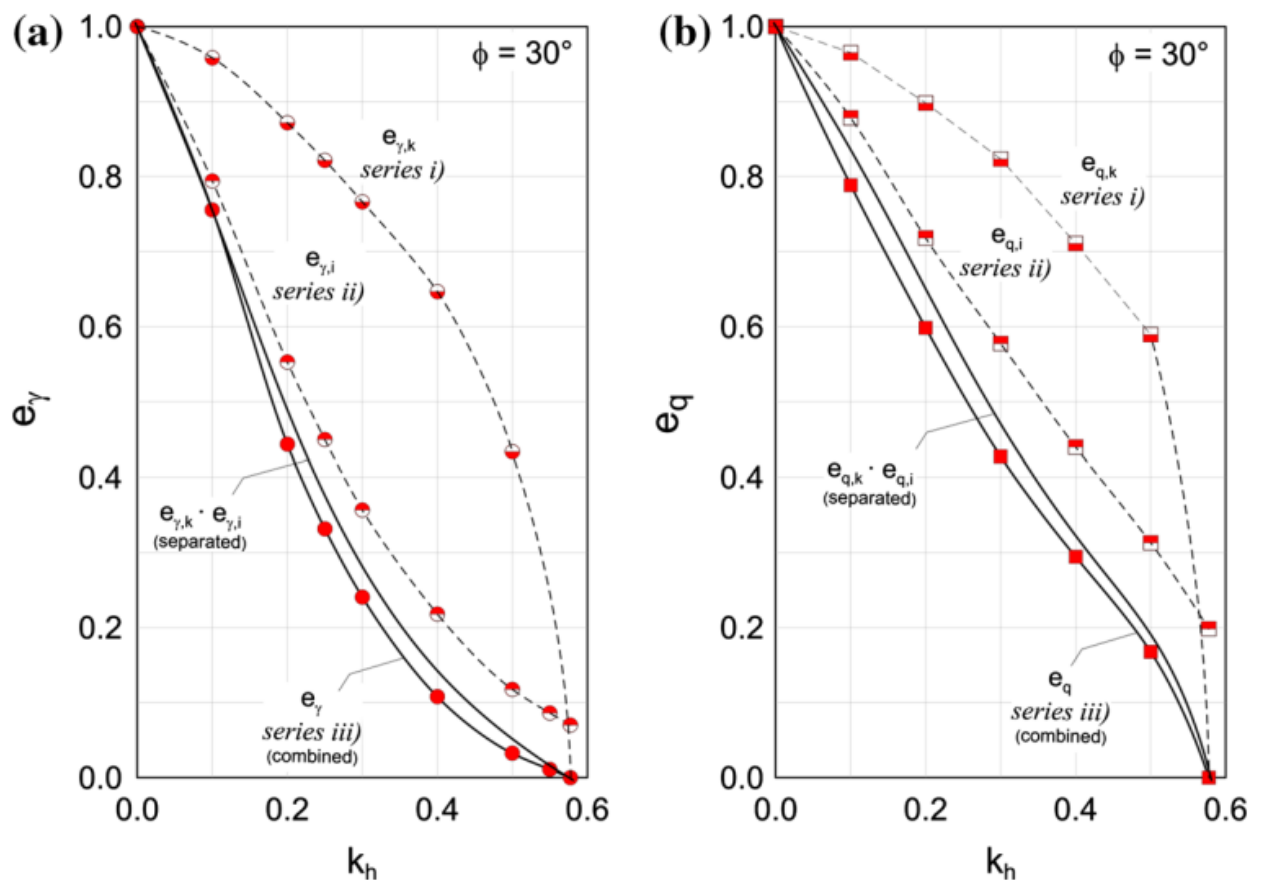


Figure 3.24 - Superposition des deux effets inertiels aux facteurs de réduction sismique : (a) e_γ (b) e_q (Pane et al., 2016)

Enfin, l'étude a proposé que des équations simplifiées, caractérisées par une seule constante, pourraient être employées dans la pratique de la conception des fondations. Ces équations visent à fournir des estimations rapides mais fiables de la réduction de la capacité portante due aux forces sismiques, encapsulées par les facteurs e_c , e_q et e_γ . Ces facteurs incarnent l'essence des découvertes de l'étude, offrant un outil pratique aux ingénieurs pour quantifier l'impact sismique sur la capacité portante des fondations superficielles.

Cascone et Casablanca (2016) se sont engagés dans une analyse méticuleuse de la capacité portante statique et sismique des fondations superficielles à semelle filante. Ils ont utilisé la méthode des caractéristiques, étendue aux conditions sismiques via l'approche pseudo-statique. Pour valider la robustesse de leurs résultats, ils ont effectué des comparaisons critiques avec les données obtenues à travers des analyses par éléments finis, ce qui a permis de corroborer leurs découvertes pour les fondations tant lisses que rugueuses. Dans le cadre sismique, ils ont traité les problèmes de capacité portante associés à N_c , N_q , et N_γ de manière indépendante. Cette démarche indépendante a permis une évaluation plus précise des facteurs de capacité portante sismique, en tenant compte séparément des effets des forces d'inertie, qu'elles soient horizontales ou verticales. Ces forces d'inertie peuvent naître à divers niveaux : dans le sol, au sein des surcharges latérales, ou même dans la superstructure.

Cascone et Casablanca (2016) ont développé des formules empiriques, émanant d'un processus rigoureux d'analyse et de validation numérique, avec l'intention de fournir un outil pratique et fiable pour la détermination des facteurs de capacité portante sismique. Ces formules empiriques offrent également des coefficients correcteurs spécifiques, importants pour étendre la validité de la célèbre formule de capacité portante de Terzaghi aux cas de conception sismique de fondations. Les coefficients correcteurs sismiques introduits par Cascone et Casablanca (2016) sont décrits dans les équations suivantes :

- *Effet de l'inertie du sol :*

$$e_{jE}^s = \frac{N_{jE}^s}{N_j} = \left(1 - A \frac{k_h}{1-k_v} \cot \varphi\right)^B \sqrt{k_h^2 + (1-k_v)^2} \quad (3.50)$$

Où : $j = q$ ou γ selon le facteur de capacité portante considéré, A est indépendant du facteur de capacité portante et de la rugosité δ de l'interface sol-fondation, et B est une fonction de $\tan \varphi$ et a la forme générale suivante :

$$B = b_1 \tan^2 \varphi + b_2 \tan \varphi + b_3 \quad (3.51)$$

Les valeurs des coefficients A , b_1 , b_2 et b_3 sont fournies dans le Tableau 3.2 pour les différents cas considérés dans les analyses.

- *Effet de l'inertie de la superstructure :*

$$e_{jE}^{ss} = \frac{N_{jE}^{ss}}{N_j} = \left(1 - C \frac{k_{hi}}{1-k_{vi}} \cot \varphi\right)^D \quad (3.52)$$

Tableau 3.2 – Coefficient de l'équations (3.50) et (3.51)

	A	b_1	b_2	b_3
e_{qE}^s	0.92	0	0.511	0.118
$e_{\gamma E}^s (\delta/\varphi = 0)$	0.92	0.29	-0.277	0.716
$e_{\gamma E}^s (\delta/\varphi = 1)$	0.92	0.198	-0.014	0.528

Tableau 3.3 – Coefficient de l'équations (3.52) et (3.53)

	C	d_1	d_2	d_3
e_{cE}^s	0.4	3.894	2.326	0.019
e_{qE}^s	0.65	1.780	1.727	0.004
$e_{\gamma E}^s (\delta/\varphi = 0)$	0.65	3.056	2.683	0.562
$e_{\gamma E}^s (\delta/\varphi = 1)$	0.9	2.005	1.452	0.191

Où : $j = c, q$ ou γ selon le facteur de capacité portante considéré, C est un coefficient constant, et D est une fonction quadratique de $\tan\varphi$:

$$D = d_1 \tan^2 \varphi + d_2 \tan \varphi + d_3 \quad (3.53)$$

Les valeurs des coefficients C , d_1 , d_2 et d_3 sont fournies dans le Tableau 3.3 pour les différents cas considérés dans les analyses.

Les formules avancées par les auteurs sont le fruit d'une investigation numérique poussée. Cette dernière a été entreprise avec l'objectif de résoudre indépendamment les problèmes de capacité portante associés à N_c , N_q , et N_γ en conditions sismiques, tout en prenant en compte séparément les effets des forces d'inertie, tant horizontales que verticales. Ces forces peuvent apparaître au niveau du sol, de la surcharge latérale ou de la superstructure. Plus concrètement, ces formules empiriques sont élaborées pour approximer de manière précise les résultats numériques obtenus durant l'étude, facilitant ainsi la computation de N_γ en conditions statiques, tout en introduisant les coefficients correcteurs indispensables à l'application de la formule de Terzaghi (1943) dans un contexte sismique. Il s'agit donc d'un outil précieux pour les ingénieurs et chercheurs engagés dans la conception et l'évaluation de fondations soumises à des charges sismiques.

La Figure 3.25 dans l'étude de Cascone et Casablanca (2016) dépeint deux mécanismes de rupture essentiels, le mécanisme de Hill (Figure 3.25a) et celui de Prandtl (Figure 3.25b), associés respectivement à des fondations parfaitement lisses et rugueuses. Chaque mécanisme nécessite la résolution de trois problèmes aux limites distincts – Cauchy, Riemann, et Goursat nommés C , R et G , respectivement - représentant différentes zones du sol en équilibre plastique. Ces mécanismes et les zones associées sont importants pour comprendre le comportement des fondations sous diverses conditions de rugosité et de charge. Ces problèmes aux limites sont utilisés par Cascone et Casablanca (2016) pour analyser le comportement du sol sous les fondations lisses et rugueuses, aidant ainsi à prévoir la capacité portante et la réaction du sol sous charges statiques et sismiques :

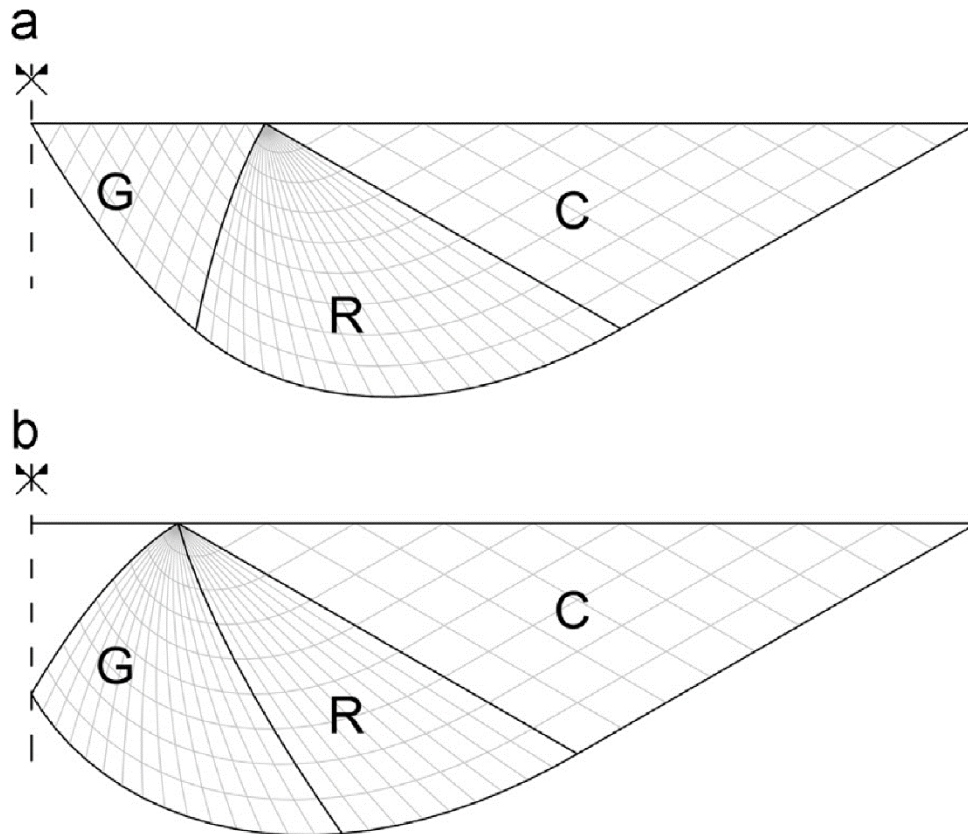
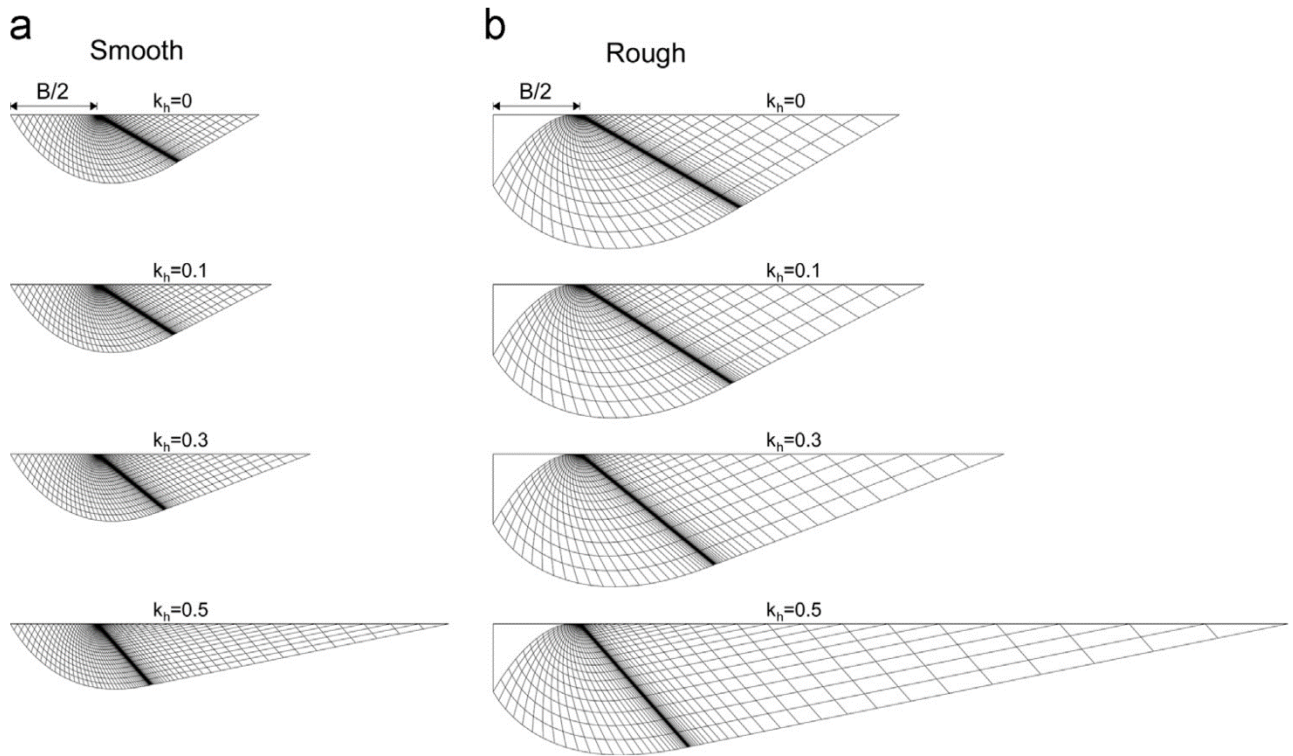


Figure 3.25 - Domaines de Goursat, Riemann et Cauchy du mécanisme plastique de (a) fondation lisse et (b) fondation rugueuse (Cascone et Casablanca, 2016)

- **Cauchy** : Relatif à une zone en surface du sol, ce problème concerne les conditions initiales où le sol commence à déformer plastiquement sous l'effet des charges de la fondation ;
- **Riemann** : Il s'applique à la zone en profondeur où les charges de la fondation sont transmises, induisant des déformations et potentiellement une rupture du sol ;
- **Goursat** : Associé à une zone de transition entre les zones actives et passives du sol, le problème de Goursat reflète un comportement complexe, dépendant de la charge et des propriétés du sol.

D'après Cascone et Casablanca (2016), la Figure 3.26 décrit des mécanismes plastiques sous conditions statiques et sismiques pour le problème $N_{\gamma E}^s$, dans les cas $\delta/\phi = 0$ et $\delta/\phi = 1$. L'augmentation de k_h entraîne une expansion de la zone de Cauchy et un rétrécissement de la zone de Goursat, avec des mécanismes liés aux fondations lisses (Figure 3.26a) étant plus petits et moins profonds que ceux pour des fondations rugueuses (Figure 3.26b). En revanche, la Figure 3.27 présente un effet semblable de k_{hi} sur le volume plastique. Les mécanismes plastiques pour les fondations lisses (Figure 3.27a) sont également plus petits et moins profonds comparativement à ceux des fondations rugueuses (Figure 3.27b), avec une asymétrie notable du mécanisme plastique, même pour des valeurs faibles de k_{hi} . En résumé, les contributions de Cascone et Casablanca (2016) offrent un éclairage significatif et des outils empiriques pour les ingénieurs et les chercheurs engagés dans la conception de fondations

en environnements sismiques, en facilitant une estimation plus précise et pratique de la capacité portante dans des contextes statiques et sismiques.



Chapter 1 Figure 3.26 - Réseaux de lignes caractéristiques pour le problème $N_{\gamma E}^S$ avec $\varphi = 30^\circ$, $k_h = 0-0.5$, $k_v = 0$: (a) fondations lisses et (b) fondations rugueuses (Cascone et Casablanca, 2016)

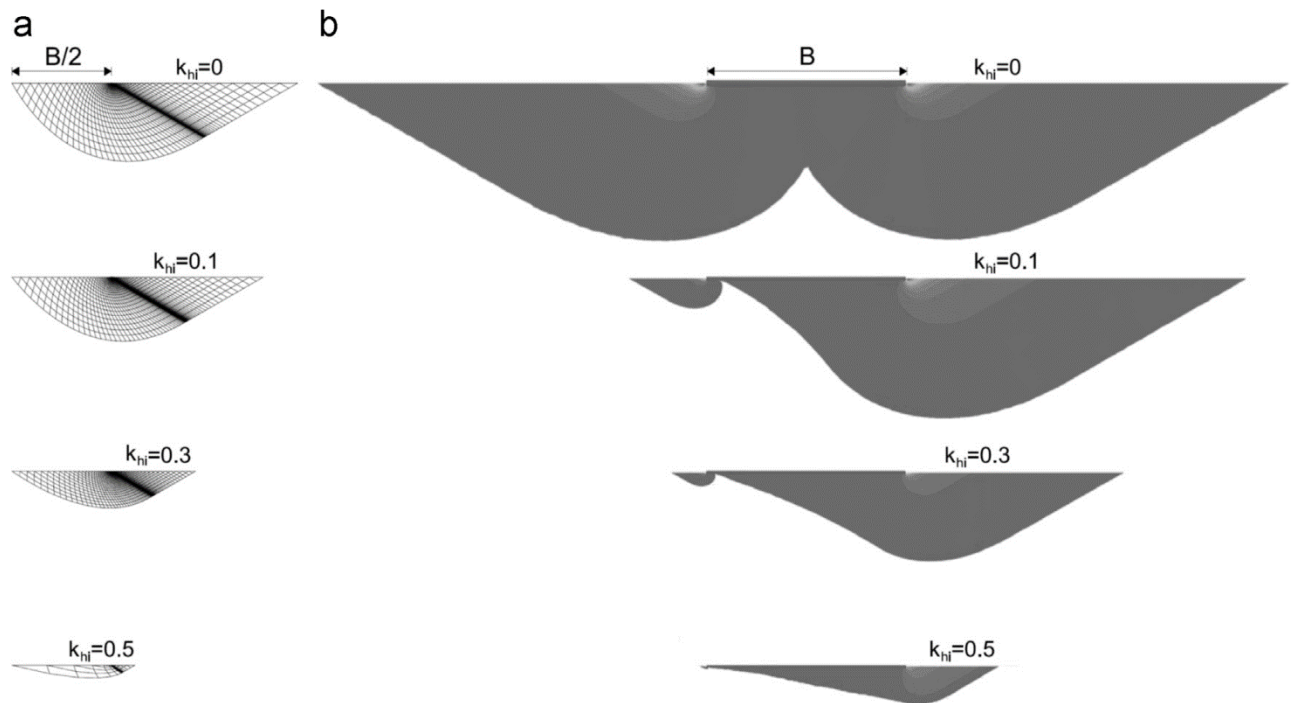


Figure 3.27 - Réseaux de lignes caractéristiques pour le problème $N_{\gamma E}^{SS}$ d'une fondation lisse et (b) contours de déplacement incrémental total obtenus par des analyses EF pour le problème $N_{\gamma E}^{SS}$ d'une fondation rugueuse avec $\varphi = 30^\circ$, $k_{hi} = 0-0.5$, $k_{vi} = 0$ (Cascone et Casablanca, 2016)

Conti (2018) a examiné attentivement la manière dont les forces d'inertie influencent la capacité portante sismique des fondations superficielles. Ces forces d'inertie sont présentes tant dans la structure elle-même que dans le sol qui la supporte. Le travail de Conti (2018) est basé sur l'approche pseudo-statique en utilisant le théorème de borne supérieure de l'analyse limite. L'importance des forces d'inertie structurelles est soulignée, ces dernières ayant souvent un impact majeur en augmentant la charge horizontale et le moment de renversement transférés à la fondation. Toutefois, il est essentiel de considérer simultanément les forces d'inertie présentes dans le sol supportant la structure lors de la conception sismique des fondations. Conti (2018) a proposé un ensemble complet de formules dédiées au calcul de la capacité portante sismique des semelles filantes reposant sur des sols à la fois cohérent-frottant et purement cohérent. Ces formules se manifestent de deux manières :

- **Coefficients de réduction** : Les formules incluent des coefficients de réduction applicables à l'équation de Terzaghi (1943) concernant la capacité portante verticale. Ces coefficients sont essentiels pour ajuster les valeurs théoriques de capacité portante en fonction des conditions sismiques spécifiques rencontrées.
- **Enveloppes de rupture** : il présente également des enveloppes de rupture dans l'espace des variables de charge normalisées. Ces enveloppes de rupture représentent les conditions limites sous lesquelles le sol et la structure interagissent sous des charges spécifiques.

La Figure 3.28 représente un problème spécifique lié à une fondation superficielle (largeur B , profondeur d'enfouissement D) posée sur un sol homogène (poids volumique γ , angle de frottement φ , cohésion c). La fondation en question est soumise à une charge inclinée et excentrée, comprenant les forces statiques et d'inertie transmises par la superstructure. Cette charge est définie par sa composante verticale V , sa composante horizontale $H = V \tan\beta$ et un moment de renversement $M = V e$, où β et e sont respectivement l'angle d'inclinaison et l'excentricité de la charge. Des coefficients pseudo-statiques k_h et k_v introduisent les forces d'inertie dans le sol, agissant horizontalement et verticalement. La largeur effective de la fondation, notée B' , est ajustée pour prendre en compte l'excentricité de la charge, en suivant la suggestion de Meyerhof (1953). Cette approche simplifiée, couramment utilisée, offre une approximation satisfaisante de la charge de rupture pour les fondations superficielles, que ce soit sur le sable ou l'argile. Le mécanisme de rupture examiné dans l'étude est un mécanisme de Prandtl non symétrique, composé de deux coins rigides reliés par une zone plastique en forme de spirale logarithmique. Cette zone se réduit à un cercle dans le cas d'un matériau purement cohérent. Le mécanisme de rupture, entièrement défini par deux angles ρ et ψ , est représenté dans la Figure 3.28c.

Conti (2018) a proposé un ensemble complet de formules pour calculer la capacité portante sismique des fondations superficielles reposant à la fois sur des sols cohérents-frottants (qui possèdent à la fois

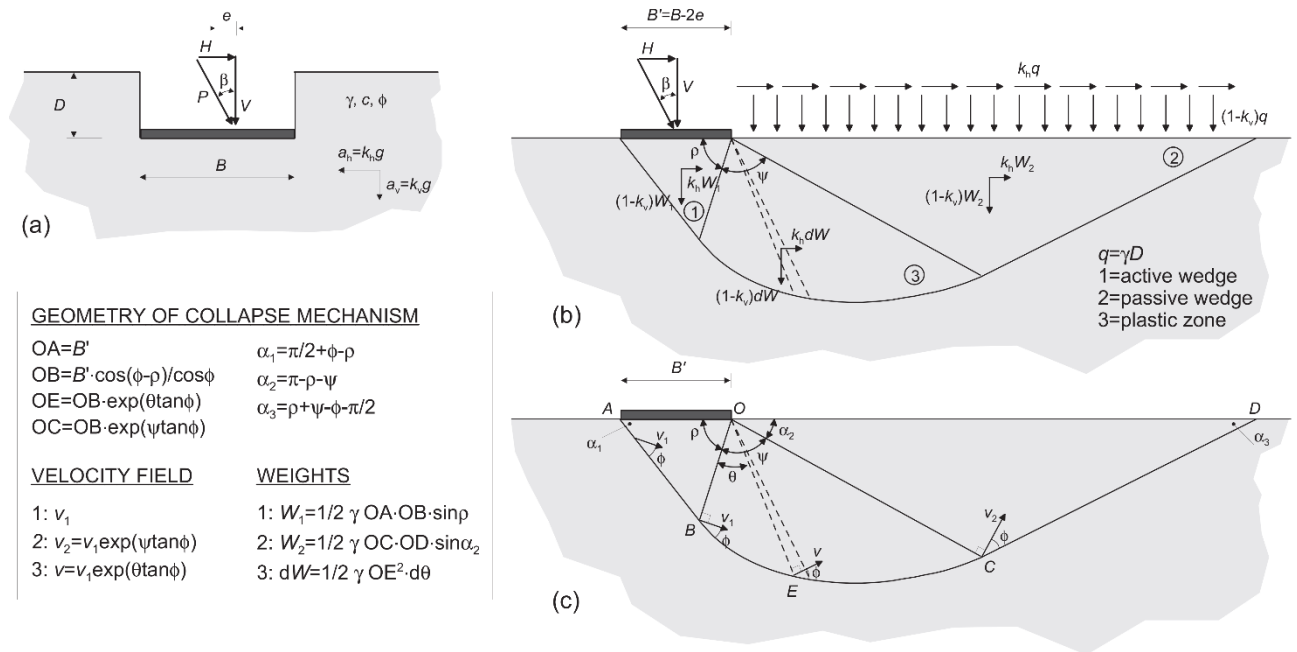


Figure 3.28 - Fondation filante sur sol homogène: (a) géométrie et configuration de charge, (b) mécanisme de rupture, et (c) champ de vitesse (Conti, 2018)

une cohésion et un angle de frottement internes) et des sols purement cohérents (qui ont de la cohésion mais pas d'angle de frottement interne). Ces formules sont élaborées en utilisant une approche pseudo-statique et s'appuient sur le théorème de la borne supérieure de l'analyse limite. Pour les sols cohérents-frottants, les formules dérivées prennent en compte divers paramètres clés, tels que le poids unitaire du sol, l'angle de friction, la cohésion, et les forces d'inertie dues à un séisme. Ces formules produisent des résultats en termes de coefficients de réduction pour l'équation de capacité portante verticale de Terzaghi (1943), ainsi que des enveloppes de rupture ultime dans l'espace des variables de charge normalisées. Dans le cas des sols purement cohérents, les formules sont également adaptées pour calculer la capacité portante sismique. Ces formules simplifiées sont vérifiées et validées par comparaison avec d'autres solutions rigoureuses et approximatives disponibles dans la littérature, assurant ainsi leur fiabilité. Le Tableau 3.4 résume l'ensemble complet de formules pour la capacité portante sismique de fondations superficielles filantes, incorporant en partie les équations simplifiées fournies par Hansen (1970).

Conti (2018) a proposé des équations empiriques, aptes à être utilisées dans la pratique de la conception, qui permettent d'intégrer facilement les effets des forces d'inertie agissant à la fois sur la superstructure (inclinaison et excentricité de la charge) et dans le sol de fondation. Ces équations offrent une extension à des conditions plus générales des résultats d'autres travaux présents dans la littérature, fournissant ainsi un outil supplémentaire et fiable pour les ingénieurs en géotechnique lors de la conception de fondations dans des zones sismiques.

Tableau 3.4 – Coefficients de réduction pour la capacité portante sismique de fondations superficielles sur une couche homogène de sol cohérent-frottant et de sol purement cohérent (Conti, 2018)

	<i>Sol cohérent-frottant</i>	<i>Sol purement cohérent</i>
Facteurs de portance sismique ($k_h \neq 0, H \neq 0$)	$N_{qE} = e_q^k e_q^\beta N_{qS}$ $N_{cE} = e_c^k e_c^\beta N_{cS}$ $N_{\gamma E} = e_\gamma^k e_\gamma^\beta N_{\gamma S}$	$N_{qE} = e_q^k e_q^\beta N_{qS}$ $N_{cE} = e_c^k e_c^\beta N_{cS}$ $N_{\gamma E} = e_\gamma^k$
Conditions statiques ($k_h = 0, H = 0$)	$N_{qS} = \left(\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} \right) e^{\pi \tan\varphi}$ $N_{cS} = (N_{qS} - 1) \cot\varphi$ $N_{\gamma S} = 1.5(N_{qS} - 1) \tan\varphi$	$N_{qS} = 1$ $N_{cS} = 2 + \pi$ $N_{\gamma S} = 0$
Inertie de la superstructure ($\tan\beta = H/V, \tau = H/B$)	$e_q^\beta = (1 - 0.5 \tan\beta)^5$ $e_c^\beta = e_q^\beta$ $e_\gamma^\beta = \left(1 - \frac{\tan\beta}{\tan\varphi} \right)^{(4.1 \tan\varphi^{1.4})}$	$e_q^\beta = 1$ $e_c^\beta = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - (\tau/c_u)}$ $e_\gamma^\beta = 0$
Inertie du sol ($k_h \neq 0$)	$e_q^k = \left(1 - \frac{k_h}{\tan\varphi} \right)^{(0.37 \tan\varphi^{0.5})}$ $e_c^k = 1$ $e_\gamma^k = \left(1 - \frac{k_h}{\tan\varphi} \right)^{0.47}$	$e_q^k = 1 - a_q \left(\frac{k_h}{k_{h,lim}} \right) - b_q \left(\frac{k_h}{k_{h,lim}} \right)^2$ $e_c^k = 1$ $e_\gamma^k = -a_\gamma \left(\frac{k_h}{k_{h,lim}} \right) - b_\gamma \left(\frac{k_h}{k_{h,lim}} \right)^2$ $a_q = 0.75 k_{h,lim} \quad b_q = 1.4 k_{h,lim}$ $a_\gamma = 1.75 k_{h,lim} \quad b_\gamma = 1.4 k_{h,lim}$ $k_{h,lim} = \frac{c_u}{\gamma(D + B/2)}$

Plus récemment, **Nguyen et Vo-Minh (2022)** ont présenté une approche supérieure innovante utilisant la méthode des éléments finis lissés basée sur les cellules (CS-FEM) pour estimer la capacité portante sismique des fondations superficielles filantes. Cette méthode se focalise spécifiquement sur les interactions sismiques sol-structure. Le sol est représenté comme un matériau de Mohr-Coulomb, avec une déformation plastique croissante suivant une règle d'écoulement associée. La procédure numérique entame par approximer les champs de déplacement cinématiquement admissibles via CS-FEM, une technique importante pour l'analyse précise des interactions sol-structure. La Figure 3.29 démontre la subdivision d'un élément quadrilatéral en cellules de lissage plus petites (smaller smoothing cells, SSC). Chaque sous-section de la figure (3.29a à 3.29d) illustre une subdivision différente. Ces subdivisions, essentielles pour la méthode CS-FEM utilisée dans l'étude, augmentent la précision de l'analyse des interactions sismiques sol-structure, en permettant une capture plus détaillée des variations du champ de déplacement. Ensuite, le problème d'optimisation est formulé en tant que programmation conique.

Les conditions sismiques sont intégrées à l'analyse par une approche pseudo-statique. L'étude résout ensuite trois facteurs de capacité portante sismique tant pour les fondations lisses que rugueuses, considérant les forces d'inertie horizontales et verticales résultant du poids du sol, de la superstructure,

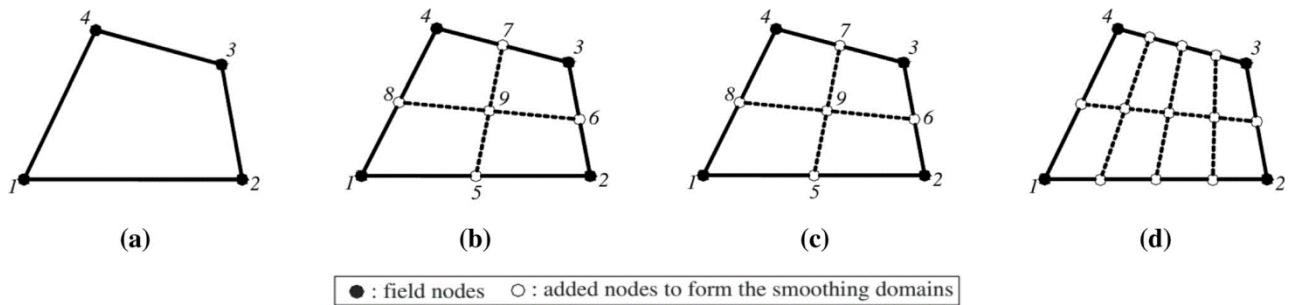


Figure 3.29 - Division d'un élément quadrilatéral en cellules de lissage plus petites (SSC) : (a) $SSC = 1$; (b) $SSC = 2$; (c) $SSC = 4$; (d) $SSC = 8$ (Nguyen et Vo-Minh, 2022)

et de la surcharge. Les composants de capacité portante sismique obtenus sont validés en les comparant à ceux dérivés par la méthode des caractéristiques et d'autres analyses par éléments finis. Enfin, les coefficients de réduction sont calculés, reliant les facteurs de capacité portante statiques et sismiques, facilitant ainsi la conception sismique des fondations.

Le Tableau 3.5 énumère certaines de ces études avec quelques détails concernant la méthode d'analyse, les effets et l'accélération sismique, et le mécanisme de rupture. D'autres solutions sont disponibles dans la littérature traitant du problème de la capacité portante sismique des fondations superficielles.

3.4.3 Etudes expérimentales

De nombreuses études expérimentales ont été menées pour comprendre le comportement des fondations sous charges sismiques, fournissant des données essentielles pour le développement de structures résistantes et sécurisées. Les travaux détaillés dans cette section offrent un aperçu de ces expériences importantes, décrivant la conception et les essais sur des modèles réduits de fondations. Ces recherches diverses contribuent à notre compréhension des mécanismes de rupture et des réponses des fondations superficielles aux sollicitations sismiques, éclairant les futures pratiques et recherches en ingénierie géotechnique sismique.

En premier lieu, le travail de Taylor et Crewe (1996) a été significatif dans la mesure où il a introduit un dispositif expérimental, appelé "shear stack", dimensionné de manière substantielle (5m x 1m x 1.2m). Ce dispositif (Figure 3.30), qui a été mis en œuvre dans le cadre d'un projet de recherche financé par l'Union européenne, visait à simuler des conditions de sol idéalisées et à observer des comportements non linéaires dans le sol. Cette approche novatrice a fourni des données importantes sur le comportement des fondations directes simples face à des sollicitations sismiques.

Par ailleurs, l'étude de Maugeri *et al.* (1999) représente une progression significative dans le domaine, avec la mise en place d'une fondation superficielle dans le dispositif "shear stack" de Bristol, au Royaume-Uni, utilisant du sable sec et grossier de Leighton Buzzard. Cette fondation a été soumise

Tableau 3.5 – Études théoriques sur la capacité portante sismique

Référence	Méthode	Effets sismiques	Accélération sismique	Mécanisme de rupture
Sarma et Iossifelis (1990)	<i>EL</i>	<i>H</i> : <i>SO+SL+ST</i>	$k_h = k_{hi}$	<ul style="list-style-type: none"> - Zone de cisaillement en spirale logarithmique entre le coin actif et le coin passif - Foyer de la spirale logarithmique au bord de la fondation - Basé sur l'analyse de la stabilité des pentes
Budhu et Al-Karni (1993)	<i>EL</i>	<i>H</i> et <i>V</i> : <i>SO+SL+ST</i>	$k_h = k_{hi}$	<ul style="list-style-type: none"> - Zone de cisaillement en spirale logarithmique entre le coin actif et le coin passif - Foyer de la spirale logarithmique au bord de la fondation
Richards <i>et al.</i> (1993)	<i>EL</i>	<i>H</i> et <i>V</i> : <i>SO</i> <i>H</i> : <i>SL+ST</i>	$k_h = k_{hi}$ k_v	<ul style="list-style-type: none"> - Mécanisme simplifié de Coulomb à deux coins
Shi et Richards (1995)	<i>MC</i> <i>EL</i>	<i>H</i> : <i>SO+SL+ST</i>	k_h $k_{hi} = f.k_h$	<ul style="list-style-type: none"> - <i>MC</i> : Dérivé à partir des conditions d'équilibre - <i>LE</i> : Mécanisme simplifié de Coulomb à deux coins
Zhu (2000)	<i>EL</i>	<i>H</i> et <i>V</i> : <i>SO+ST</i>	$k_h = k_{hi}$ $k_v = k_{vi}$	<ul style="list-style-type: none"> - Mécanisme de type Prandtl à sens unique composé de blocs triangulaires rigides
Fishman <i>et al.</i> (2003)	<i>EL</i>	<i>H</i> : <i>SO+SL+ST</i>	k_h $k_{hi} = n.tanf$	<ul style="list-style-type: none"> - Mécanisme simplifié de Coulomb à deux coins
Choudhury et Subba Rao (2005)	<i>EL</i>	<i>H</i> et <i>V</i> : <i>SO+SL+ST</i>	$k_h = k_{hi}$ $k_v = k_{vi}$	<ul style="list-style-type: none"> - Zone de cisaillement en spirale logarithmique entre le coin actif et le coin passif - Position critique du foyer de la spirale logarithmique
Merlos et Romo (2006)	<i>EL</i>	<i>H</i> : <i>ST</i>	k_{hi}	<ul style="list-style-type: none"> - Spirale logarithmique
Ghosh et Choudhury (2011)	<i>EL</i>	<i>H</i> et <i>V</i> : <i>SO+SL+ST</i>	$k_h = k_{hi}$ $k_v = k_{vi}$	<ul style="list-style-type: none"> - Mécanisme simplifié de Coulomb à deux coins
Castelli et Motta (2012)	<i>EL</i>	<i>H</i> et <i>V</i> : <i>SO</i> <i>H</i> : <i>SL+ST</i>	k_h k_v k_{hi}	<ul style="list-style-type: none"> - Circulaire, basé sur l'analyse de la stabilité des pentes
Kumar et Rao (2002, 2003)	<i>MC</i>	<i>H</i> et <i>V</i> : <i>SO+SL+ST</i>	$k_h = k_{hi}$	<ul style="list-style-type: none"> - Dérivé à partir des conditions d'équilibre et d'écoulement
Maugeri et Novità (2004)	<i>MC</i>	<i>H</i> : <i>SO+SL+ST</i>	k_h $k_{hi} = f.k_h$	<ul style="list-style-type: none"> - Dérivé à partir des conditions d'équilibre et d'écoulement
Cascone <i>et al.</i> (2004); (2006)	<i>MC</i>	<i>H</i> : <i>SO+SL+ST</i>	k_h k_{hi}	<ul style="list-style-type: none"> - Dérivé à partir des conditions d'équilibre et d'écoulement
Caputo <i>et al.</i> (2011)	<i>MC</i>	<i>H</i> : <i>SO+SL+ST</i>	k_h k_{hi}	<ul style="list-style-type: none"> - Dérivé à partir des conditions d'équilibre et d'écoulement

Ghahramani et Berrill (1995)	LEZ	H: SO+SL+ST	$k_h = k_{hi}$	- Zone de cisaillement radial de Goursat entre les coins actifs de Coulomb et passifs de Rankine
Pecker et Salençon (1991)	AL	H : SO+ST	k_h k_{hi}	- Mécanismes de type Prandtl unilatéraux
Dormieux et Pecker (1995)	AL	H : SO+ST	$k_h = k_{hi}$	- Mécanismes de type Prandtl unilatéraux
Conte (1996)	AL	H : SO+ST	k_h k_{hi}	- Mécanismes de type Prandtl unilatéraux
Paolucci et Pecker (1997a)	AL	H : SO+ST	k_h k_{hi}	- Mécanisme modifié de Prandtl unilatéral en 3D prenant en compte un soulèvement possible
Paolucci et Pecker (1997b)	AL	H: SO+SL+ST	k_h k_{hi}	- Mécanismes de type Prandtl unilatéraux - Mécanisme modifié de type Prandtl unilatéral prenant en compte un soulèvement possible
Pecker (1997)	AL	H : SO+ST	k_h k_{hi}	- Mécanisme modifié de type Prandtl unilatéral prenant en compte un soulèvement possible
Soubra (1999)	AL	H: SO+SL+ST	$k_h = k_{hi}$	- Mécanisme unilatéral
Chatzigogos <i>et al.</i> (2007)	AL	H : SO+ST	k_h k_{hi}	- Mécanisme modifié de Prandtl unilatéral en 3D
Ghosh (2008)	AL	H et V: SO+ST	$k_h = k_{hi}$ $k_v = k_{vi}$	- Mécanisme à deux coins
Shafiee et Jahanandish (2010)	MEF (PLAXIS)	H : SO+SL+ST	$k_h = k_{hi}$	- Pas montré
Pane <i>et al.</i> (2016)	MDF (FLAC)	H : SO+SL+ST	k_h k_{hi}	- Pas montré
Cascone et Casablanca (2016)	MC MEF(PLAXIS)	H: SO+SL+ST	k_h k_v k_{hi}	- Zone de cisaillement radial composée de deux zones de Goursat et Riemann entre les coins actifs de Coulomb et passifs de Cauchy
Conti (2018)	AL	H: SO+SL+ST Envelopes de rupture VHM	k_h k_{hi}	- Mécanisme de Prandtl non symétrique composé de deux coins rigides
Nguyen et Vo-Minh (2022)	MEF	H: SO+SL+ST	k_h k_v k_{hi}	- Zone de cisaillement radial composée de deux zones de Goursat et Riemann entre les coins actifs de Coulomb et passifs de Cauchy

EL : Equilibre Limite ; MC : Méthode des Caractéristiques (Lignes de glissement) ; AL : Analyse Limite ; LEZ : Ligne d'Extension Zéro ; MEF : Méthode des Eléments Finis ; MDF : Méthode des Différences Finis ; H, V, M : Horizontal, Vertical, Moment ; SO, SL, ST : Inerties du Sol, Surcharge Latérale et Structure.

à des charges et des accélérations sismiques, et grâce à un réseau sophistiqué d'instruments, dont des accéléromètres et des transducteurs de déplacement, les chercheurs ont pu analyser minutieusement les mouvements de la fondation. Dans une publication ultérieure, Maugeri *et al.* (2000) ont approfondi cette analyse en examinant une fondation superficielle soumise à une charge verticale excentrée et à des accélérations sismiques de type "sine dwell", toujours sur du sable de Leighton Buzzard. Ce travail détaillé, soutenu par des instruments de mesure avancés, a permis une compréhension plus nuancée et approfondie des mécanismes de rupture des fondations lors des mouvements sismiques, offrant ainsi des insights précieux pour les recherches futures dans ce domaine.

En revanche, Al-Karni et Budhu (2001) ont présenté une étude expérimentale approfondie sur la réponse des fondations superficielles aux accélérations horizontales. Leur recherche, qui couvrait des aspects tels que la forme et la profondeur d'encastrement des fondations, la densité du sol, et d'autres variables, a mis en évidence des informations importantes sur la capacité portante sismique des fondations superficielles. L'une de leurs conclusions pertinentes concerne l'accélération initiale de fluidisation du sol, qu'ils ont identifiée comme étant la valeur maximale que peut soutenir une fondation superficielle.

De plus, Knappett *et al.* (2006) ont mené une série d'essais novatrices sur un nouveau dispositif de table vibrante à l'Université de Cambridge. Ces expériences ont permis d'observer non seulement les déplacements de fondations superficielles en réponse à des charges sismiques, mais également d'analyser les mécanismes de rupture du sol. L'utilisation combinée de la PIV (Particle Image



Figure 3.30 - Structure de cisaillement vide sur la table vibrante (Taylor et Crewe, 1996)

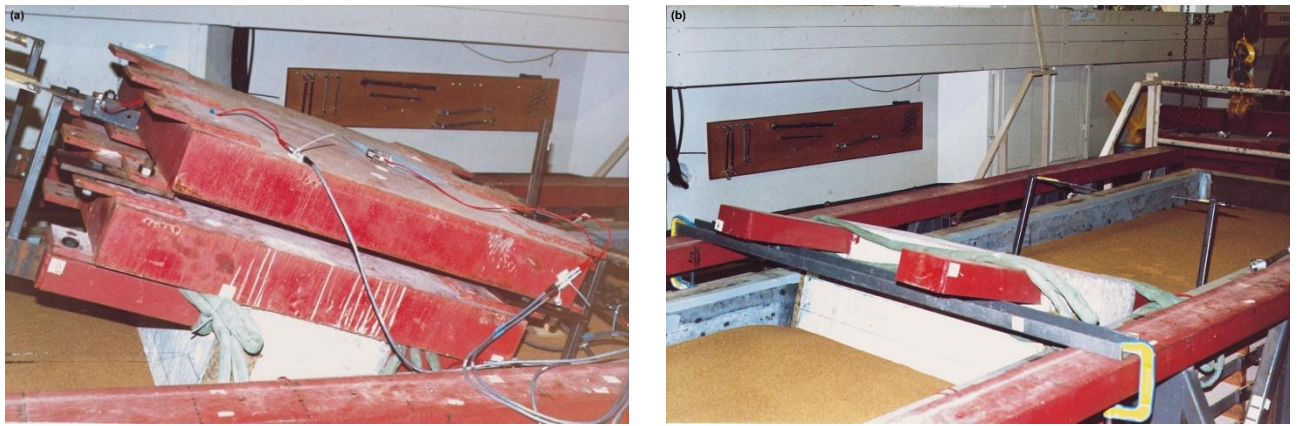


Figure 3.31 - Bloc de fondation après l'essai: (a) excentricité et rotation de la superstructure chargée (b) rotation de la fondation (Maugeri et al., 2000)

Velocimetry), de la vidéographie haute vitesse et de la photogrammétrie a été particulièrement fructueuse pour étudier ces mécanismes de rupture. La Figure 3.32 illustre l'évolution caractéristique du champ de déplacement au cours d'un cycle de chargement, tandis que la Figure 3.33 présente les mécanismes de rupture identifiés.

Cependant, d'autres travaux, comme ceux de Shirato *et al.* (2008) ont mené des essais à grande échelle sur des modèles de fondations superficielles soumis à des charges sismiques simulées, explorant divers paramètres tels que les types de charge appliquée et les densités du sol. Ces expériences ont

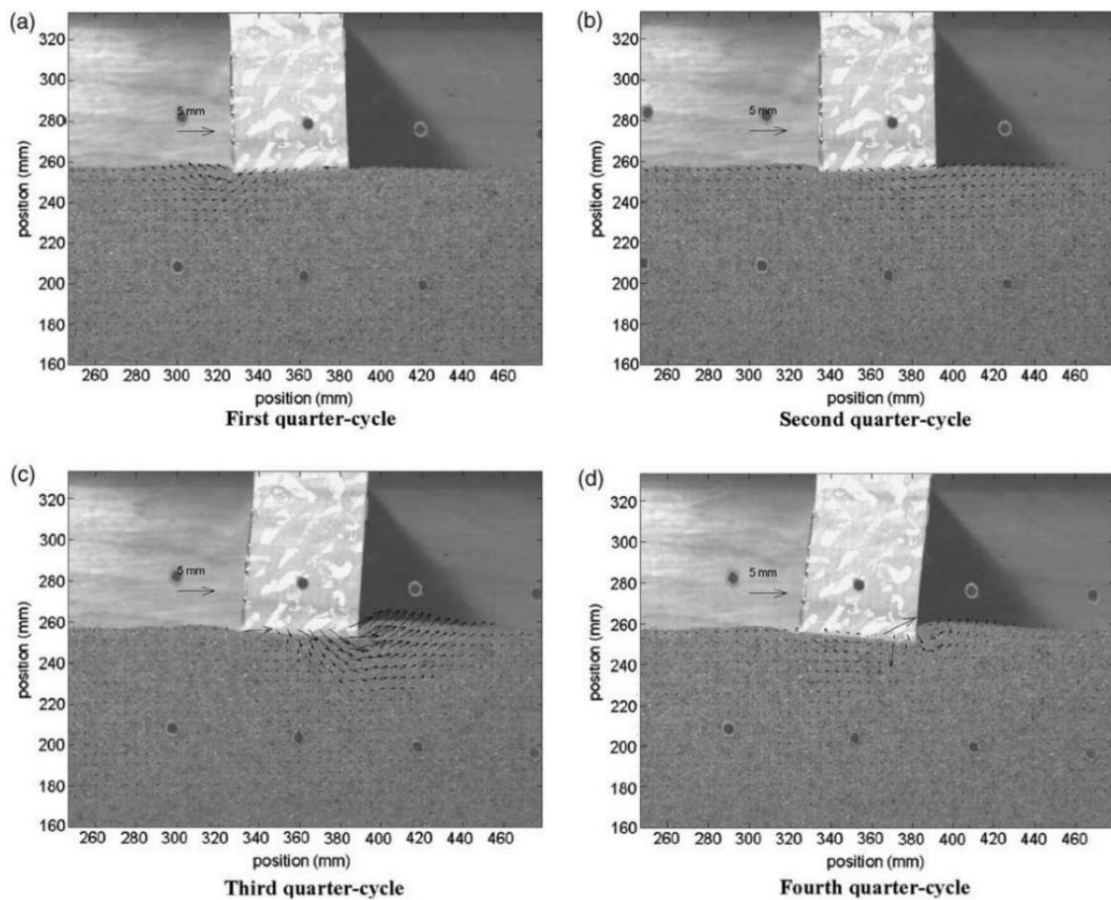


Figure 3.32 - Champ de déplacement sous la fondation issu de la PIV (Knappett et al., 2006)

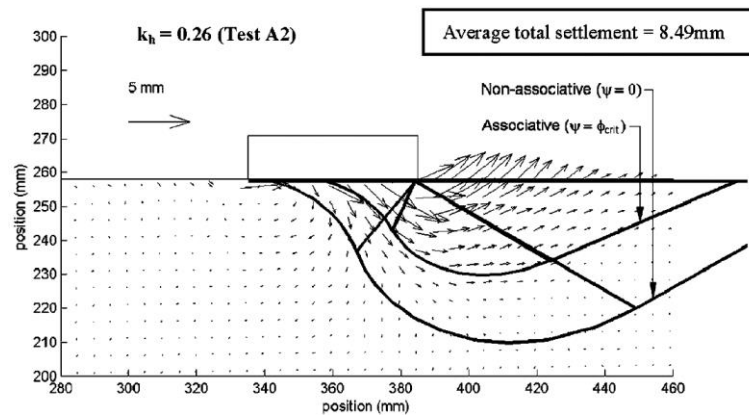


Figure 3.33 - Mécanisme de rupture des semelles filantes à la table vibrante (Knappett et al., 2006)

généralisé un ensemble de données précieuses qui servent de référence pour le développement et la validation de modèles numériques dédiés à l'étude des réponses non linéaires de fondations superficielles lors de séismes importants.

D'un autre côté, Zeng et Steedman (1998), de leur côté, ont utilisé des essais en centrifugeuse pour examiner le comportement des structures bâties sur des fondations en sable, sec ou saturé, sous des charges sismiques. Ces essais, répétés avec rigueur, ont révélé les mécanismes clairs de rupture par rotation et tassement vertical, et ont illustré la dégradation progressive de la capacité portante au cours de séismes successifs.

En outre, Les travaux de Garnier et Pecker (1999), ainsi que de Gajan *et al.* (2005), ont mis en évidence le rôle primordial des essais en centrifugeuse dans la validation de concepts innovants en ingénierie des fondations et pour étudier le comportement non linéaire des fondations en réponse à des charges cycliques et sismiques. Ces études ont apporté des contributions significatives à la validation expérimentale des modèles numériques et théoriques, consolidant ainsi la base de connaissances dans ce domaine spécialisé.

De manière intéressante, La recherche de Zeybek et Madabhushi (2017) explore la liquéfaction induite par les tremblements de terre de sols saturés sous des fondations superficielles, examinant l'effet de la réduction artificielle de la saturation. À travers des essais de centrifugeuse (Figure 3.34), ils évaluent comment les zones partiellement saturées, créées par injection d'air, influencent la réponse à la liquéfaction, le développement de pressions interstitielles excessives, et les tassements. Les résultats indiquent que des zones partiellement saturées peuvent limiter la liquéfaction, surtout à des contraintes de confinement élevées, réduisant la profondeur de la couche de sol liquéfié et augmentant la résistance à la rupture de la capacité portante. Cependant, cela entraîne également la transmission de plus grandes accélérations aux fondations à travers des zones de sol non liquéfiées. Plus récemment, Somma *et al.* (2022) proposent une approche novatrice pour réduire la vulnérabilité sismique des bâtiments existants sur fondations superficielles, en éliminant le contact latéral entre la

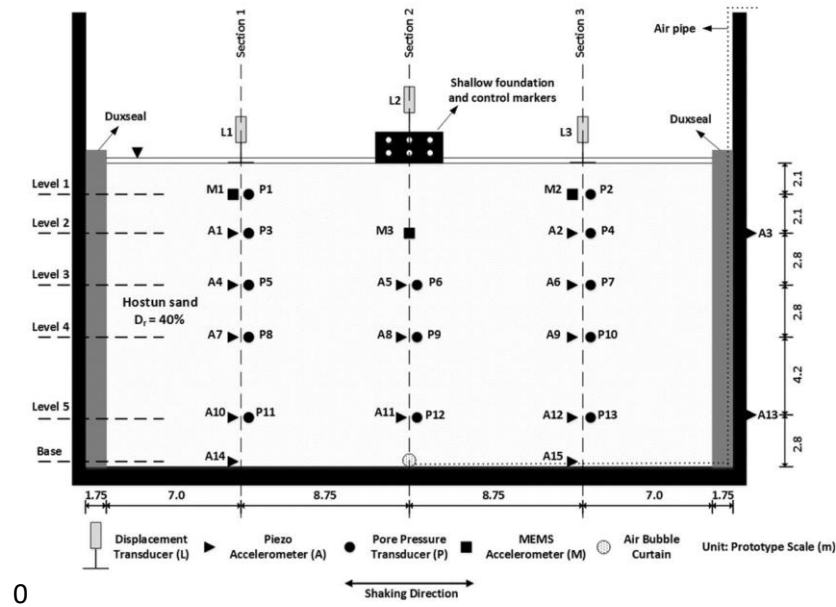


Figure 3.34 - Disposition du modèle de centrifugeuse d'après Zeybek et Madabhushi (2017)

fondation encadrée et le sol environnant. Cette étude utilise des modèles à échelle réduite et des essais de centrifugeuse pour comparer la réponse dynamique de deux cadres de type balancier identiques (Figure 3.35). Les résultats expérimentaux indiquent que la déconnexion latérale réduit significativement la rigidité translationnelle et rotationnelle de la fondation, prolongeant la période prédominante de la structure, et diminuant les accélérations absolues au niveau des planchers. Cette déconnexion atténuée également la dérive des planchers et les forces de cisaillement entre les étages. Le compromis réside dans la diminution de l'amortissement radiatif, entraînant plus d'oscillations post-sismiques de la structure.

En somme, chacune de ces études expérimentales, répertoriées dans le Tableau 3.6, a joué un rôle crucial dans l'élargissement de notre compréhension des fondations superficielles sous charges sismiques, en fournissant des détails clés sur les caractéristiques et les résultats de leurs essais respectifs.

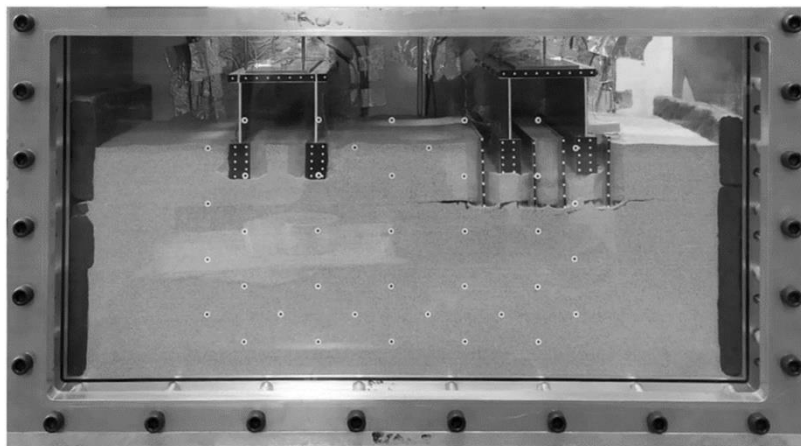


Figure 3.35 - Photographie du modèle avant l'essai en centrifugeuse (Somma et al., 2022)

Tableau 3.6 – Etudes expérimentales sur la capacité portante sismique

Référence	Dispositif expérimental	Dimensions du modèle	Sol	Charge statique	Chargement dynamique	Résultats et remarques
Taylor et Crewe (1996)	Table vibrante Laboratoire EERC Université de Bristol	$B = 0.4$ m $L = 0.95$ m $H = 0.4$ m $D = 0$ m	Sable de Leighton Buzzard $D_r = 58$ %	$W = 3.65$ kN $V = 30$ kN	Séisme du Frioul de 1976 mis à l'échelle Enregistrement de Gemona compressé dans le temps $a_{max} = 0.44-1.5$ g	$S_{max} = 97$ m $\vartheta_{\mu\alpha\xi} = 5^\circ$
Maugeri <i>et al.</i> (1999, 2000)	Table vibrante Laboratoire EERC Université de Bristol	$B = 0.4$ m $L = 0.95$ m $H = 0.4$ m $D = 0$ m	Sable de Leighton Buzzard $\gamma_d = 15.4$ kN/m ³ $e_{max} = 0.79$ $e_{min} = 0.49$ $D_r = 48.5$ % (1999) $D_r = 53.34$ % (2000)	$W = 3.65$ kN $V = 30$ kN (1999) $V = 20$ kN: $e = 0.04$ m (2000)	Sinus stable, $f = 5$ Hz $a_{max} = 0.15-0.665$ g (1999) $a_{max} = 0.10-0.35$ g (2000)	$S_{min} = 55$ mm; $S_{max} = 73$ mm (1999) $d_{max} = 4.7$ mm ; $\vartheta_{max} = 2.6^\circ$ (1999) $S_{min} = -128$ mm; $S_{max} = 66$ mm; $\vartheta_{max} = 25.8^\circ$ (2000) Détection de la surface de glissement
Al-Karni et Budhu (2001)	Table vibrante	$B = 0.102$ m $L = 0.102$ m $H = 0.178$ m $D = 0$ m	Sable de Silica $D_{50} = 0.55$ mm $C_U = 2.5$ $e_{max} = 0.95$ $e_{min} = 0.58$ $D_r = 67 \pm 5$ %	$W = 0.205$ kN	Secousses irrégulières $a_{max} = 0-1.05$ g $f = 3$ Hz	$S_{max} = 50$ mm; $d_{max} = 60$ mm; $\vartheta_{max} = 55^\circ$ Détection de la surface de glissement
Knappett <i>et al.</i> (2006)	Table vibrante Université de Cambridge	$B = 0.05$ m $L = 0.3$ m $H = 0.1$ m $D/B = 0-0.5$ m	Sable de Silica $D_{50} = 0.9$ mm $e_{max} = 0.82$ $e_{min} = 0.495$ $D_r = 67$ %	$q = 8.42$ kPa	Secousses sinusoïdales $a_{max} = 0.16-0.31$ g $f = 2.28-3.6$ Hz	$S_{ava} = 1.35-13.41$ mm Renversement du modèle Détection du mécanisme de déformation
Shirato <i>et al.</i> (2008)	Table vibrante PWRI Tsukuba	$B = 0.5$ m $L = 0.5$ m $H = 0.25$ m $D = 0-0.05$ m	Sable de Toyoura $\gamma_d = 15.7$ kN/m ³ $D_r = 80$ %	$W = 8.39$ kN	Séisme de Hokkaido Nansei Oki de 1993 Enregistrement du pont de Schichiho Séisme de Kobe NS de 1995 Enregistrement JMA	$S_{max} = 6-17.6$ m $d_{max} = 3.5-101.6$ mm $\vartheta_{\mu\alpha\xi} = 0.57^\circ-9.22^\circ$ - Renversement Pression enregistrée sous la fondation Réduction de la surface de contact entre la fondation et le sol
Zeng et Steedman (1998)	Essai centrifugeuse (50g) Centre Géotechnique de Cambridge Centre de Centrifugation	Prototype $B = 1.67$ m $H = 5$ m $D = 0.5$ m	Sable de Hostun sec ou saturé $D_{50} = 0.35$ mm $e_{max} = 0.967$ $e_{min} = 0.607$ $D_r = 55-63$ %	Prototype $q = 383$ kPa	Secousses irrégulières $a_{max} = 0.19-0.45$ g	Modèle sec (prototype) : $S_{max} = 0.3$ m; $\vartheta_{max} = 6.3^\circ$ Soulèvement du sol 0.15 m Modèle saturé (prototype) : $S_{max} = 0.5$ m ; $\vartheta_{max} = 12^\circ$ Soulèvement du sol 0.10 m

Garnier et Pecker (1999)	Essai centrifugeuse (100g) Centre LCPC de Nantes	Prototype $R = 30$ m	Argile d'Antirion avec inclusion verticale	$W = 8.9-9.3$ kN	$T = \pm 5$ à ± 35 MN (appliqué à 11,8 m de la fondation) $M = \pm 70$ à ± 170 MNm 5-10 cycles de charge	$S_{max} = 0.6$ m $d_{max} = 1.8$ m
Gajan <i>et al.</i> (2005)	Essai centrifugeuse (20g) Centre de Modélisation Géotechnique Université de Californie, Davis	Prototype $B = 0.4-1$ m $H = 2.5-4$ m $D = 0-0.7$ m	Sable de Silica $D_{50} = 0.17$ mm $C_U = 1.6$ $e_{max} = 0.881$ $e_{min} = 0.536$ $D_r = 60\%$ et 80% Boue de la baie de San Francisco $LL = 90\%$ $LP = 38\%$ $S_u = 100$ kPa	Divers modèles avec différents poids	Essais cycliques lents verticaux Essais cycliques lents horizontaux Vibrations dynamiques irrégulières	Le tassement observé lors des tests dynamiques est plus important que le tassement lors des tests cycliques. Réduction de la zone de contact entre la fondation et le sol, ainsi qu'arrondissement de la surface du sol sous la fondation. Aucun soulèvement significatif
Zeybek et Madabhushi (2017)	Essai centrifugeuse (70g) Centrifugeuse Turner Beam au Schofield Centre de l'Université de Cambridge	Prototype $B = 1.75$ m $H = 3.5$ m $D = 0.24$ m	Sable de Hostun HN31 $D_r = 40\%$ $D_{10} = 0.315$ mm $D_{50} = 0.480$ mm $C_U = 1.67$ $e_{max} = 1.01$ $e_{min} = 0.555$ $G_s = 2.65$	Prototype Fondations lourdes en laiton : $q = 135$ kPa Fondations légères en duralumin : $q = 50$ kPa	Secousses irrégulières $a_{max} = 0.18$ g	Les fondations sur sols partiellement saturés ont subi moins de tassements. Les pressions interstitielles excessives étaient réduites dans les sols partiellement saturés. Le degré de saturation et la pression de contact des fondations affectent l'amplification/atténuation de l'accélération. Des variations majeures dans les mécanismes de déformation.
Somma <i>et al.</i> (2022)	Essai centrifugeuse (70g) Centrifugeuse Turner Beam au Schofield Centre de l'Université de Cambridge	Prototype $B = 0.73$ m $H = 0.37$ m $D = 0.25$ m	Sable de Hostun HN31 $D_r = 55\%$ $e_{max} = 1.011$ $e_{min} = 0.555$ $G_s = 2.65$ $\phi_{cv} = 33^\circ$	Prototype $q = 133$ kPa	Signaux Sinusoïdaux Séisme de Imperial Valley Séisme de Christchurch Séisme de Kobe Séisme de Adana	L'introduction d'une disconnection latérale au niveau des fondations peut réduire la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. Les tests ont montré une extension d'environ 60% de la période de résonance naturelle de la structure.

Clé: B, L, R, H, D : largeur, longueur, rayon et hauteur de la fondation, et profondeur d'ancrage ; $\gamma_d, e_{max}, e_{min}, D_r, D_{50}, C_U$: densité sèche du sol, indice des vides maximum et minimum, densité relative, diamètre moyen des particules de sol, coefficient d'uniformité ; LL, LP, S_u : limite de liquidité et limite de plasticité du sol, résistance au cisaillement non drainée ; ϕ_{cv} : angle de frottement à l'état critique ; W, V, e, q : poids, force verticale, excentricité, pression appliquée ; T, M : forces horizontales et moments cycliques appliqués ; a_{max}, f : accélération maximale et fréquence du chargement horizontal dynamique ; g : accélération due à la gravité ; $s_{min}, s_{max}, s_{ave}, d_{max}, \vartheta_{max}$: tassement permanent minimum, maximum et moyen (positif vers le bas), déplacement horizontal permanent maximum, rotation permanente maximum

3.5 Conclusion

La section que nous venons d'explorer offre une analyse approfondie et multifacette du comportement des fondations superficielles face aux charges sismiques. Il s'agit d'un domaine d'une importance incontournable, compte tenu des dévastations potentielles associées aux tremblements de terre dans les zones à risque sismique élevé.

À travers notre exploration historique, nous avons non seulement rendu hommage aux leçons apprises lors de catastrophes passées, mais aussi éclairé les chemins par lesquels la recherche et la pratique géotechniques ont évolué. Ces leçons historiques sont fondamentales car elles servent de pierre angulaire à notre compréhension actuelle, informant et guidant les efforts continus dans le domaine de la mitigation sismique.

La discussion technique sur les ruptures sismiques dans les fondations apporte une contribution significative à la littérature existante. Elle démystifie les mécanismes complexes en jeu lors des tremblements de terre, facilitant ainsi une compréhension plus approfondie des défis inhérents à la prévention des ruptures fondamentales. En comprenant plus intimement comment les sols et les fondations réagissent aux sollicitations sismiques, les ingénieurs et les chercheurs sont mieux équipés pour développer des solutions robustes et résilientes.

L'examen des diverses approches de résolution pour la conception parasismique a également été important. Chaque méthode, de l'approche pseudo-statique à celle de Newmark, sans oublier les stratégies d'interaction sol-structure, a été scrutée avec attention, exposant ainsi un tableau clair des options disponibles pour les professionnels du domaine. Cette exploration des méthodes de conception vise à équiper les praticiens des outils et des connaissances nécessaires pour faire des choix éclairés dans leurs projets respectifs.

En somme, la navigation à travers ce contenu dense et technique est conçue pour offrir une vue générale sur les enjeux, défis, et solutions relatives aux fondations superficielles dans des scénarios sismiques. La richesse des informations présentées et la profondeur de l'analyse fournissent une base solide pour les étudiants, les chercheurs et les praticiens qui œuvrent à sécuriser les infrastructures contre les menaces sismiques. À travers cet effort collectif et informé, il est possible non seulement de protéger les structures physiques, mais plus important encore, de sauvegarder des vies humaines lors d'événements sismiques futurs.

Chapitre 4

Contribution à l'analyse numérique des enveloppes de rupture des semelles filantes sur sable recouvrant de l'argile sous chargement combiné

4.1 Introduction

La capacité portante des semelles filantes, qui constitue l'une des fondations superficielles les plus couramment utilisées en génie civil, est d'une importance dans le design et l'évaluation des structures. Ces semelles, lorsqu'elles reposent sur des sables recouvrant de l'argile, présentent des défis particuliers en raison de la variabilité des propriétés mécaniques et de l'interaction entre les deux types de sols. De plus, lorsqu'elles sont soumises à un chargement combiné, la détermination des enveloppes de rupture devient encore plus complexe.

La recherche antérieure a abordé plusieurs facettes de cette problématique, offrant des bases solides mais aussi laissant des zones d'ombre nécessitant des études plus approfondies. Dans ce contexte, l'outil numérique Optum^{G2}, avec ses avancées en matière de théorie de plasticité, d'analyse limite et ses divers modèles de comportement, offre des possibilités inédites pour l'exploration de ces problématiques complexes.

Ce chapitre s'efforce de contribuer à la compréhension de l'interaction sol-semelle sous des conditions spécifiques, en utilisant des méthodes numériques avancées. Après avoir passé en revue les travaux antérieurs et cerné la problématique, nous introduirons l'outil numérique Optum^{G2}, en mettant l'accent sur ses principes fondamentaux et ses modèles de comportement. Ensuite, nous présenterons le problème spécifique étudié, suivi de la procédure d'analyse numérique adoptée. Les résultats et discussions approfondies mettront en lumière la capacité portante des semelles, les mécanismes de rupture et, finalement, les enveloppes de rupture tridimensionnelles sous chargement combiné.

L'objectif ultime de ce chapitre est d'offrir des insights pratiques et théoriques pour le design et l'évaluation des semelles filantes dans des scénarios réels, tout en mettant en lumière les défis et opportunités associés à l'utilisation des outils numériques modernes.

4.2 Synthèse des travaux antérieurs et problématique

La capacité portante des semelles filantes est évaluée par l'équation généralisée proposée par Terzaghi (1943). De nombreuses approches expérimentales, analytiques et numériques peuvent être utilisées pour estimer les facteurs de capacité portante des semelles filantes rigides. Récemment, les méthodes numériques basées, soit sur l'approche par éléments finis, soit sur l'approche par différences finies ont été utilisées pour étudier la charge limite en géotechnique et en ingénierie des fondations (Frydman et Burd, 1997; Loukidis *et al.*, 2008; Mabrouki *et al.*, 2010; Bouaicha *et al.*, 2018; Zheng *et al.*, 2019; Femmam *et al.*, 2022).

La capacité portante des semelles filantes sous une charge inclinée-excentrée est d'une importance considérable dans la conception des fondations offshore. Meyerhof (1953) a introduit l'approche de la largeur effective pour estimer l'effet du chargement excentrique sur la capacité portante des fondations superficielles. De nombreuses études expérimentales et numériques ont examiné les effets de l'excentricité et de l'inclinaison de la charge sur la capacité portante des semelles filantes sur une couche de sable (Hansen, 1970; Vesić, 1975; Gottardi et Butterfield, 1993; Hjiiaj *et al.*, 2004; Loukidis *et al.*, 2008; Krabbenhoft *et al.*, 2012; Patra *et al.*, 2012a, 2012b; Krabbenhoft *et al.*, 2014; Pham *et al.*, 2019; 2020). Ils ont proposé de nombreuses équations pour le facteur d'inclinaison i_γ et les enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement VH , VM , et HM . Récemment, Pham *et al.* (2020) ont utilisé la méthode des éléments finis rigide-plastique (RPFEM) afin de déterminer la capacité portante d'une semelle rigide sur la surface libre de sols sableux et argileux uniformes sous une charge excentrique et inclinée. Ils ont proposé de nombreuses équations pour les facteurs d'inclinaison de charge i_γ et i_c . Ils ont également conclu que l'enveloppe de rupture normalisée pour chaque type de sol dans l'espace $V-H-M$ était clairement unique.

Dans la littérature, la majeure partie des études concerne les cas d'une semelle filante en surface soumise à des charges verticales centrées sur sols stratifiés. Hanna et Meyerhof (1980) ont étudié le cas des semelles reposant sur un sol composé d'une couche dense de sable recouvrant un dépôt d'argile molle en utilisant des méthodes semi-empiriques. Michalowski et Shi (1995) ont utilisé le théorème de la limite supérieure de la méthode d'analyse limite pour estimer la capacité portante des semelles filantes sur sol granulaire reposant sur une couche d'argile. De plus, en utilisant les méthodes des éléments finis et des différences finies, Burd et Frydman (1996, 1997) ont étudié la capacité portante du sable recouvrant de l'argile. Shiau *et al.* (2003) ont utilisé la méthode des éléments finis pour la capacité portante ultime d'une semelle filante reposant sur une couche de sable au-dessus de l'argile en appliquant les techniques de limite supérieure et inférieure des approches d'analyse limite. Ils ont

présenté l'influence de l'augmentation de la résistance de la couche d'argile avec la profondeur sur la capacité portante pour différents angles de frottement de la couche de sable.

Par ailleurs, le problème d'une semelle soumise à des charges inclinées sur sable recouvrant de l'argile est rarement traité. Massih *et al.* (2005) ont utilisé l'approche d'analyse limite cinématique pour étudier l'effet des charges inclinées et excentriques sur la capacité portante des semelles filantes reposant sur un sol à deux couches (sable et argile). De plus, Zheng *et al.* (2019) ont étudié la capacité portante et le mécanisme de rupture des semelles chargées obliquement sur du sable recouvrant de l'argile. Ils ont utilisé la procédure d'optimisation de la disposition des discontinuités (DLO) pour trouver le mécanisme de rupture sous une charge inclinée. Plus récemment, Haghighi *et al.* (2019) ont effectué des analyses numériques en utilisant l'analyse limite par éléments finis avec Optum^{G2} et l'analyse par éléments finis avec ABAQUS. Ils ont étudié l'effet de l'étendue horizontale de la couche supérieure sur la capacité portante ultime des semelles filantes placées sur du sable recouvrant de l'argile sous un chargement combiné (chargement vertical-horizontal et chargement vertical-moment). Le problème de la capacité portante des semelles filantes et circulaires sous chargement combiné sur une couche d'argile non homogène est étudié par plusieurs chercheurs (Gourvenec et Randolph, 2003; Ouahab *et al.*, 2018; 2020; Hamlaoui *et al.*, 2023). Cependant, le problème des semelles filantes sur sable recouvrant l'argile non homogène sous chargement combiné reste à étudier. Le présent travail est une nouvelle contribution visant à enrichir la littérature dans ce domaine. Une série de calculs numériques utilisant le code à éléments finis Optum^{G2} (2021) est réalisée pour évaluer la capacité portante des semelles filantes reposant sur la surface libre du sable recouvrant une argile non homogène, sous l'action de charges combinées. Deux séries d'analyses sont effectuées : l'une en utilisant une analyse élastoplastique en appliquant deux techniques numériques de chargement (Probe et Swipe), et l'autre en utilisant le théorème de la borne inférieure et supérieure de l'analyse limite. Le sol est modélisé par un modèle élastoplastique avec un critère de rupture de Mohr-Coulomb et une règle d'écoulement associée. La semelle filante est considérée comme rigide et rugueuse. Les effets de l'inclinaison de la charge α , de l'excentricité de la charge e/B , de l'angle de frottement interne du sol φ , de l'épaisseur de la couche de sable D/B et de l'augmentation de la résistance en profondeur pour la couche d'argile κ ont été étudiés. De nouvelles informations ont été obtenues concernant les enveloppes de rupture normalisées charge verticale-charge horizontale-moment $V-H-M$ dans l'espace. De plus, les mécanismes de rupture ont également été présentés pour différents cas. Les résultats obtenus à partir de l'analyse numérique sont comparés à ceux de la littérature.

4.3 Présentation de l'outil numérique OptumG2

Dans le cadre de cette thèse, nous avons opté 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).

4.3.1 Théorie de 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 4.1). 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.

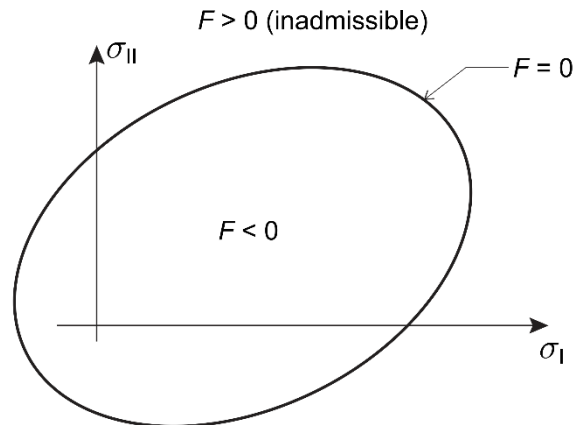


Figure 4.1 - Surface de rupture

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (4.1)$$

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} .

$$\varepsilon^e = \mathbb{C}\sigma \quad (4.2)$$

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

$$\varepsilon^p = \dot{\lambda} \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (4.3)$$

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 :

$$\dot{\lambda}F(\sigma) = 0 \quad (4.4)$$

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.

4.3.2 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 4.2). 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 :

$$\nabla^T \sigma + b = 0, \quad \text{dans } V \quad (4.5)$$

$$P^T \sigma = \alpha t, \quad \text{sur } S_\sigma \quad (4.6)$$

Où :

$$\nabla^T = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

et

$$P^T = \begin{bmatrix} n_x & 0 & n_y \\ 0 & n_y & n_x \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

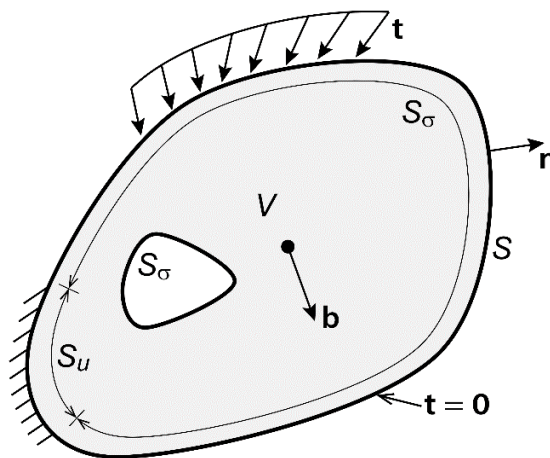


Figure 4.2 - Corps solide ayant un volume V , délimité par $S = S_u \cup S_\sigma$ soumis à des tractions αt sur S_σ est fixé en S_u .

- ✓ Les conditions caractérisant la rupture :

$$F(\sigma) \leq 0 \quad (4.9)$$

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.

$$f_i^T \sigma - k_i \leq 0, \quad i = 1, \dots, n \quad (4.10)$$

Cette approche peut également être représentée sous forme matricielle :

$$F^T \sigma - K \leq 0 \quad (4.11)$$

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.

$$F^T \sigma - K + s = 0, \quad s \geq 0 \quad (4.12)$$

$$F^T \sigma - K + s = 0 \quad (4.13)$$

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

$$\nabla \dot{u} = F \dot{\lambda} \quad (4.14)$$

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

$$\int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1 \quad (4.15)$$

- ✓ Enfin, les conditions complémentaires :

$$S^T \dot{\lambda} = 0, \quad s \geq 0, \quad \dot{\lambda} \geq 0 \quad (4.16)$$

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.

4.3.3.1 Principe de la limite inférieure

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

$$\begin{array}{ll} \text{Maximiser} & \alpha \\ \text{Sujet à} & \nabla^T \sigma + b = 0, \quad \text{dans } V \\ & P^T \sigma = \alpha t, \quad \text{sur } S_\sigma \\ & F^T \sigma - K + s = 0, \quad s \geq 0 \end{array} \quad (4.17)$$

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.

4.3.3.2 Principe de la limite supérieure

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

$$\begin{aligned}
 & \text{Minimiser} && \alpha \\
 & \text{Sujet à} && \int_V K^T \lambda dV - \int_V b^T \dot{u} dV \\
 & && \nabla \dot{u} = F \lambda, \quad \lambda \geq 0 \\
 & && \int_{S_\sigma} t^T \dot{u} dS = 1
 \end{aligned} \tag{4.18}$$

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.

4.3.3 Modèles de comportement

4.3.3.1 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 :

$$\tau = c + \sigma_n \tan(\varphi) \tag{4.19}$$

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].

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.20)$$

Où :

$$E = \frac{9KG}{3K+G} \quad \nu = \frac{3K-2G}{2(3K+G)} \quad (4.21)$$

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

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

$$F = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi - 2c \cos \phi \quad (4.22)$$

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

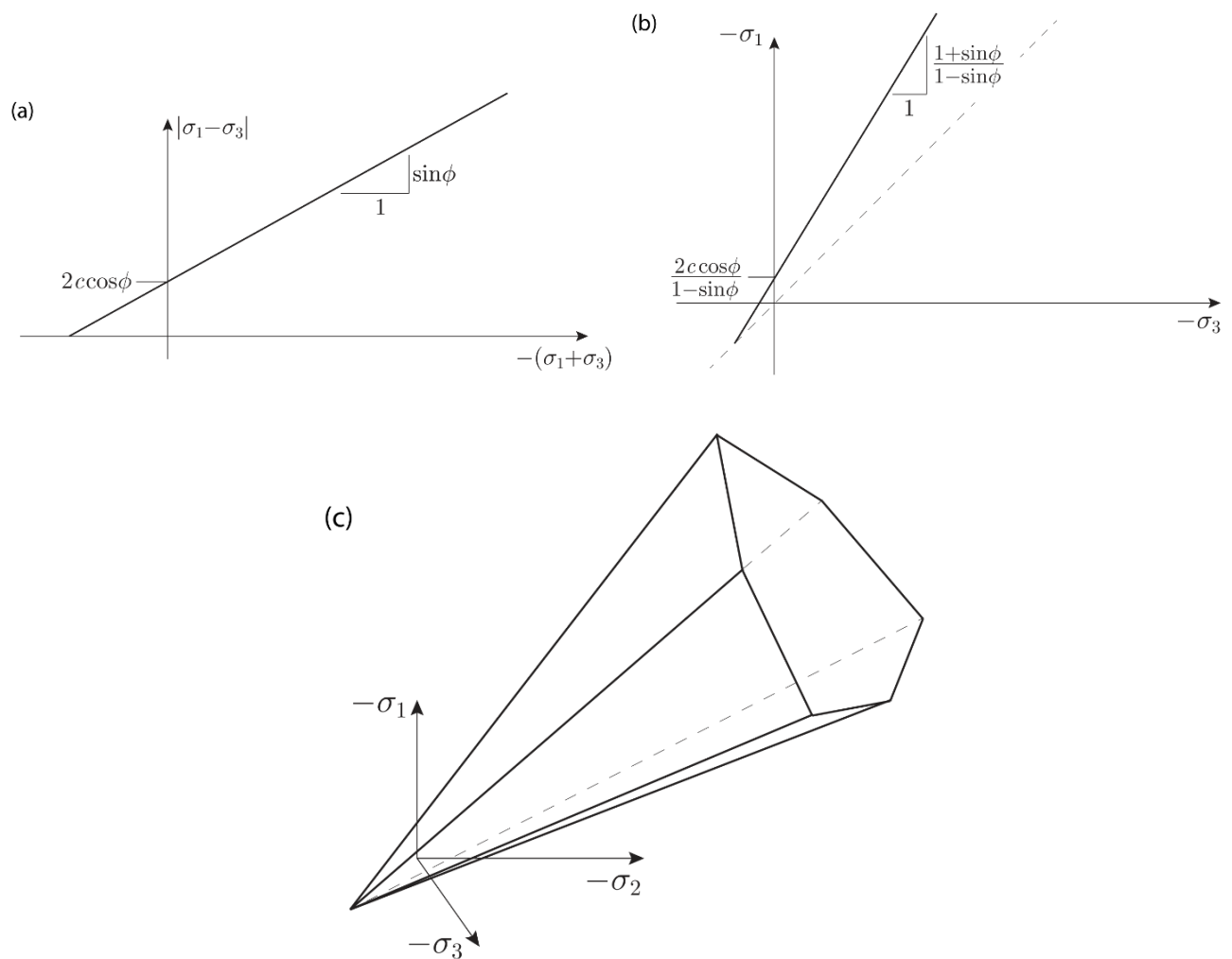


Figure 4.3 - Représentations possibles de la surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales. Dans (a) et (b), l'ordre des contraintes principales est $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$, tandis qu'aucun ordre particulier n'est supposé dans (c).

La Figure 4.3 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 :

$$G = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi \quad (4.23)$$

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 .

4.3.3.2 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 :

$$\begin{aligned} G|\sigma_1 - \sigma_3| &= 2c \cos \varphi - (\sigma'_1 + \sigma'_3)_0 \sin \varphi & (4.24) \\ &= 2c \cos \varphi - (\sigma'_x + \sigma'_y)_0 \sin \varphi \\ &= 2c \cos \varphi + (1 + k_0)\sigma'_{v,0} \sin \varphi \\ &= 2s_u \end{aligned}$$

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).

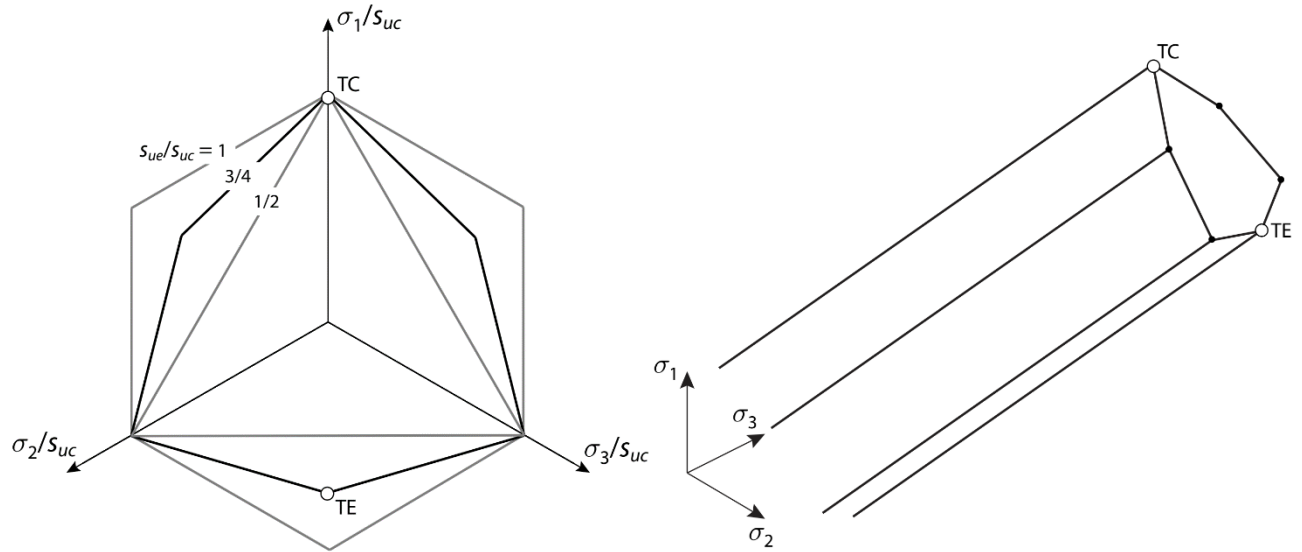


Figure 4.4 - Surface de rupture de Tresca généralisée dans le plan déviatorique et dans l'espace des contraintes principales pour une valeur intermédiaire de s_{ue}/s_{uc} . Les points indiqués correspondent à la compression triaxiale (TC) et à l'extension triaxiale (TE). Aucun ordre particulier des contraintes principales n'est supposé.

4.4 Présentation du problème étudié

Le problème de la capacité portante des fondations superficielles, modélisé dans cette étude, est illustré à la Figure 4.5. La présente étude prend en compte une semelle filante rigide de largeur B , positionnée sur une couche de sable d'épaisseur D . Cette couche de sable présente un angle de frottement interne φ et un poids volumique γ . Sous la couche de sable se trouve une couche d'argile non homogène dont la résistance au cisaillement augmente linéairement avec la profondeur, comme suit :

$$c_u(y) = c_{u0} + ky \quad (4.25)$$

Où : c_{u0} est la résistance au cisaillement non drainé à la surface de l'argile, y est la profondeur à partir de la surface de l'argile, et k est le gradient de résistance en fonction de la profondeur y .

Le taux de non-homogénéité de la résistance est quantifié par le paramètre adimensionnel $\kappa = kB/c_{u0}$. Le poids volumique de l'argile est égal au poids du sable. La fondation est soumise à des charges inclinées excentrées R (avec une excentricité $e \neq 0$ et une inclinaison de charge $\alpha \neq 0$), où H et V représentent les composantes de la charge dans les directions horizontale et verticale, respectivement. La capacité portante ultime (q_u) ainsi que les courbes d'enveloppe de rupture sont présentées dans l'espace (V - H - M). Il convient de mentionner que le plan de charge combinée horizontale-moment (H - M) n'a pas encore été étudié dans la littérature pour les semelles filantes sur sable recouvrant une couche d'argile non homogène. De plus, le changement de direction de charge n'a pas encore été étudié dans ce cas. La présente étude traite de la détermination de l'effet de la direction de charge et

de l'enveloppe de rupture dans le plan de charge ($H-M$). La valeur de la capacité portante verticale normalisée d'une fondation devient une fonction des paramètres sans dimension suivants :

$$\frac{V}{V_{s,max}} = f\left(\varphi, \frac{c_u}{\gamma B}, \kappa, \frac{D}{B}, \frac{e}{B}, \tan \alpha\right) \quad (4.26)$$

Où : V est la charge verticale ultime de la fondation située sur le sable recouvrant une argile non homogène sous des charges excentrées et inclinées, et $V_{s,max}$ est la charge verticale ultime de la fondation chargée verticalement reposant sur la couche de sable.

4.5 Procédure d'analyse numérique

Le programme Optum^{G2} (2021) basé sur la méthode des éléments finis est utilisé pour étudier la capacité portante d'une semelle filante rugueuse sous charges excentrées et inclinées sur sable reposant sur une couche d'argile non homogène. De nombreux chercheurs ont utilisé le programme Optum^{G2} (2021) pour étudier le problème de la capacité portante des semelles filantes (Bougouffa *et al.*, 2020; Brahmi *et al.*, 2021; Keawsawasvong et Lai, 2021). L'absence de symétrie de chargement conduit à utiliser l'ensemble du domaine du sol en déformation plane. La base du modèle est bloquée dans les deux directions, tandis que les côtés verticaux droit et gauche des modèles sont contraints horizontalement (Figure 4.5). Le critère de rupture de Mohr-Coulomb avec la règle d'écoulement associée est adopté dans cette étude pour un sol à deux couches avec un poids volumique $\gamma = 20$ kN/m³. Les modules élastiques utilisés sont le module de Young $E = 32$ MPa et un coefficient de Poisson $\nu = 0.3$. La semelle filante rugueuse est modélisée comme un élément de plaque rigide.

L'utilisation de la technique de maillage adaptatif dans cette étude permet de positionner automatiquement les éléments de manière optimale (Keawsawasvong et Ukritchon, 2019; Keawsawasvong *et al.*, 2021; Shiau *et al.*, 2021; Yodsomjai *et al.*, 2021). Le maillage est raffiné automatiquement pour capturer une dissipation de cisaillement significative.

Le maillage adaptatif est utilisé dans toutes les analyses, où la dissipation par cisaillement est adoptée avec trois itérations adaptatives pour garantir un haut degré de précision, comme recommandé dans le manuel du logiciel Optum^{G2} (2021). Le nombre d'éléments de départ dans le maillage initial est fixé à 1000 éléments, tandis que le nombre d'éléments dans le maillage final augmente à 5000 éléments. La Figure 4.6 montre un exemple de maillage adaptatif.

Les calculs numériques pour la validation du modèle ont été réalisés en utilisant l'analyse limite (théorème des limites supérieure (UB) et inférieure (LB)) et l'analyse élastoplastique avec des éléments à 6 nœuds. Afin d'examiner les enveloppes de rupture, la technique de chargement "Probe" est utilisée avec l'analyse à la limite et les calculs élastoplastiques. Cependant, le chargement par "Swipe" est uniquement utilisé avec l'analyse élastoplastique.

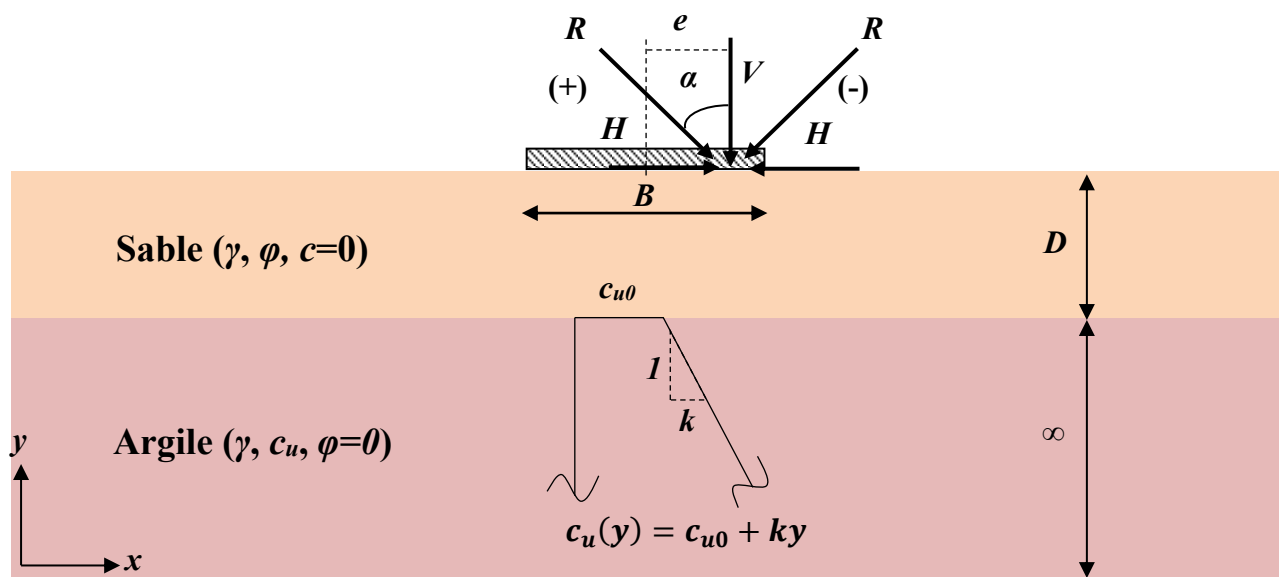
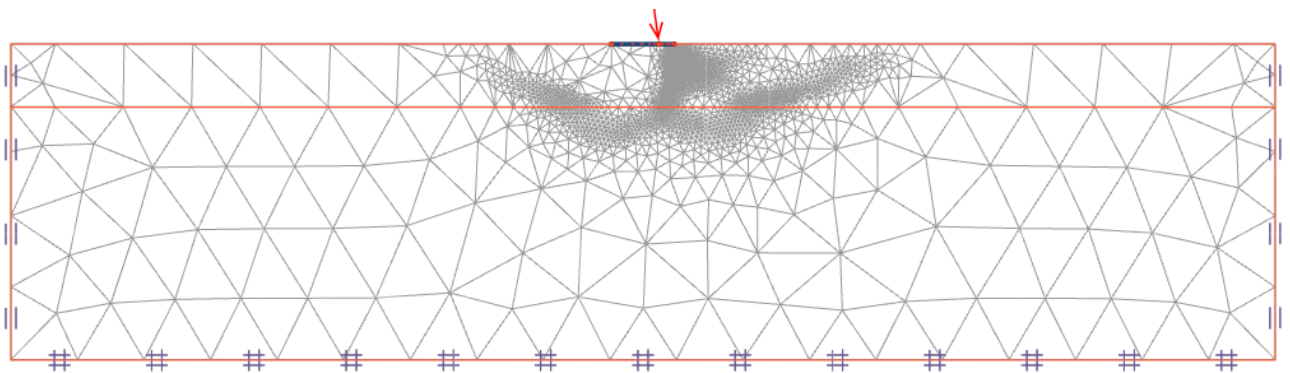


Figure 4.5 - Géométrie du problème étudié

Figure 4.6 - Maillage adaptatif et conditions aux limites avec $\varphi = 40^\circ$, $D/B = 1$, $e/B = 0,25$ et $\alpha = +7,5^\circ$

Dans l'analyse par "Probe", une charge incrémentale est appliquée sur la semelle sous une charge combinée avec une excentricité e et une inclinaison α , jusqu'à ce que la charge atteigne l'état limite, selon Loukidis *et al.* (2008) (Figure 4.7a). Toutefois, dans l'analyse "Swipe", l'enveloppe de rupture peut être déterminée en un seul essai en imposant des déplacements imposés aux nœuds de la semelle (Bransby et Randolph, 1998; Gourvenec et Randolph, 2003). Deux chemins sont nécessaires pour trouver l'enveloppe de rupture dans le plan V - M , où le chemin I est déterminé en considérant deux étapes. Dans la première étape, la semelle rigide est déplacée afin d'évaluer la charge limite verticale V_{max} . Ensuite, dans la deuxième étape, un mouvement rotationnel est appliqué pendant que le déplacement vertical du centre de la semelle est fixé. L'analyse du chemin II est similaire à la deuxième étape du chemin I, mais la charge commence à partir de $V = 0$ (Figure 4.7b). De plus, l'enveloppe de rupture dans le plan V - H est obtenue en utilisant la même méthode, mais le mouvement rotationnel est remplacé par un déplacement horizontal prescrit aux nœuds de la semelle.

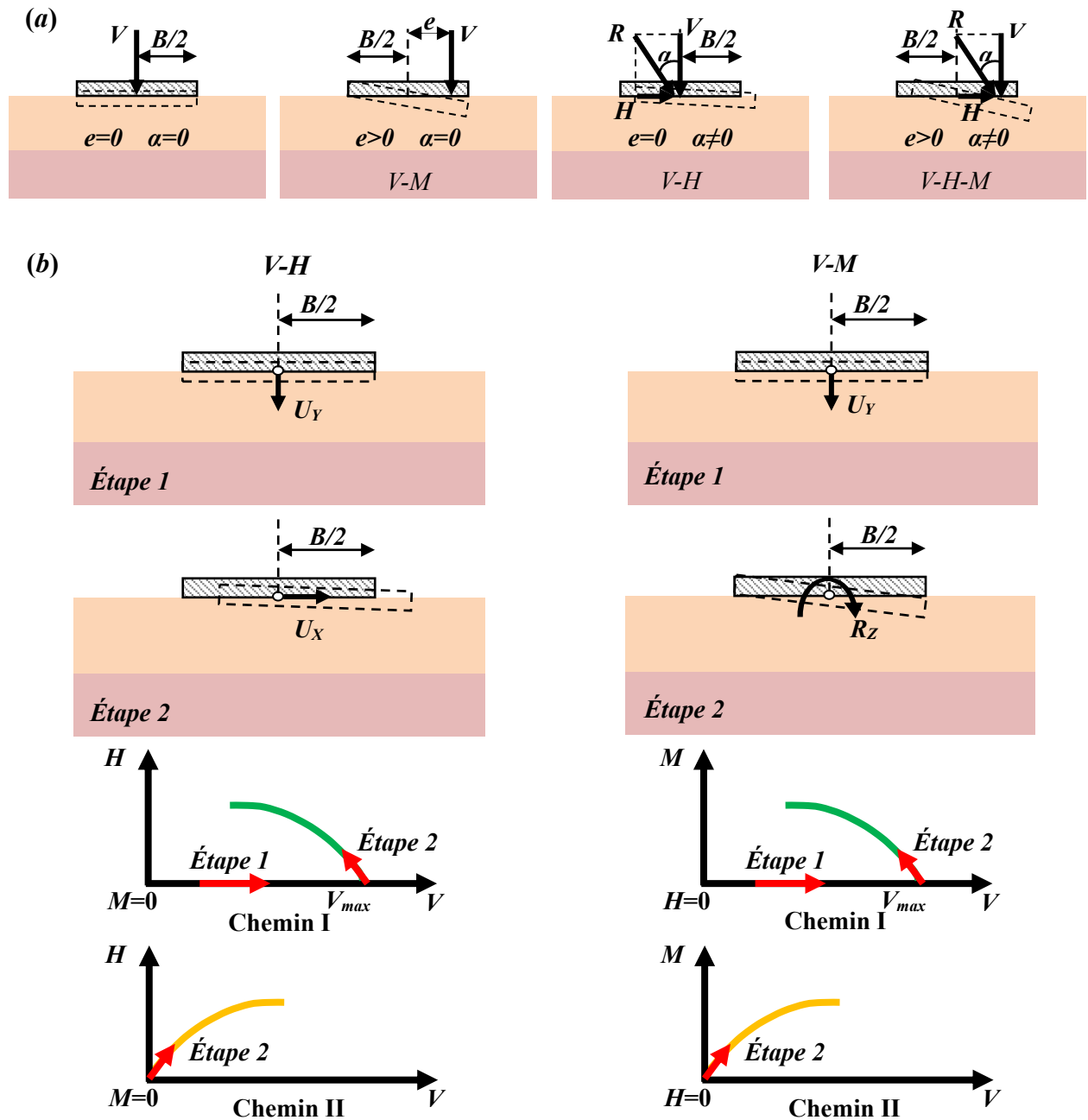


Figure 4.7 - Techniques numériques de chargement utilisées dans (a) Analyses "Probe" et (b) Analyses "Swipe". U_y désigne le déplacement vertical ; U_x le déplacement horizontal ; R_z le déplacement rotationnel

4.6 Résultats et discussions

4.6.1 Capacité portante des semelles filantes sur sable

Comme mentionné dans la Synthèse des travaux antérieurs et problématique, le problème de la capacité portante des semelles sur une couche de sable sous charges combinées a été étudié par plusieurs chercheurs. En pratique, l'effet de l'inclinaison de la charge est estimé par le facteur d'inclinaison i_γ , défini comme le rapport de la charge limite de la semelle sous une charge inclinée à

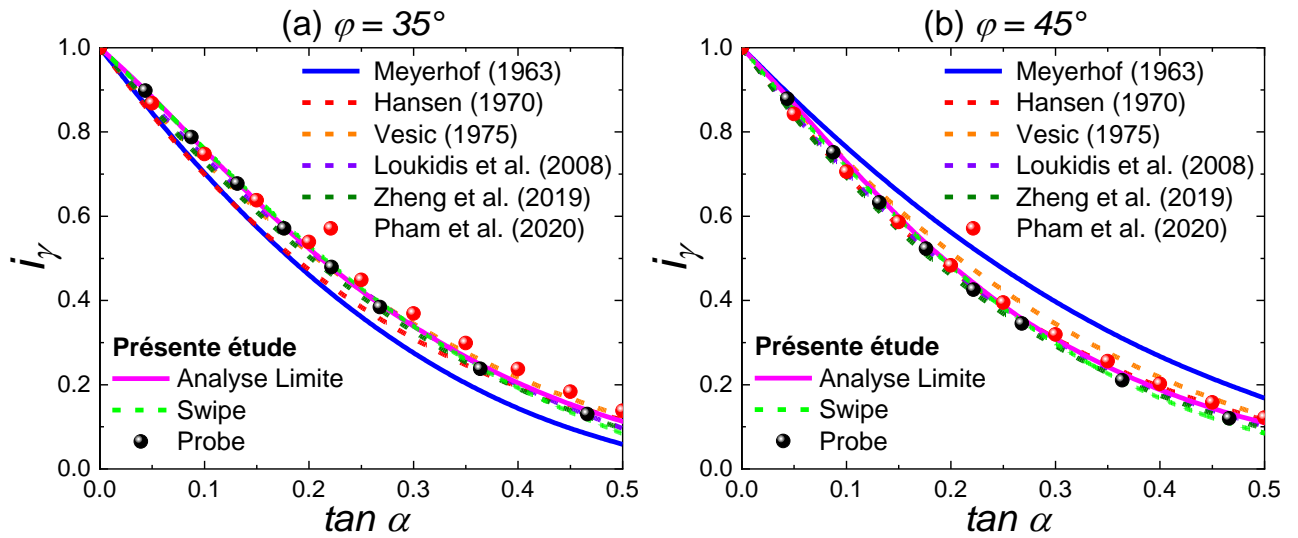


Figure 4.8 - Facteurs d'inclinaison i_γ pour différentes valeurs de l'angle de frottement ϕ et de l'angle d'inclinaison α : (a) $\phi = 35^\circ$ (b) $\phi = 45^\circ$

celle de la semelle sous des charges verticales centrées ($i_\gamma = V_{ult,\alpha \neq 0} / V_{ult,\alpha = 0}$). La Figure 4.8 présente les valeurs numériques du facteur i_γ obtenues à partir des moyennes des limites inférieures et supérieures de l'analyse limite et des analyses par "Probe" et "Swipe" en utilisant des analyses élastoplastiques, pour un angle de frottement interne $\phi = 35^\circ$ et 45° (Figure 4.8a et 4.8b). Il est facilement observable que le facteur d'inclinaison i_γ diminue avec les valeurs d'inclinaison de la charge. Les résultats numériques obtenus en utilisant l'approche d'analyse limite et les analyses élastoplastiques sont en excellent accord avec ceux proposés par Loukidis *et al.* (2008), Zheng *et al.* (2019) et Pham *et al.* (2020). De plus, les valeurs proposées par Hansen (1970) et adoptées par Vesic (1975) sont raisonnablement proches des résultats actuels. Cependant, la solution proposée par Meyerhof (1963) est légèrement conservatrice pour les valeurs de i_γ pour $\phi = 35^\circ$ et 45° .

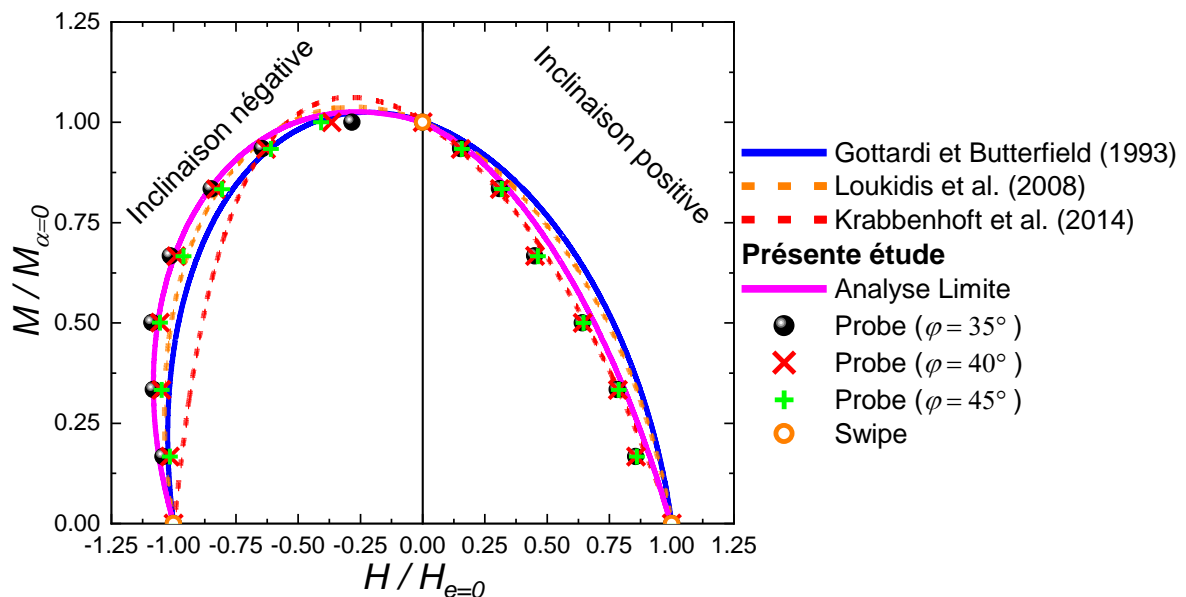


Figure 4.9 - Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de charge H - M pour $V/V_{max} = 0.5$

La Figure 4.9 montre les courbes enveloppes normalisés dans le plan $H/H_{e=0} - M/M_{\alpha=0}$ pour $V/V_{max}=0.5$, dans le cas d'inclinaisons de charge positives et négatives. Les résultats numériques sont comparés à ceux rapportés par Gottardi et Butterfield (1993), Loukidis *et al.* (2008) et Krabbenhoft *et al.* (2014). On peut observer que les enveloppes de rupture ne sont pas symétriques par rapport à l'axe $M/M_{\alpha=0}$. De plus, la capacité des semelles filantes à résister à la charge de moment est plus grande dans le cas d'inclinaisons de charge négatives. En général, les résultats obtenus à partir la présente étude concordent bien avec les solutions rapportées dans la littérature.

4.6.2 Capacité portante des semelles rugueuses sur sable recouvrant une argile homogène

La Figure 4.10 illustre la variation de la capacité portante normalisée $V/V_{s,max}$ en fonction de $\tan\alpha$ pour plusieurs combinaisons de $c_u/\gamma B$, avec $\varphi = 35^\circ$ et $D/B = 1$. Pour une seule couche de sable, on peut observer que $V/V_{s,max}$ diminue de manière non linéaire à mesure que l'inclinaison de la charge α augmente. Pour le sable recouvrant l'argile, la Figure montre que $V/V_{s,max}$ tend à être une fonction par morceaux composée de deux segments. Le premier segment est presque linéaire initialement jusqu'à l'inclinaison de charge critique V_{cr} . En revanche, le deuxième segment devient concave vers le haut après l'inclinaison de charge critique, et la capacité portante normalisée $V/V_{s,max}$ est égale au facteur d'inclinaison i_γ pour la couche de sable. Les observations de la capacité portante normalisée $V/V_{s,max}$ concordent bien avec celles des résultats de Zheng *et al.* (2019) en utilisant la procédure (DLO). De plus, ce diagramme montre clairement que la capacité portante normalisée devient plus petite pour des valeurs plus faibles de $c_u/\gamma B$.

Les résultats numériques de V_{cr}/V_{max} des semelles filantes sur une couche de sable recouvrant l'argile homogène sont comparés aux équations proposées par Haghghi *et al.* (2019) les résultats numériques de l'étude élastoplastique et l'analyse limite sont calculées en utilisant $\varphi = 35^\circ$, D/B variant de 0.2 à 1.2, et le rapport de résistance au cisaillement $c_u/\gamma B$ ($0.05 < c_u/\gamma B < 0.2$). Les Figures 4.11 et 4.12 montrent les résultats de V_{cr}/V_{max} dans les plans de charge $V-H$ et $V-M$. On peut observer que les résultats de l'analyse limite sont similaires à ceux de l'analyse élastoplastique. L'enveloppe de rupture $V-H$ suggère que V_{cr}/V_{max} se situe dans l'intervalle de 0.28-0.87 sur D/B . Haghghi *et al.* (2019) ont suggéré que V_{cr}/V_{max} se situe dans l'intervalle de 0.25-0.9. De plus, les valeurs de V_{cr}/V_{max} augmentent avec l'augmentation de D/B et diminuent avec l'augmentation de $c_u/\gamma B$. Le calcul de V_{cr}/V_{max} peut être décrit par l'expression proposée par Haghghi *et al.* (2019). Les Figures montrent que V_{cr}/V_{max} dépend

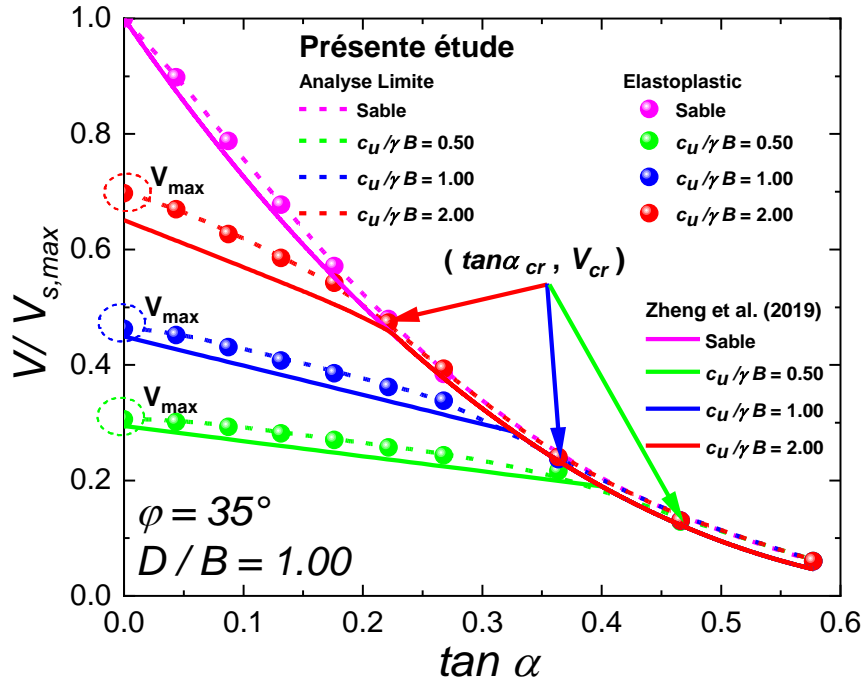


Figure 4.10 - Capacité portante normalisée pour différentes valeurs de $c_u/\gamma B$, avec $\varphi=35^\circ$ et $D/B=1$

fortement de la valeur de D/B et de $c_u/\gamma B$, bien que Haghghi *et al.* (2019) aient proposé que V_{cr}/V_{max} ne dépend pas de la valeur de $c_u/\gamma B$. Ainsi, cette étude propose les nouvelles équations (4.27) et (4.28) pour déterminer V_{cr}/V_{max} dans les plans de charge $V-H$ et $V-M$ respectivement, pour différentes valeurs de $c_u/\gamma B$ et de D/B .

$$\frac{V_{cr}}{V_{max}} = 1 - \left[\left(\frac{c_u}{\gamma B} \right)^{0.035} \left(0.34 \left(\frac{c_u}{\gamma B} \right)^{0.18} \right)^{\frac{D}{B}} \right] \quad (4.27)$$

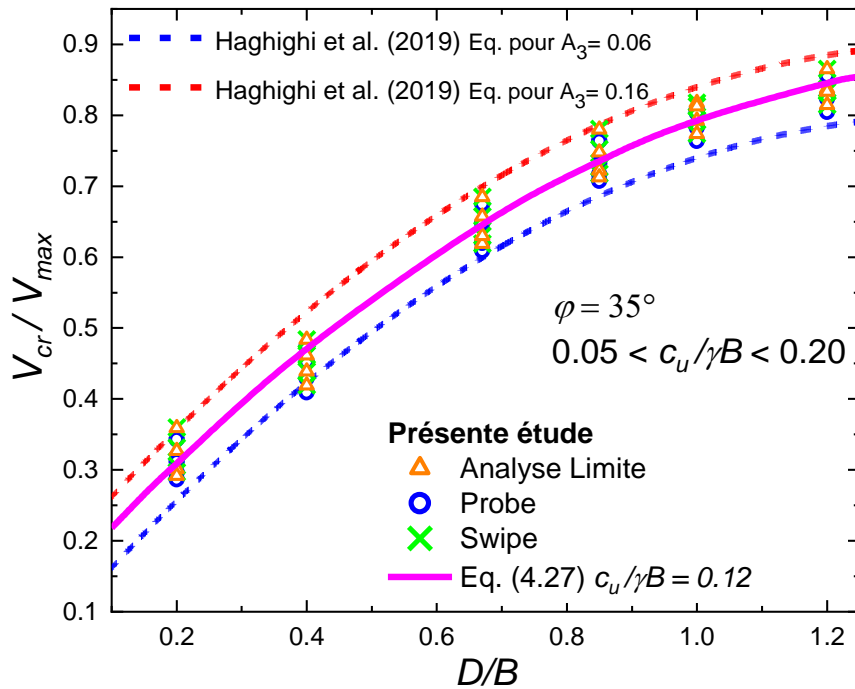


Figure 4.11 - V_{cr}/V_{max} en fonction de D/B pour l'enveloppe de rupture $V-H$

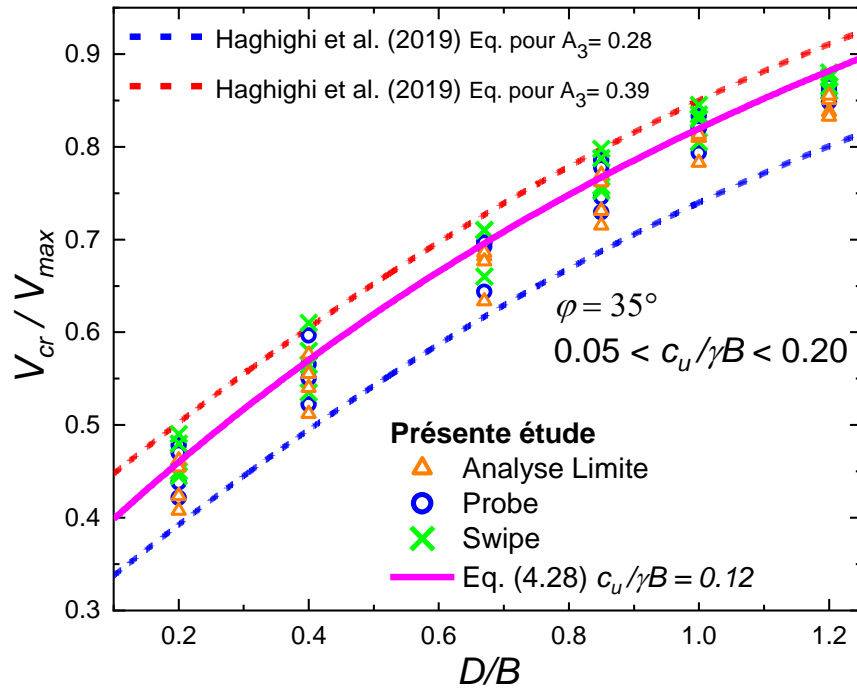


Figure 4.12 - V_{cr}/V_{max} en fonction de D/B pour l'enveloppe de rupture $V-M$

$$\frac{V_{cr}}{V_{max}} = \left[1.8 \left(\frac{c_u}{\gamma B} \right)^{0.16} \right] - \left[1.72 \left(\frac{c_u}{\gamma B} \right)^{0.28} \left(0.92 \left(\frac{c_u}{\gamma B} \right)^{0.30} \right)^{\frac{D}{B}} \right] \quad (4.28)$$

La comparaison entre les valeurs prédites de V_{cr}/V_{max} à partir des équations (4.27) et (4.28), et les valeurs mesurées issues des résultats numériques est fournie dans la Figure 4.13. Un excellent accord dans V_{cr}/V_{max} entre ces deux solutions est observé, où le coefficient de détermination minimal (R^2) est très élevé, à 98,23% dans le plan de charge $V-H$ et 99,12% dans le plan de charge $V-M$.

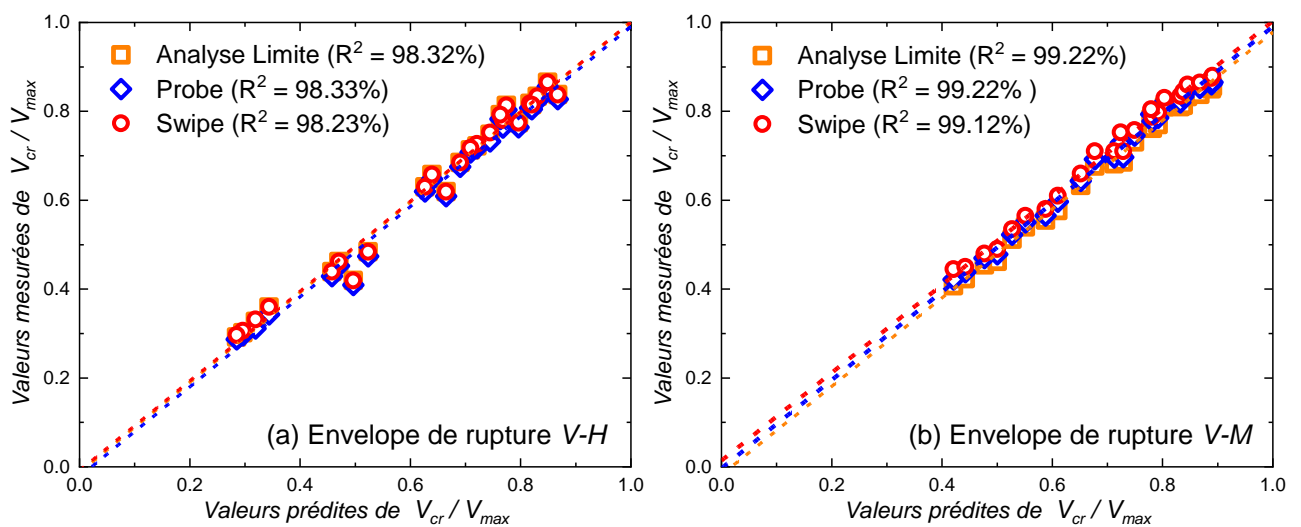


Figure 4.13 - Comparaison de V_{cr}/V_{max} entre l'équations proposées et les solutions numériques calculées pour le sable recouvrant de l'argile homogène : (a) $V-H$ (b) $V-M$

4.6.3 L'effet de l'inclinaison de la charge et de la non-homogénéité de l'argile sur la capacité portante

Les enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement $V-H$ sont présentées dans la Figure 4.14 pour différentes valeurs de l'angle de frottement $\varphi = 35^\circ$ (Figure 4.14a) et $\varphi = 45^\circ$ (Figure 4.14b), de ratio $D/B = 1$ avec différentes valeurs du taux de non-homogénéité κ . Dans le cas d'une couche de sable, on peut observer que la taille et la forme des enveloppes de rupture semblent dépendre de la valeur de φ . Il est clair que les diagrammes d'interaction représentent la taille relative et la forme des enveloppes de rupture. D'après les résultats de la Figure 4.14, on observe que les charges horizontales maximales H_{max} sont comprises entre $0,0965V_{s,max}$ et $0,105 V_{s,max}$ pour une valeur de charge verticale $V_{s,max}$ d'environ $0,444$ à $0,466 V_{s,max}$ (α de $12,26^\circ$ à $12,69^\circ$). Loukidis *et al.* (2008) ont indiqué que les valeurs de H_{max} sont mobilisées dans un intervalle de $0,09V_{max}$ à $0,11V_{max}$ et apparaissent à V/V_{max} dans un intervalle de $0,42$ à $0,46$ (α de 11° à 15°). De plus, Zheng *et al.* (2019) ont conclu que la charge horizontale normalisée maximale est d'environ $0,1$. La valeur V est d'environ $0,45V_{max}$ (correspondant à α presque égal à 12°). En comparant avec les résultats précédents, on peut conclure que les résultats de cette étude fournissent de bonnes estimations sous charge inclinée.

L'effet de la non-homogénéité de la couche d'argile sous le sable est présenté dans la Figure 4.14. On observe que le premier chemin des enveloppes de rupture est superposé à ceux de la couche de sable. Cependant, dans le second chemin, un écart est observé dans le cas du sable recouvrant une argile non homogène, où la charge critique inclinée V_{cr} correspond au point d'inflexion. Des conclusions similaires ont également été observées par Zheng *et al.* (2019). On peut noter que l'augmentation du taux de non-homogénéité κ élargit la forme et la taille des enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement $V-H$. Par exemple, pour $\varphi = 35^\circ$, $D/B = 1$ et $\kappa = 0$, H_{max} atteint environ $0,089V_{s,max}$ pour une valeur de charge verticale d'environ $0,316V_{s,max}$. Le H_{max} augmente de $1,06$ fois pour $\kappa = 2,5$, et $1,13$ fois pour $\kappa = 25$. Notez que l'enveloppe de rupture devient plus grande pour des valeurs plus élevées de κ .

La Figure 4.15 montre la variation de l'enveloppes de rupture dans le plan de chargement $V-H$ pour différents rapports D/B pour un taux de non-homogénéité $\kappa = 2.5$ pour $\varphi = 35^\circ$ (Figure 4.14a) et $\varphi = 45^\circ$ (Figure 4.14b). Au point de départ d'une charge verticale nulle, la charge horizontale est observée comme étant égale à zéro. La Figure indique que les formes des enveloppes de rupture pour tous les cas ont des formes asymétriques. Cependant, les tailles des enveloppes de rupture augmentent avec l'augmentation de $D/B=0,25$ jusqu'à 1.5 . Pour $\varphi = 35^\circ$ et $\kappa = 2.5$, H_{max} atteint approximativement $0,050V_{s,max}$ et $0,105V_{s,max}$ respectivement, pour $D/B = 0.25$ et 1.5 , ce qui équivaut à 2.1 fois la valeur de $D/B = 0.25$. On peut voir que prendre en considération la non-homogénéité de l'argile et l'épaisseur

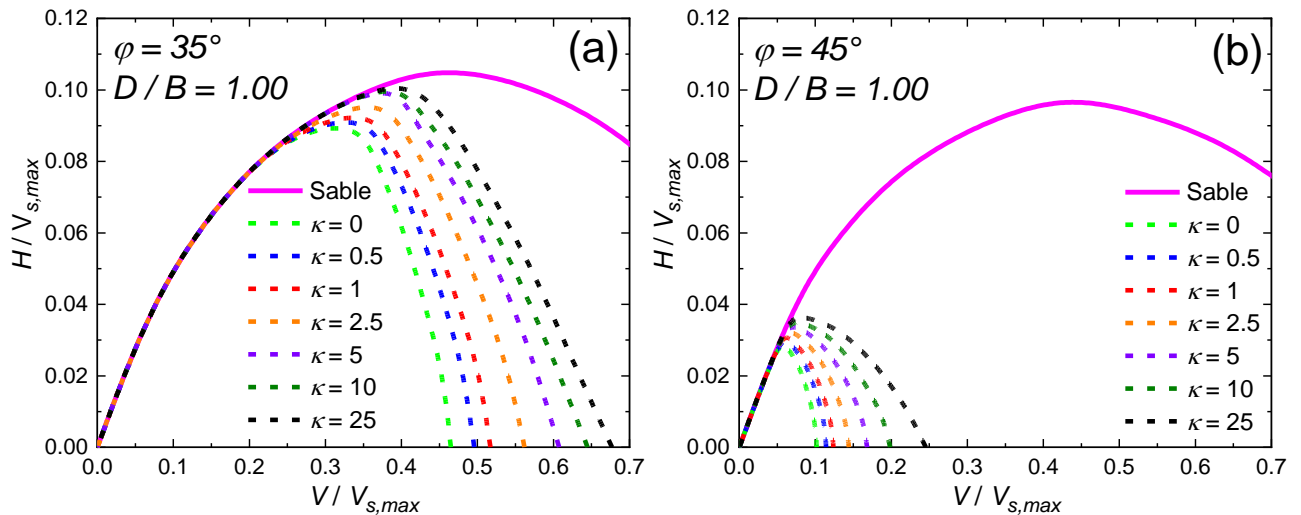


Figure 4.14 - Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement V - H et effet de κ : (a) $\varphi=35^\circ$
(b) $\varphi=45^\circ$

de la couche de sable conduit à une augmentation de la capacité de charge horizontale.

La Figure 4.16 illustre l'effet de l'épaisseur de la couche de sable, du taux de non-homogénéité κ et de l'angle de frottement φ sur la capacité portante verticale normalisée $V/V_{s,max}$ pour différentes valeurs de l'inclinaison de la charge α et du rapport D/B . Pour une seule couche de sol frottant, on peut voir que $V/V_{s,max}$ diminue de manière non linéaire à mesure que l'inclinaison de la charge α augmente. Dans le cas d'une couche de sable recouvrant de l'argile non homogène, la charge ultime normalisée est presque linéaire initialement jusqu'à la charge critique V_{cr} , correspondant au facteur d'inclinaison i_γ pour la couche de sable. Les variations des charges ultimes normalisées $V/V_{s,max}$ concordent bien avec celles obtenues par Zheng *et al.* (2019) en utilisant la procédure DLO. De plus, la Figure 4.16 montre clairement que la capacité portante normalisée devient plus petite pour des valeurs plus élevées de φ et κ .

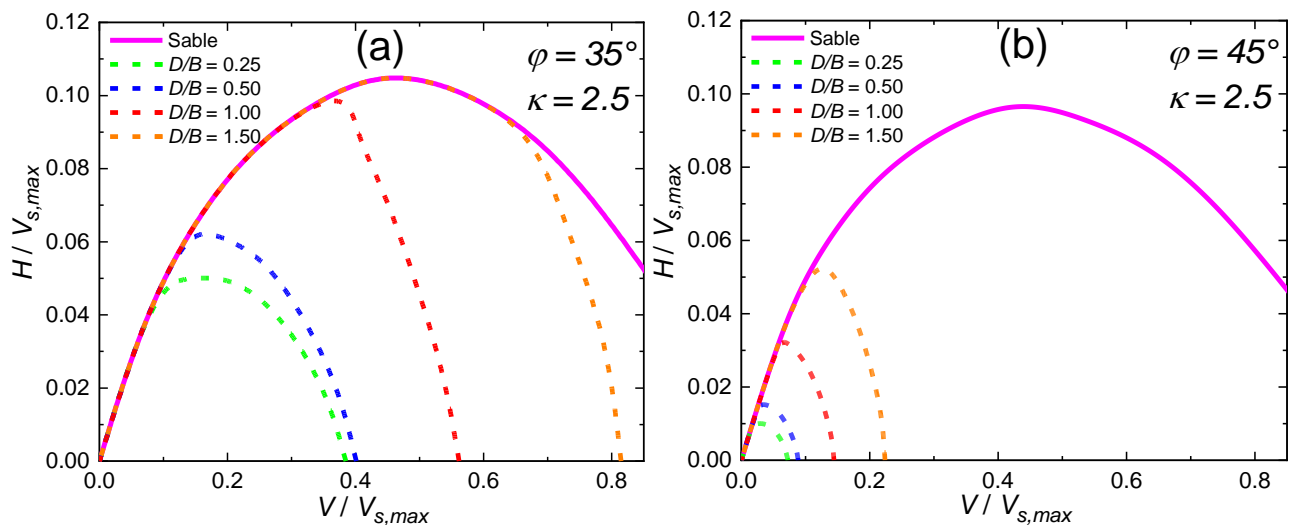


Figure 4.15 - Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement V - H et effet de D/B : (a) $\varphi=35^\circ$
(b) $\varphi=45^\circ$

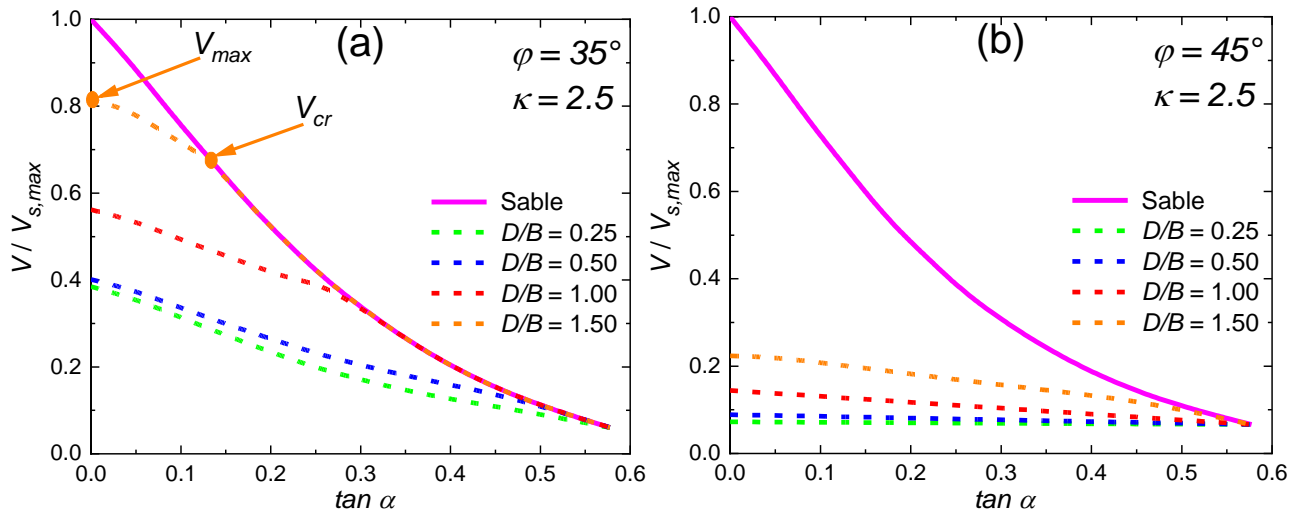


Figure 4.16 - Capacité portante normalisée en fonction de $\tan \alpha$ pour différentes valeurs de D/B et φ pour $\kappa = 2,5$: (a) $\varphi = 35^\circ$ et (b) $\varphi = 45^\circ$

Haghighi *et al.* (2019) ont examiné la variation de V_{cr}/V_{max} pour une couche de sable sur l'argile homogène avec une couche supérieure horizontalement étendue. Ils ont constaté que les enveloppes de rupture coïncident initialement avec celles d'une seule couche de sable à faibles charges verticales, mais montrent une réduction immédiate de l'enveloppe de rupture à mesure que la charge verticale augmente au-delà d'une certaine charge verticale critique. La même tendance est observée pour le cas du sable recouvrant de l'argile non homogène. La Figure 4.17 montre V_{cr}/V_{max} pour différentes valeurs de κ et D/B dans le plan de chargement $V-H$ pour $\varphi = 40^\circ$. Il est visible que V_{cr}/V_{max} diminue avec κ et augmente avec D/B . Sur la base des enveloppes de rupture $V-H$ obtenues pour diverses valeurs de κ , D/B et φ , l'équation (4.29) de V_{cr}/V_{max} est proposée, qui s'adapte bien aux résultats numériques.

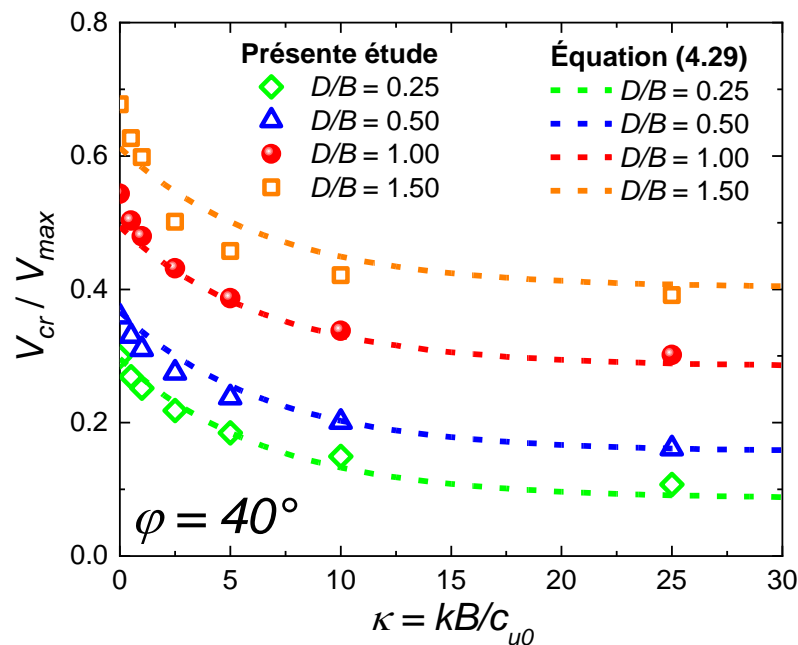


Figure 4.17 - Variation de V_{cr}/V_{max} dans le plan de chargement $V-H$ pour $\varphi = 40^\circ$

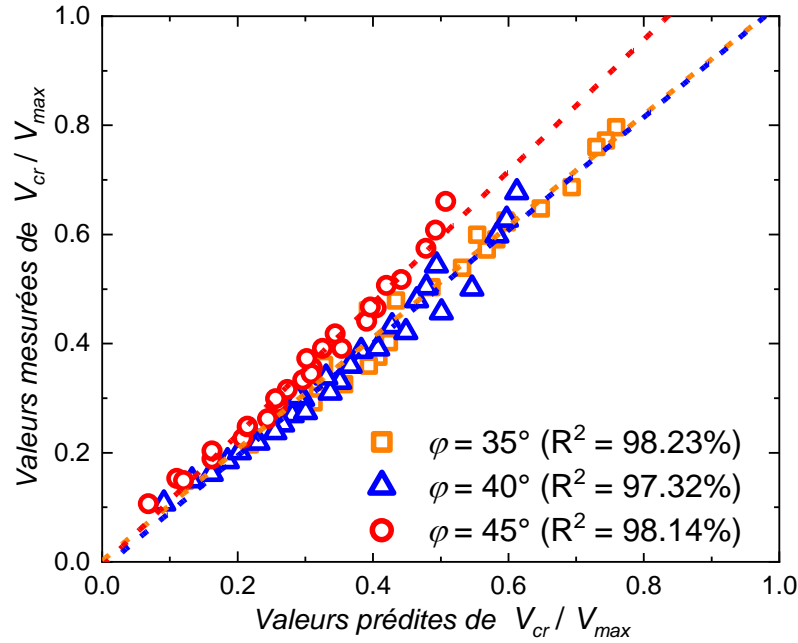


Figure 4.18 - Comparaison de V_{cr}/V_{max} entre l'équation proposée et les résultats numériques obtenus dans le plan de chargement V-H

$$\frac{V_{cr}}{V_{max}} = 0.21 \left[\tan \varphi^{-1.72} \left(\frac{D}{B} \right)^{0.86} + 0.86^{\kappa} \right] \quad (4.29)$$

L'exactitude de l'évaluation approximative de V_{cr}/V_{max} est présentée dans la Figure 4.18, où les résultats prévus du ratio V_{cr}/V_{max} obtenus en utilisant l'équation (4.29), sont comparés avec les solutions numériques calculées. En général, l'équation proposée donne des résultats en accord raisonnable avec les résultats calculés. Par conséquent, l'équation proposée peut être utilisée pour prédire le V_{cr}/V_{max} en utilisant l'angle de frottement interne du sol φ , le taux de non-homogénéité κ , et l'épaisseur de la couche de sable D/B .

4.6.4 L'effet de l'excentricité de la charge et de la non-homogénéité de l'argile sur la capacité portante

Les enveloppes de rupture normalisées dans le plan V - M sont également représentées avec diverses valeurs du taux de non-homogénéité κ et pour différentes valeurs de l'angle de frottement du sol et du ratio $D/B=1$ pour $\varphi = 35^\circ$ (Figure 4.19a) et $\varphi = 45^\circ$ (Figure 4.19b). La Figure 4.19 indique que les formes des enveloppes de rupture sont asymétriques dans le plan V - M . Cependant, les dimensions de ces enveloppes augmentent avec l'accroissement du taux de non-homogénéité κ . Par exemple, dans le cas de $\varphi = 45^\circ$, le moment maximal M_{max} est atteint approximativement à $0.025BV_{s,max}$ et $0.038BV_{s,max}$ respectivement, pour $\kappa = 0$ et 25.

La Figure 4.20 montre l'effet de l'épaisseur de la couche de sable, du taux de non-homogénéité κ et

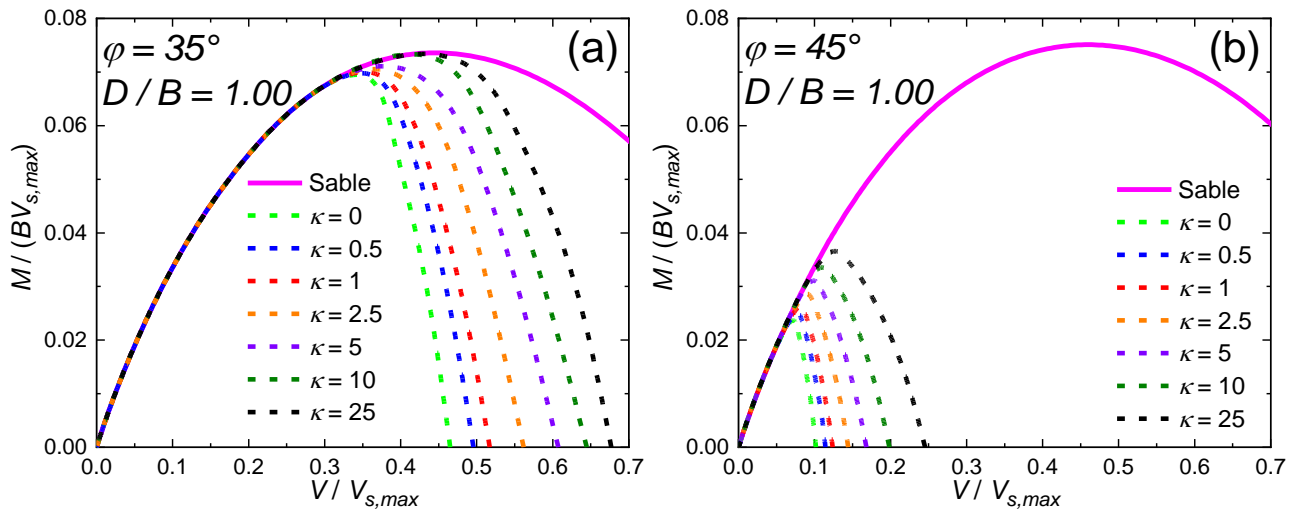


Figure 4.19 - Effet de la non-homogénéité κ sur les enveloppes de rupture normalisées dans le plan V - M : (a) $\varphi=35^\circ$ (b) $\varphi=45^\circ$

de l'angle de frottement φ sur les enveloppes de rupture normalisées dans le plan V - M . La Figure démontre que les formes des enveloppes de rupture pour tous les cas sont asymétriques. Cependant, les tailles des enveloppes de rupture augmentent avec l'augmentation de $D/B = 0.25$ jusqu'à 1,5. Pour $\varphi = 45^\circ$ et $\kappa = 2.5$, le moment maximum M_{max} est atteint à environ $0,009V_{s,max}$ et $0,048V_{s,max}$, respectivement, pour $D/B = 0.25$ et 1.5. Ainsi, la non-homogénéité de l'argile et l'épaisseur de la couche de sable ont un effet significatif sur les enveloppes de rupture dans le plan V - M .

La Figure 4.21 illustre la variation de la capacité portante normalisée $V/V_{s,max}$ tracée en fonction du rapport e/B pour $\varphi = 35^\circ$ et $\varphi = 45^\circ$, avec plusieurs combinaisons de la non-homogénéité κ , et pour le rapport $D/B=0.5$ (Figure 4.21a et 4.21b). On note que pour un taux de non-homogénéité κ donné et D/B , la capacité ultime normalisée diminue continuellement avec l'augmentation de l'excentricité de

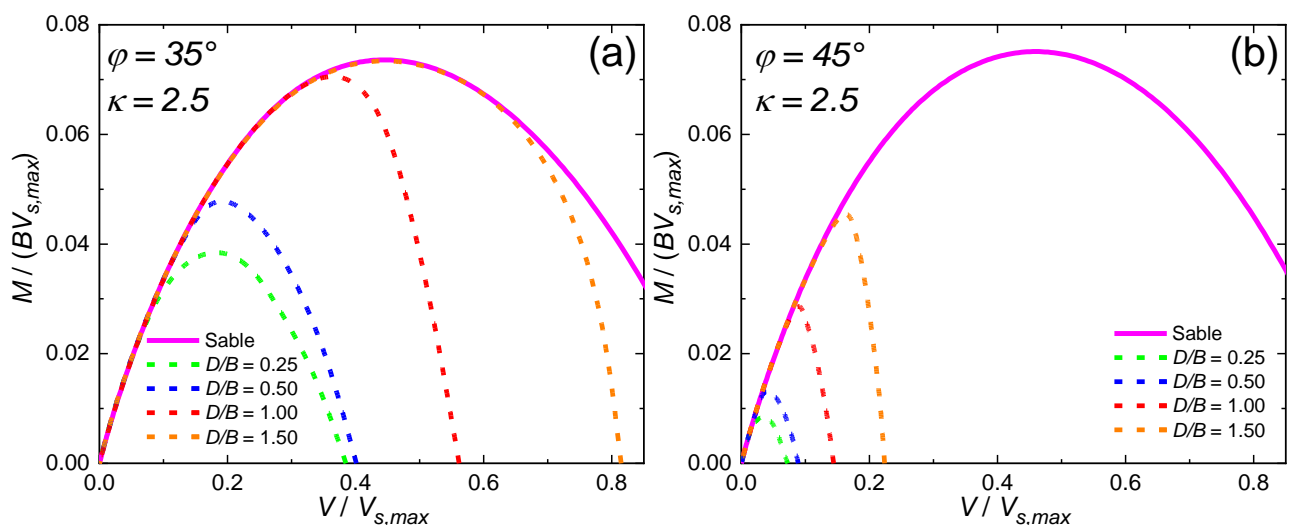


Figure 4.20 - Effet de l'épaisseur de la couche de sable D/B sur les enveloppes de rupture normalisées dans le plan V - M : (a) $\varphi=35^\circ$ (b) $\varphi=45^\circ$

la charge. Par exemple, pour $\varphi = 35^\circ$, avec une augmentation de e/B de 0 à 0.3, $V/V_{s,max}$ diminue de 2 fois dans le cas de l'argile homogène ($\kappa = 0$), cette charge diminue de 3,82 fois pour $\kappa = 25$. Par conséquent, le taux de réduction de la capacité portante normalisée dû à l'excentricité de la charge e/B tend à devenir plus grand pour un taux élevé d'hétérogénéité de la couche d'argile.

La Figure 4.22 montre les charges critiques normalisées tracées en fonction de κ pour $\varphi = 40^\circ$ et différentes valeurs de D/B . On peut observer que le rapport V_{cr}/V_{max} diminue avec l'augmentation de κ et de l'épaisseur de la couche de sable. La même tendance est observée pour les fondations sous charges inclinées. De plus, en se basant sur les enveloppes de rupture V - M obtenues pour différentes valeurs de κ , D/B et φ , l'équation (4.30) est proposée pour évaluer la charge critique normalisée pour

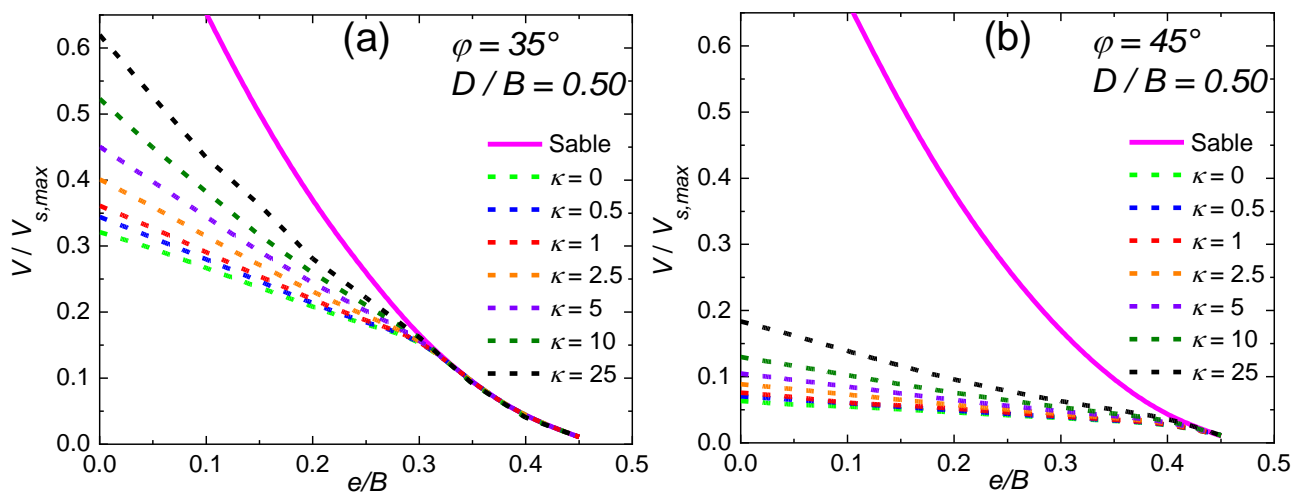


Figure 4.21 - Capacité portante normalisée en fonction de e/B pour différentes valeurs de κ et φ , pour $D/B=0.5$: (a) $\varphi=35^\circ$ (b) $\varphi=45^\circ$

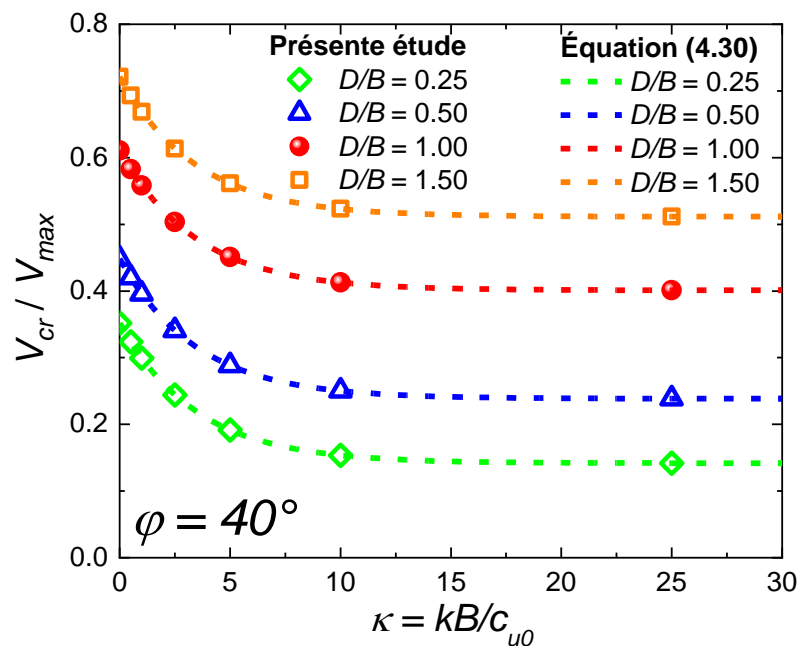


Figure 4.22 - Variation de V_{cr}/V_{max} dans le plan de chargement V - M pour $\varphi = 40^\circ$

les fondations sous des charges excentrées :

$$\frac{V_{cr}}{V_{max}} = 0.21 \left[1.62 \tan \varphi^{-0.94} \left(\frac{D}{B} \right)^{0.75} + 0.75 \kappa \right] \quad (4.30)$$

4.6.5 Mécanismes de rupture

Le mécanisme de rupture est efficacement illustré par la dissipation de cisaillement. La Figure 4.24 montre des exemples du mécanisme de déformation à partir d'analyses avec $\varphi = 35^\circ$ lors de la rupture sous chargement combiné, pour trois valeurs différentes de la non-homogénéité de l'argile κ , à savoir 0, 5 et 25. Pour $\kappa = 25$, la zone de rupture est confinée uniquement à l'intérieur de la couche de sable. D'autre part, pour $\kappa \leq 5$, la zone de rupture s'étend même à l'intérieur de l'argile. La taille de la zone de dissipation du cisaillement diminue avec l'augmentation de la valeur de κ . Comme prévu, la résistance de l'argile a une influence plus grande sur la capacité portante pour des valeurs plus élevées de κ .

La Figure 4.25 illustre le mécanisme de rupture pour trois valeurs différentes de κ , à savoir 0, 5 et 25, avec $e/B = 0, 0.10$ et 0.30 , $\varphi = 35^\circ$ et $D/B = 1$. Pour $e/B = 0.30$ et $\kappa \geq 5$, la zone de rupture est limitée uniquement à la couche de sable. De plus, pour $\kappa = 0$ et $e/B = 0, 0.10$ et 0.30 , la taille de la zone de dissipation de cisaillement diminue continuellement avec une augmentation de e/B et la zone du mécanisme de rupture s'étend même dans la couche d'argile. Le mécanisme de rupture dans le cas de $e/B = 0$ concorde bien avec ceux des résultats de Shiau *et al.* (2003). D'autre part, pour $\kappa \geq 5$ et $e/B = 0$ et 0.10 , le mécanisme de rupture ne pénètre pas la couche d'argile. On peut observer que la taille de la zone de dissipation de cisaillement diminue avec l'augmentation de la valeur de κ .

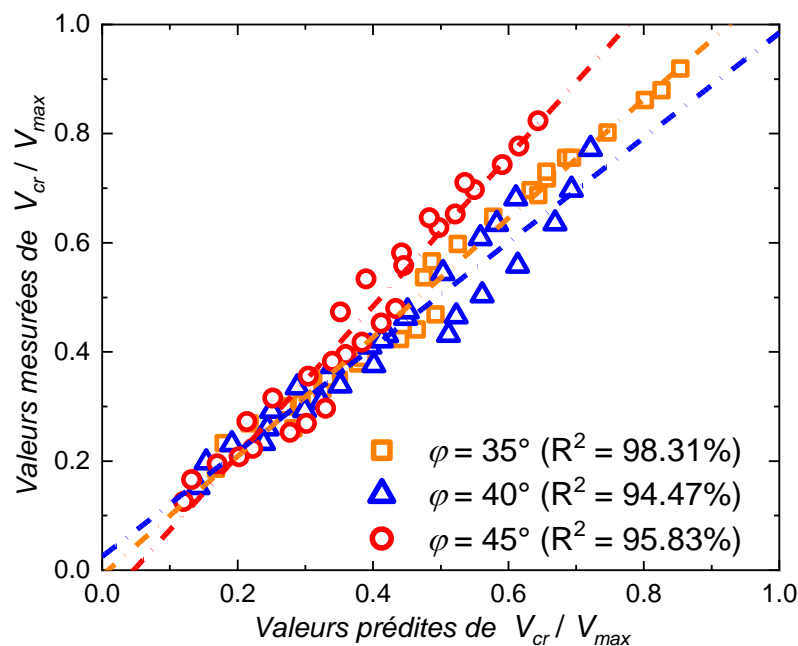


Figure 4.23 - Comparaison de V_{cr}/V_{max} entre l'équation proposée et les résultats numériques obtenus dans le plan de chargement $V-M$

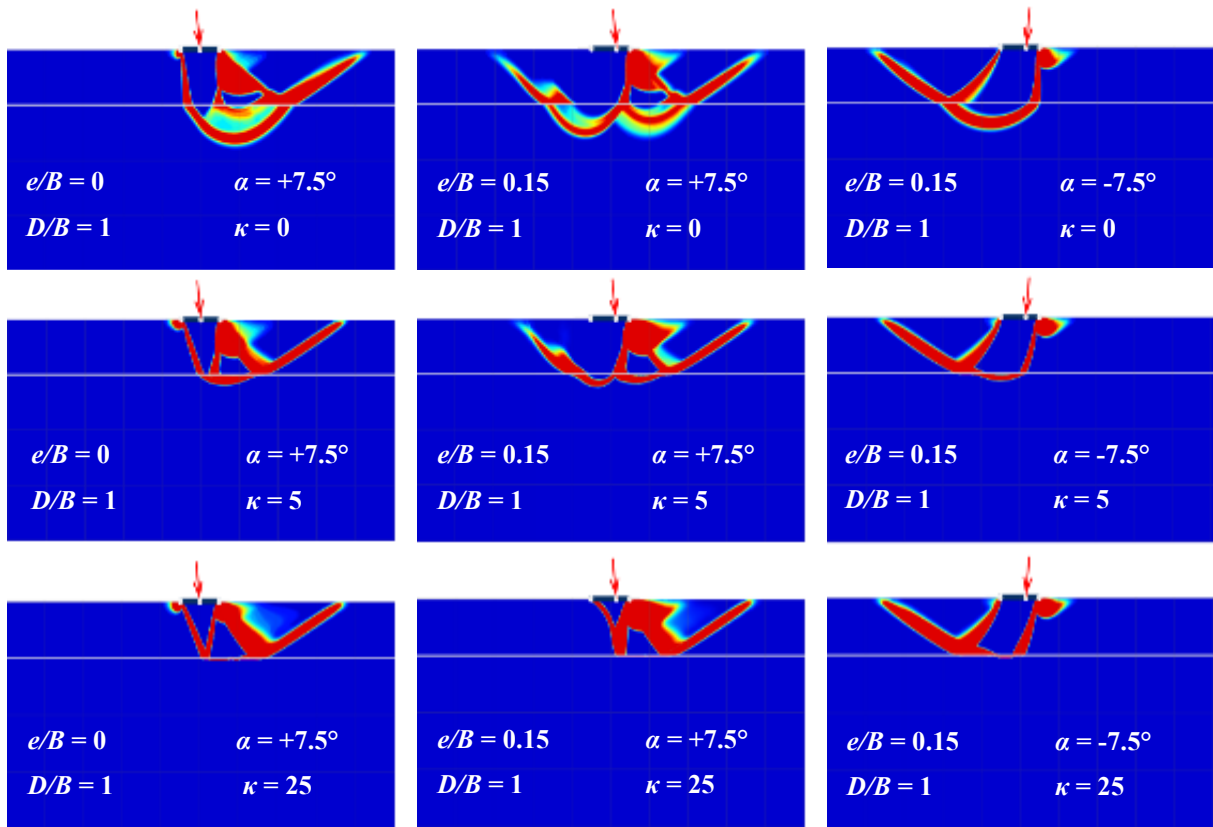


Figure 4.24 - Mécanismes de rupture avec $\phi = 35^\circ$, $D/B = 1$: effet de κ , α et e/B

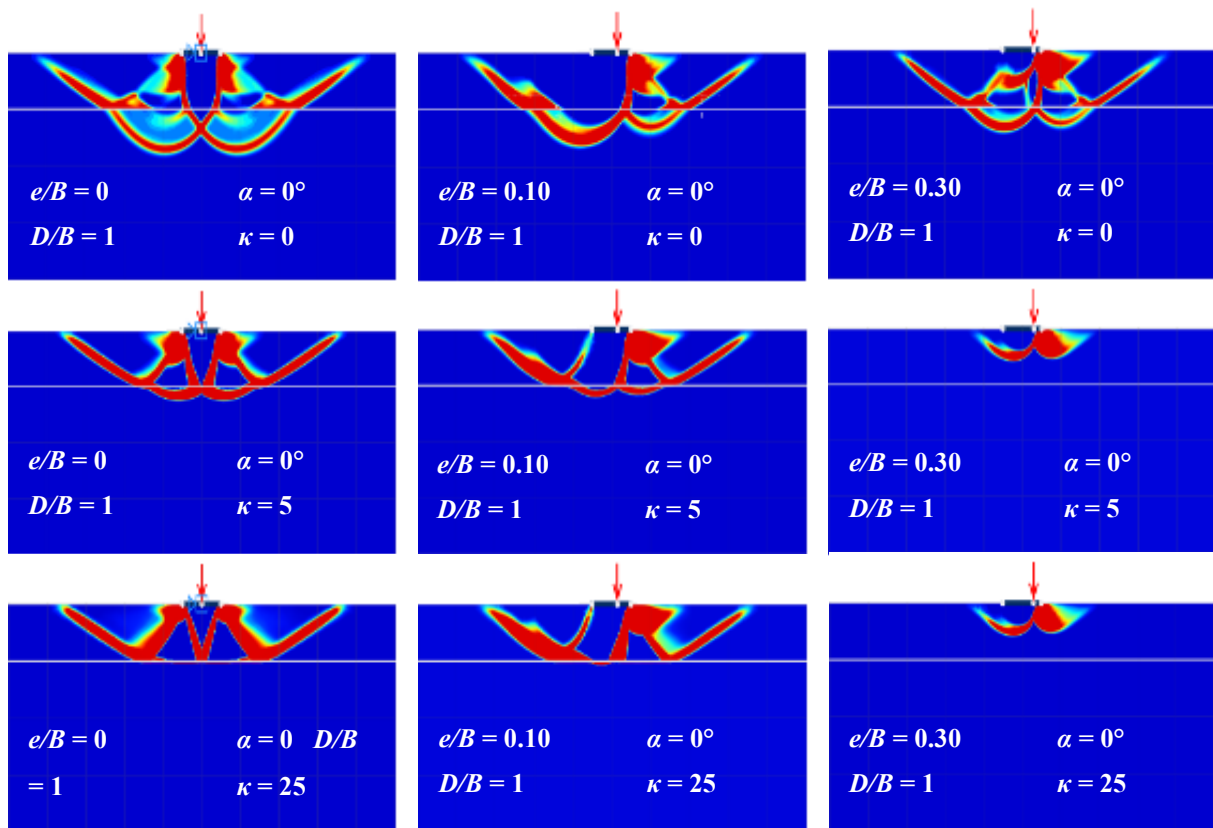
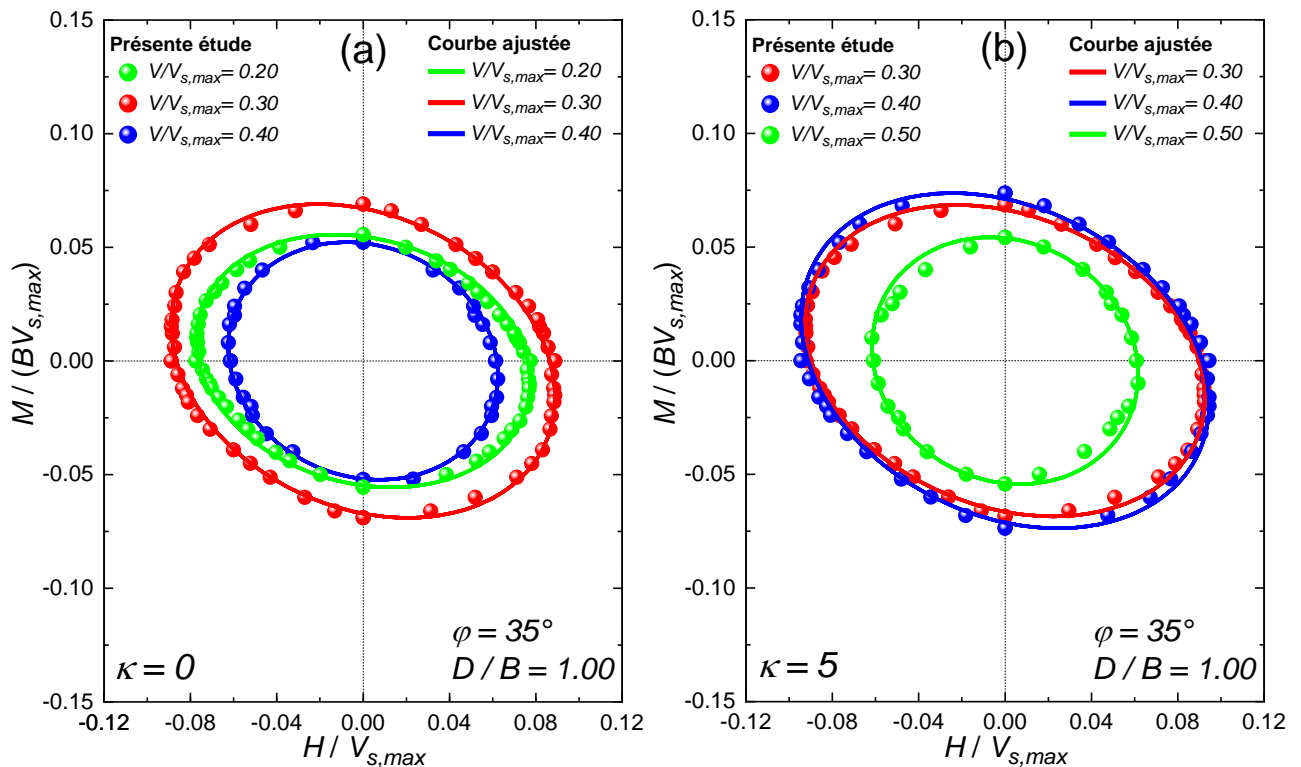


Figure 4.25 - Mécanismes de rupture avec $\phi = 35^\circ$, $D/B = 1$ et $\alpha = 0^\circ$: effet de κ et e/B

4.6.6 Enveloppes de rupture tridimensionnelles sous chargement combiné

Les enveloppes de rupture dans le plan $H-M$ doivent être présentées pour montrer les enveloppes de rupture tridimensionnelles $V-H-M$. La Figure 4.26 montre les enveloppes de rupture dans le plan de charge $H-M$ pour une semelle filante rugueuse sous charges combinées, avec $D/B = 1$ et $\varphi = 35^\circ$ en variant le taux de non-homogénéité κ , $\kappa=0, 5$ et 25 à $V/V_{s,max}=0.20, 0.30, 0.40$ et 0.5 (Figure 4.26a, 4.26b, et 4.26c). Il peut être observé que la forme et la taille des enveloppes de rupture des résultats numériques de la présente étude et de la courbe ajustée dépendent de la non-homogénéité de la couche d'argile, du niveau de charge verticale et de l'épaisseur de la couche de sable. De plus, les courbes de rupture ne sont pas symétriques, en raison de la présence de la charge de moment qui a un effet significatif sur la capacité portante. Par conséquent, dans le cas des semelles filantes placées à la surface du sol d'un sable recouvrant une argile non homogène, la forme de l'enveloppe de rupture dans le plan $H-M$ est définie par une forme elliptique inclinée.

Les enveloppes de rupture tridimensionnelles des semelles filantes sous chargement combiné dans l'espace $V-H-M$ sont présentées dans la Figure 4.27, dans le cas d'une seule couche de sable avec $\varphi = 35^\circ$ (Figure 4.27a), et pour le sable recouvrant de l'argile non homogène avec $\varphi = 35^\circ$, $D/B = 1$ et $\kappa = 0, 5, 25$ (Figure 4.27b, 4.27c et 4.27d). L'enveloppe de rupture 3D est présentée sous forme d'un ellipsoïde qui tourne autour de l'axe $M/(BV_{s,max})$. De plus, la surface 3D dans la partie supérieure (charge de moment positif) n'est pas symétrique par rapport à celle de la partie inférieure (charge de



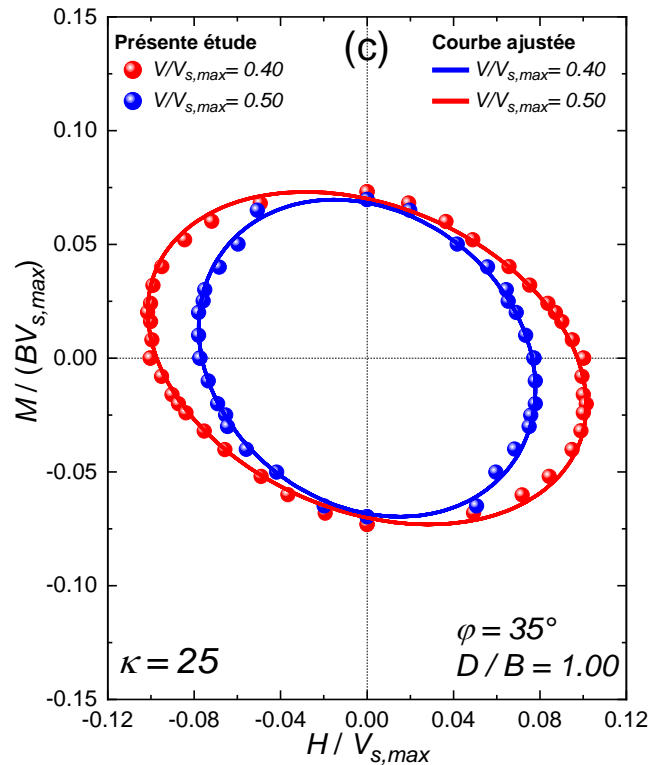
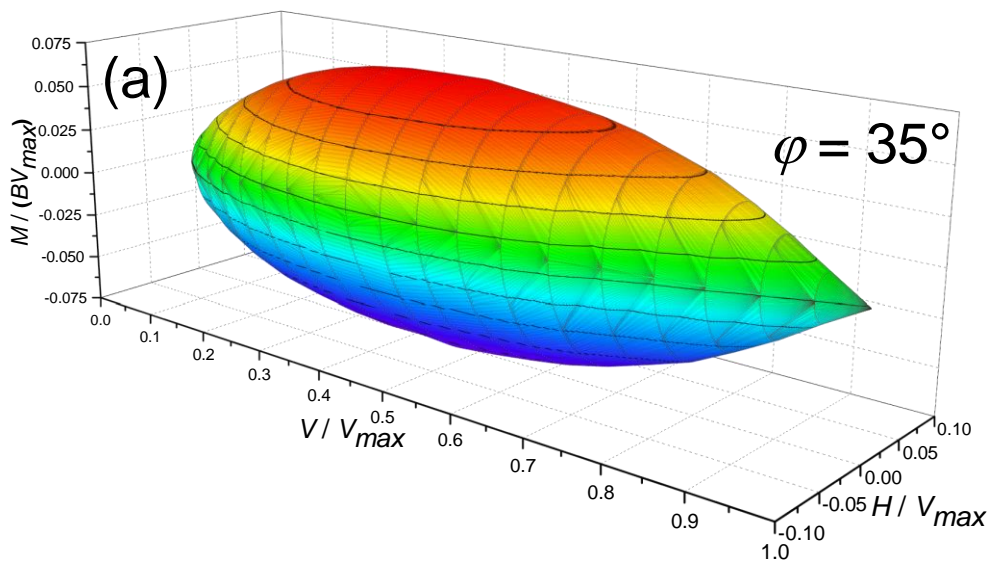


Figure 4.26 - Enveloppes de rupture normalisées dans le plan de chargement H-M pour $D/B=1$ et $\varphi=35^\circ$: (a) $\kappa = 0$ à $V/V_{s,max} = 0.20, 0.30$ et 0.4 (b) $\kappa = 5$ à $V/V_{s,max} = 0.30, 0.40$ et 0.5 (c) $\kappa = 25$ à $V/V_{s,max} = 0.40$ et 0.5

moment négatif). Comme prévu, la charge combinée a un effet significatif sur la capacité portante des semelles filantes, et l'enveloppe de rupture 3D peut être utilisée pour déterminer la capacité portante contre n'importe quelle combinaison de charges. On peut en conclure que l'effet de la non-homogénéité de l'argile a une considération importante sur les enveloppes de rupture.



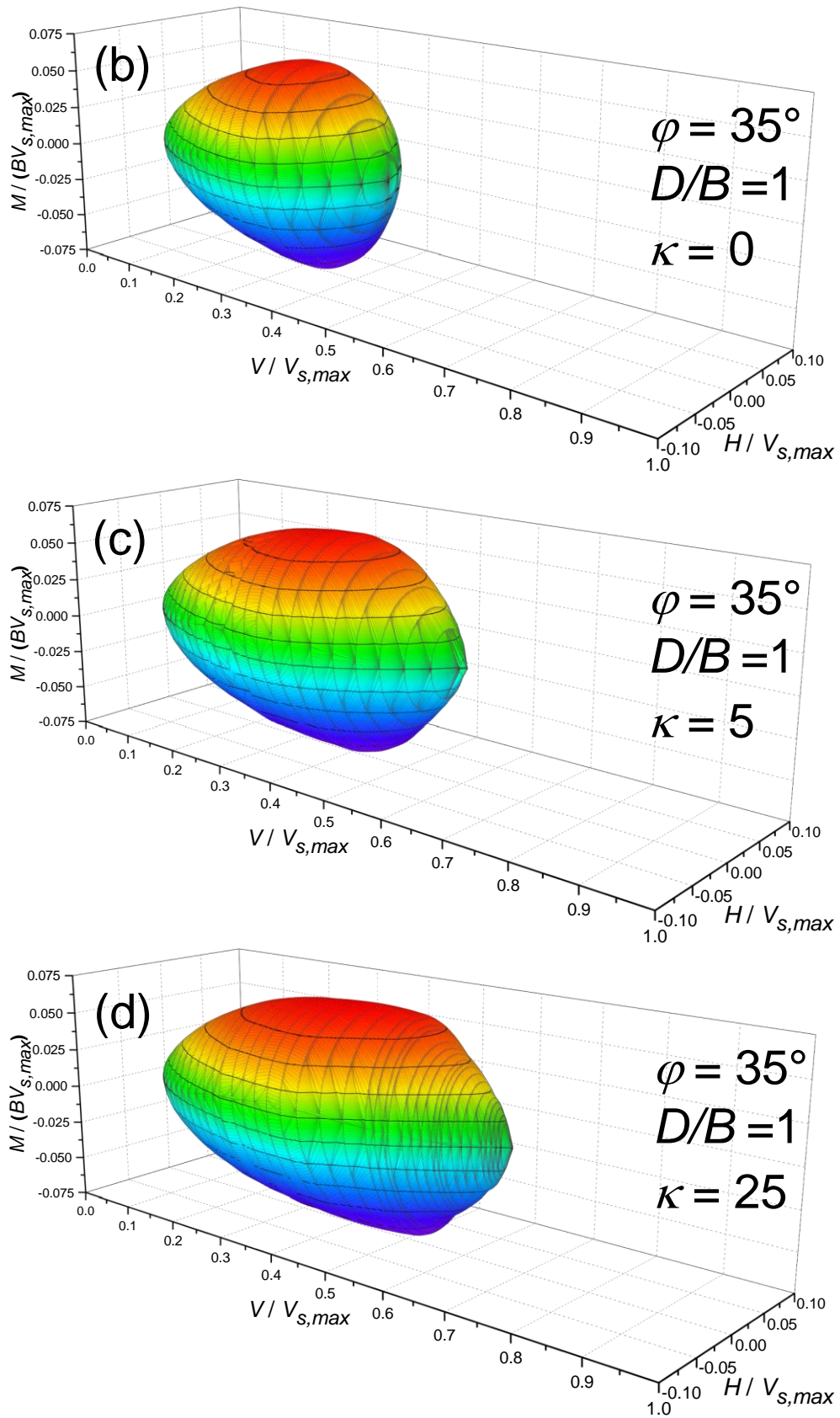


Figure 4.27 - Enveloppe de rupture dans l'espace V-H-M pour $\varphi = 35^\circ$: (a) Sable (b) $\kappa = 0$ et $D/B = 1$ (c) $\kappa = 5$ et $D/B = 1$ (d) $\kappa = 25$ et $D/B = 1$

4.7 Conclusion

Ce chapitre a abordé une problématique complexe et pertinente dans le domaine de la géotechnique : la capacité portante des semelles filantes rugueuses situées sur du sable recouvrant une couche d'argile non homogène, en particulier sous l'influence de charges excentrées et inclinées. L'investigation a débuté avec la description détaillée de la configuration du sol. La présence d'une semelle filante rigide sur une couche de sable recouvrant une argile non homogène avec une variation de résistance au cisaillement a été mise en évidence. L'importance du paramètre adimensionnel κ , qui quantifie le taux de non-homogénéité de la résistance, est soulignée.

Afin de mieux appréhender et analyser les mécanismes complexes liés à la capacité portante des semelles filantes sur sable recouvrant une argile non homogène, une approche numérique s'avère nécessaire. La nature non homogène de l'argile, la direction de la charge, et d'autres paramètres inhérents au problème présenté requièrent une méthodologie robuste pour garantir des résultats précis. Grâce à l'outil numérique Optum^{G2} (2021), nous avons pu simuler la capacité portante dans différents scénarios. Il est pertinent de noter que l'utilisation d'un maillage adaptatif, qui positionne automatiquement les éléments de manière optimale, a considérablement amélioré la précision des résultats. Le choix des critères de rupture, en particulier le critère de Mohr-Coulomb, et le recours à la technique de maillage adaptatif se sont révélés cruciaux pour obtenir des résultats fidèles.

Les résultats démontrent que les semelles filantes présentent une capacité portante considérable même sous des charges excentrées et inclinées. Cette capacité portante est influencée par l'épaisseur du sable et les propriétés du sous-sol en argile non homogène. Une augmentation de l'épaisseur du sable conduit généralement à une augmentation de la capacité portante. Comparativement, lorsqu'une semelle est placée sur du sable recouvrant une argile homogène, les résultats montrent une diminution de la capacité portante par rapport au cas où l'argile est non homogène. Ceci indique clairement l'importance de la stratification du sol dans la détermination de la capacité portante.

L'inclinaison de la charge joue un rôle déterminant dans le comportement portant. Une augmentation de l'inclinaison conduit généralement à une réduction de la capacité portante. De plus, la présence d'argile non homogène accentue cette réduction, surtout à des angles d'inclinaison élevés. L'excentricité de la charge, similairement à l'inclinaison, réduit la capacité portante. Cette réduction est plus prononcée lorsque la semelle repose sur une couche d'argile non homogène par rapport à l'argile homogène. L'analyse numérique a permis d'identifier les zones de rupture potentielles et les mécanismes de rupture sous différentes conditions de chargement. Ces zones varient en fonction de l'inclinaison, de l'excentricité, et de la non-homogénéité de l'argile.

L'analyse a également permis de dessiner des enveloppes de rupture tridimensionnelles. Ces enveloppes fournissent une vue complète de la performance de la semelle sous diverses conditions de chargement. Elles peuvent servir de guide pour les concepteurs lors de l'évaluation de la capacité portante des semelles filantes rugueuses dans des conditions similaires. L'importance de considérer la non-homogénéité de l'argile et les diverses conditions de chargement dans la détermination de la capacité portante des semelles filantes rugueuses a été clairement mise en évidence. Les résultats obtenus offrent des indications précieuses pour les ingénieurs géotechniciens et permettent d'affiner les méthodes de conception pour de telles configurations.

En somme, ce chapitre apporte une contribution significative à notre compréhension de la capacité portante des semelles filantes dans des conditions géotechniques spécifiques, éclairant ainsi la pratique de l'ingénierie géotechnique.

Chapitre 5

Contribution à l'étude élastoplastique de la capacité portante sismique des semelles filantes

5.1 Introduction

La capacité portante des fondations représente l'une des préoccupations majeures en génie civil, en particulier lors de la conception des structures. Cette capacité détermine en effet la charge maximale qu'une fondation peut supporter sans risquer de rupture, garantissant ainsi la stabilité de la structure qu'elle soutient. Dans les régions exposées à des activités sismiques, cette problématique prend une dimension encore plus importante. En effet, lors d'un séisme, les forces sismiques induites peuvent engendrer des sollicitations supplémentaires sur les fondations, modifiant ainsi leur comportement et leur capacité portante.

Comprendre comment ces charges sismiques interagissent avec la capacité portante des fondations est donc essentiel pour concevoir des structures non seulement stables mais aussi résilientes face aux séismes. Une telle compréhension permet d'éviter les ruptures structurales, préservant ainsi la vie humaine et minimisant les dégâts matériels. Au cours des décennies précédentes, ce sujet a captivé l'attention de la communauté scientifique et de nombreux travaux de recherche ont été menés. Cependant, malgré les avancées réalisées, certaines questions demeurent sans réponse claire. En particulier, l'interaction entre l'inertie du sol – la résistance du sol à changer son état de mouvement – et celle de la superstructure elle-même, et comment ces deux éléments combinés influencent la capacité portante en conditions sismiques, reste un domaine nécessitant des investigations approfondies.

Dans ce chapitre, nous apportons notre contribution à l'étude élastoplastique de la capacité portante sismique des semelles filantes. Nous commencerons par un aperçu des recherches antérieures, soulignant la problématique qui reste à adresser. Par la suite, nous introduirons le modèle numérique utilisé pour cette étude, suivi d'une présentation détaillée de notre programme de simulations numériques. Les résultats obtenus seront ensuite discutés, avec une attention particulière portée aux facteurs de portance, tant statiques que sismiques, et à la manière dont divers aspects de l'inertie affectent ces facteurs. Enfin, ce chapitre sera clôturé par une conclusion résumant nos principales découvertes et leurs implications dans le domaine de l'ingénierie géotechnique sismique.

5.2 Recherches antérieures et problématique

Des observations effectuées lors de séismes antérieurs ont démontré la propension des fondations superficielles à subir d'importantes déformations et à rupturer, même dans les cas où la liquéfaction du sol n'était pas provoquée par les mouvements sismiques (Mendoza et Auvinet, 1988; Richards *et al.*, 1993; Romo, 1995). En effet, à cause des variations rapides de direction et d'amplitude des secousses pendant un séisme, la résistance au cisaillement du sol sous une fondation peut être atteinte de manière répétitive et instantanée. Cela peut induire de multiples ruptures instantanées, conduisant à des tassements permanents plutôt qu'à une rupture brutale de la capacité portante.

De plus, identifier les ruptures des fondations s'avère parfois difficile du fait des ruptures survenant au niveau de la superstructure. Des évidences expérimentales du comportement des fondations et des ruptures de capacité portante sous des charges sismiques ont également été fournies par diverses études (Taylor et Crewe, 1996; Maugeri *et al.*, 1999, 2000; Al-Karni et Budhu, 2001; Knappett *et al.*, 2006; Shirato *et al.*, 2008) pour les essais de table vibrante et (Zeng et Steedman, 1998; Garnier et Pecker, 1999; Gajan *et al.*, 2005; Zeybek et Madabhushi, 2017; Somma *et al.*, 2022) pour les essais de centrifugeuse. Il est important de noter que de nombreux modèles testés ne reproduisaient pas de simples fondations mais plutôt des structures entières, intégrant ainsi les effets d'inertie tant dans le sol que dans la superstructure. Certains cas ont observé des basculements importants, voire des renversements de modèles élancés (où $H/B > 1.75$, H étant la hauteur du modèle), en cohérence avec les observations faites sur le terrain après de forts séismes (Gazetas *et al.*, 2004)

La conception sismique des fondations nécessite, en principe, une modélisation rigoureuse de l'interaction sol-structure sismique, qui puisse refléter le comportement non linéaire du sol sous des charges dynamiques. Toutefois, cette approche générale est coûteuse et chronophage, et elle est appropriée uniquement pour des projets d'importance. Bien que l'approche macro-élément semble prometteuse pour la conception axée sur la performance des fondations (di Prisco et Maugeri, 2014), elle est encore loin d'être une méthode d'analyse établie. Dans les analyses routinières, l'évaluation de la capacité portante et la réponse sismique de la superstructure sont traitées de manière indépendante. La capacité portante sismique d'une fondation peut être représentée par une surface limitative dans l'espace des paramètres de charge, comme proposé par Pecker (1997), ou peut être évaluée en utilisant la formule généralisée introduite par (Terzaghi, 1943)

Des expressions de facteurs correcteurs ont été proposées au fil des années pour tenir compte de la forme et de la profondeur de la fondation, de l'inclinaison du sol et de la surface portante, et de l'inclinaison et de l'excentricité de la charge appliquée (Meyerhof, 1963; Hansen, 1970; Vesić, 1973). Ces solutions continuent de former la base des pratiques actuelles de conception des fondations

superficielles. Dans les régions sujettes aux séismes, les facteurs d'inclinaison de charge sont couramment utilisés pour intégrer les effets des forces d'inertie induites par les tremblements de terre sur la capacité portante.

Des études modernes sur la capacité portante sismique ont été initiées par plusieurs chercheurs (Sarma et Iossifelis, 1990; Richards *et al.*, 1993; Cascone *et al.*, 2004; Cascone *et al.*, 2006; Cascone et Casablanca, 2016; Pane *et al.*, 2016; Conti, 2018; Nguyen et Vo-Minh, 2022). Depuis lors, de nombreuses études ont été menées, s'approchant principalement du problème par l'intermédiaire de quatre méthodes classiques d'analyse de stabilité : l'équilibre limite, l'analyse limite, la méthode des caractéristiques et les méthodes numériques. Ces études se sont concentrées sur l'évaluation de l'influence de l'inertie du sol et de la superstructure sur les facteurs de capacité portante. Dans la plupart des études, l'effet du séisme sur la fondation est introduit à travers l'approche pseudo-statique, en considérant des forces d'inertie horizontales agissant sur la fondation, comme transmises par la superstructure, et dans la masse de sol impliquée dans le mécanisme plastique. Dans les solutions d'équilibre limite et d'analyse limite, différentes formes sont supposées pour la surface de glissement qui délimite le volume plastique, tandis que dans les analyses effectuées en utilisant la méthode des caractéristiques, la surface de glissement est dérivée de l'équilibre et du critère de rupture. D'autres études s'appuient sur l'approche pseudo-dynamique, qui ne parvient pas à satisfaire la condition aux limites sans contrainte du mouvement ondulatoire à la surface du sol (Ghosh, 2008; Ghosh et Choudhury, 2011).

Dans cette étude, l'évaluation des facteurs de capacité portante sismique est réalisée pour une fondation filante. Le calcul élastoplastique, étendue à la condition sismique par l'approche pseudo-statique, est adoptée et les équations d'équilibre sont résolues numériquement via une formulation en éléments finis. Les effets des forces d'inertie dans le sol, dans la surcharge latérale et dans la superstructure sont distingués dans l'analyse, permettant de considérer différents coefficients d'accélération sismique dans l'évaluation des forces d'inertie dans le sol et dans la surcharge latérale (k_h) et dans la superstructure (k_{hi}). L'effet de l'accélération verticale sismique est également pris en compte dans l'évaluation des effets de l'inertie du sol et de la superstructure sur la réduction de la capacité portante. Dans les analyses, des fondations lisses et rugueuses sont considérées et l'effet de l'accélération sismique sur le mécanisme de rupture est souligné. Toutes les solutions sont vérifiées par rapport aux résultats disponibles dans la littérature. Sous conditions statiques ($k_h=k_{hi}=0$), les valeurs du facteur de capacité portante N_γ sont également obtenues.

Les caractéristiques mentionnées ci-dessus, prises dans leur ensemble, représentent une nouvelle contribution au problème de la capacité portante sismique des fondations superficielles. En effet, à la

connaissance des auteurs, il n'existe pas de solutions complètes qui prennent en compte, de manière globale, les effets (évalués séparément) de l'inertie du sol, de la surcharge latérale et de la superstructure, de l'effet de l'accélération verticale sur l'inertie du sol et de la rugosité de la fondation et qui ont été vérifiées par des analyses antérieures pour de larges gammes de paramètres pertinents.

5.3 Présentation du modèle numérique étudié

Les analyses numériques ont été réalisées avec le code Optum^{G2} (2021), un programme basé sur la méthode des éléments finis en deux dimensions, disponible et très connu, qui a été principalement écrit pour des applications d'ingénierie géotechnique. Dans la simulation numérique, Le problème de capacité portante considéré est illustré à la Figure 5.1. On s'intéresse dans cette section à l'étude d'une semelle filante avec une largeur B , en déformation plane en utilisant des éléments triangulaires à 15 nœuds. La semelle est placée au centre d'un domaine de sol ayant une largeur de $20B$ et une épaisseur de $5B$ sous le niveau de la fondation.

Pour toutes les analyses numériques, les conditions aux limites consistent en frontières verticales sont retenues dans la direction horizontale, tandis qu'aucun déplacement n'est autorisé à la limite inférieure fixe ; en raison des dimensions considérables du maillage, il a été constaté au moyen d'analyses de sensibilité préliminaires que ces conditions aux limites n'ont aucune influence sur le comportement du système sol-fondation.

Conformément aux solutions de capacité portante disponibles, la masse de sol au-dessus du niveau de portance de la fondation est modélisée comme une surcharge (q). Pour la même raison, un modèle simple élastoplastique de Mohr-Coulomb est utilisé pour représenter le comportement du sol. Avec l'objectif principal d'estimer une condition d'état limite ultime, la rigidité du sol supposée ($E = 35$ MPa) n'a pas d'importance ni d'influence sur les résultats de la capacité, tandis que l'angle de frottement du sol φ a été varié dans l'intervalle de 20° à 45° , englobant ainsi une large gamme de types de sol.

Afin de fournir une comparaison significative avec les approches pseudo-statiques disponibles dans la littérature, les deux effets d'inertie, inertie du sol et inertie de la superstructure sont modélisés en appliquant des accélérations (horizontales et/ou verticales) au centre de chaque élément de sol et des forces inclinées à la base de la fondation. La capacité portante est obtenue en appliquant un chargement multiplicateur qui est amplifiée jusqu'à un état de rupture préliminaire est atteint. Pour préciser et améliorer les résultats numériques, on utilise un maillage adaptatif, avec trois itérations pour assurer une précision suffisante, comme il est recommandé dans le manuel du code Optum^{G2} (2021).

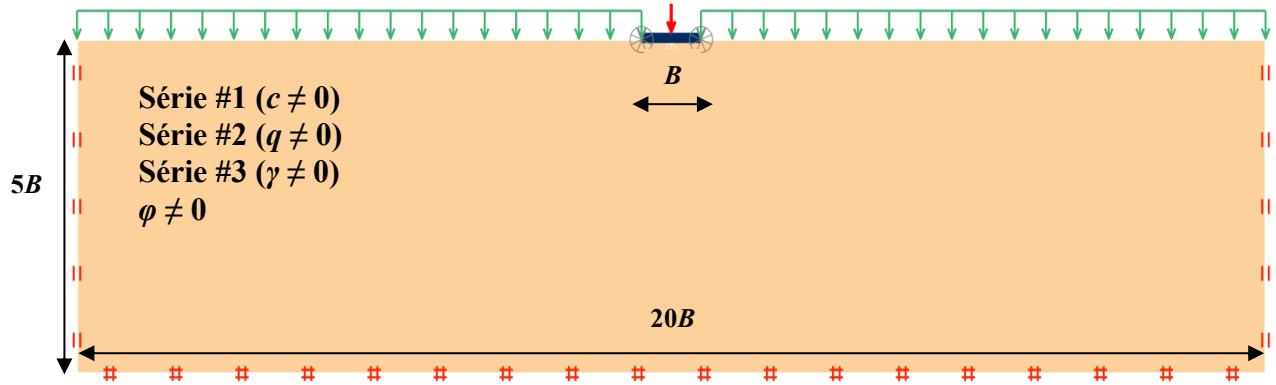


Figure 5.1 - Présentation du modèle étudié

5.4 Programme de simulations numériques

La capacité portante sismique q_{ultE} peut être écrite comme suit :

$$q_{ultE} = cN_{cE} + qN_{qE} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma E} \quad (5.1)$$

C'est l'équivalent sismique de la formule statique de Terzaghi (1943) où N_{cE} , N_{qE} et $N_{\gamma E}$ sont les facteurs de capacité portante sous conditions sismiques qui, dépendent des forces d'inertie surgissant dans le sol impliqué dans le mécanisme plastique et des forces d'inertie transmises par la superstructure à la fondation.

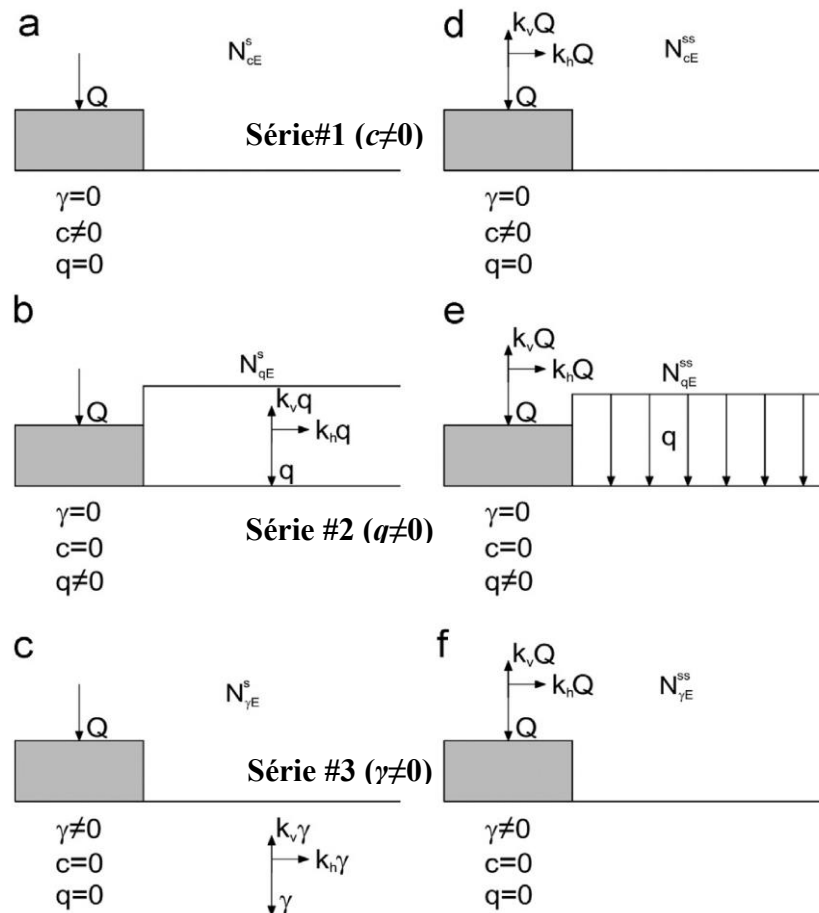


Figure 5.2 - Conditions de chargement considérées dans les analyses

Tableau 5.1 - Programme des séries d'analyses numériques

Séries d'analyses	φ (°)	c (kPa)	q (kPa)	γ (kN/m ³)	Cas de charge	k_h	k_{hi}	e	
#1	N_{cE} e_c	20-45	50	0	0	Inertie-sol (s)	0-tan φ	0	e_c^s
						Inertie-structure (ss)	0	0-tan φ	e_c^{ss}
						Effet combiné	0-tan φ	0-tan φ	e_c
#2	N_{qE} e_q	20-45	0	20	0	Inertie-sol (s)	0-tan φ	0	e_q^s
						Inertie-structure (ss)	0	0-tan φ	e_q^{ss}
						Effet combiné	0-tan φ	0-tan φ	e_q
#3	$N_{\gamma E}$ e_γ	20-45	0	0	20	Inertie-sol (s)	0-tan φ	0	e_γ^s
						Inertie-structure (ss)	0	0-tan φ	e_γ^{ss}
						Effet combiné	0-tan φ	0-tan φ	e_γ

La Figure 5.2 montre les schémas des problèmes considérés dans les analyses. Plus précisément, les Figures 5.2a, b, et c montrent les schémas de chargement adoptés pour l'évaluation des facteurs de capacité portante sismique N_{cE}^s , N_{qE}^s et $N_{\gamma E}^s$, tenant compte de l'effet de l'inertie du sol (désigné par l'exposant s) tandis que les Figures 5.2d, e et f concernent pour l'évaluation des facteurs de capacité portante sismique N_{cE}^{ss} , N_{qE}^{ss} et $N_{\gamma E}^{ss}$, tenant compte de l'effet de l'inertie de la superstructure (désigné par l'exposant ss). Les deux effets d'inertie sont évalués séparément. Dans ce cas, les deux coefficients sismiques peuvent être différents (k_h ou $k_v \neq k_{hi}$), et l'équation de capacité portante prend la forme plus générale :

$$q_{ultE} = cN_c e_{cE}^s e_{cE}^{ss} + qN_q e_{qE}^s e_{qE}^{ss} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma e_{\gamma E}^s e_{\gamma E}^{ss} \quad (5.2)$$

En ce qui concerne le programme de simulations, trois séries d'analyses différentes (voir Tableau 1) sont réalisées en suivant l'hypothèse de la superposition. En particulier, pour calculer le coefficient e_c (Série #1), la surcharge latérale et le poids volumique sont fixés à zéro, annulant ainsi les termes correspondants dans l'Eq. (5.2). De même, le coefficient e_q (Série #2) est obtenu en fixant à zéro la cohésion du sol et le poids volumique. Enfin, pour calculer le coefficient e_γ (Série #3), la surcharge latérale et la cohésion sont fixés à zéro. Pour ce qui est l'analyse numérique, pour chacune des trois séries d'analyses, les deux effets d'inertie ont été séparément étudiés en considérant trois différents cas de charge (voir Tableau 5.1).

5.5 Résultats et discussions

5.5.1 Facteurs de portance statique

Une simulation préliminaire de la capacité portante du système est réalisée afin de vérifier la validité et le degré d'approximation de la procédure numérique, en comparant les résultats obtenus avec les solutions théoriques classiques disponibles pour une charge verticale et centrée sous conditions statiques. Le Tableau 5.2 présente la comparaison des facteurs de capacité portante N_c et N_q pour les

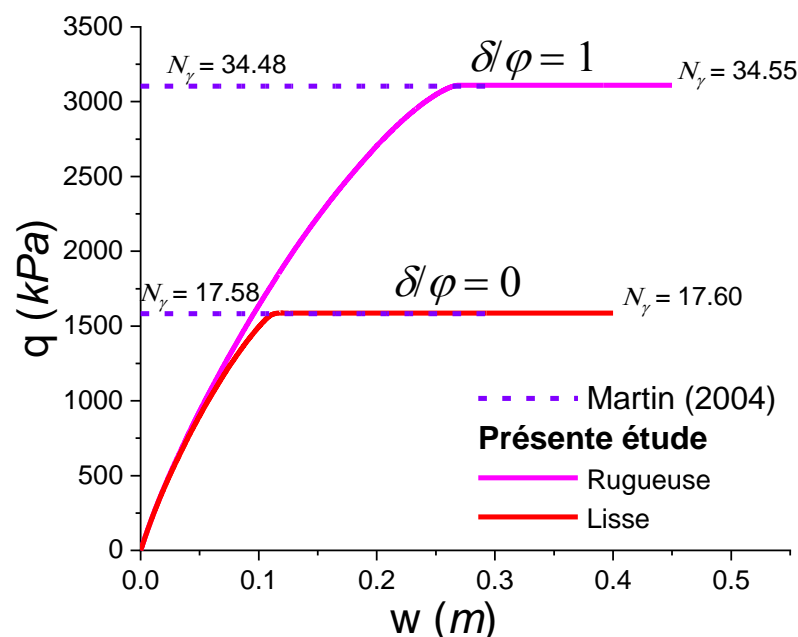
Tableau 5.2 - Facteurs de portance statique N_c et N_q pour les fondations rugueuses et lisses.

φ (°)	N_c				
	δ/φ	Présente étude	Mabrouki <i>et al.</i> (2010)	Prandtl (1920)	Terzaghi (1943)
25	Rugueuse	20.73	21.34	20.72	25.1
	Lisses	20.70	20.60		
30	Rugueuse	30.16	31.14	30.139	37.2
	Lisses	30.13	29.96		
35	Rugueuse	46.15	47.62	46.124	57.8
	Lisses	46.11	45.87		

φ (°)	N_q				
	δ/φ	Présente étude	Mabrouki <i>et al.</i> (2010)	Prandtl (1920)	Terzaghi (1943)
25	Rugueuse	10.77	10.95	10.66	12.7
	Lisses	10.67	10.58		
30	Rugueuse	18.54	18.92	18.40	22.5
	Lisses	18.42	18.24		
35	Rugueuse	33.49	34.15	33.30	41.4
	Lisses	33.34	33.00		

semelles filantes rugueuse et lisse. Les résultats numériques obtenues sont en excellent accord avec celles de Prandtl (1920) et Mabrouki *et al.* (2010). Les résultats présentés par Terzaghi (1943) pour les fondations rugueuses semblent être très élevés.

Dans la Figure 5.3, les courbes charge-déplacement ($q-w$) obtenues par la procédure numérique pour le cas d'un milieu pesant ($\gamma \neq 0$) pour $\varphi=35^\circ$ sont représentées et comparées aux solutions proposées par Martin (2004) en utilisant la méthode des caractéristiques. La charge limite dépend de l'angle de frottement du sol et la rugosité de la semelle. Ainsi, les valeurs de N_γ obtenues dans la présente étude

Figure 5.3 - Courbes charge-déplacement, ainsi les valeurs de N_γ pour les semelles rugueuses et lisses

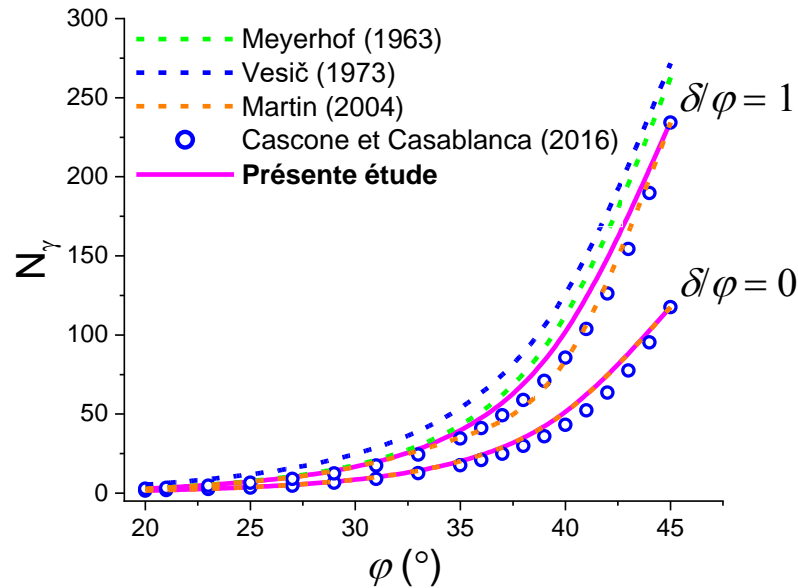


Figure 5.4 - Facteur de portance statique N_γ pour les fondations rugueuses et lisses

sont en parfaite concordance avec les solutions rapportées par Martin (2004).

Sur la Figure 5.4, nous confrontons nos résultats avec quelques-unes des solutions existantes relatives au facteur de capacité portante N_γ . Pour le cas des fondations lisses ($\delta/\varphi = 0$), les résultats obtenus dans cette étude correspondent parfaitement aux résultats obtenus par Martin (2004), et mais moins conservateurs que ceux proposés par Cascone et Casablanca (2016). Pour les fondations rugueuses ($\delta/\varphi = 1$), la Figure 5.4 indique que les résultats actuels sont plus conservateurs que ceux de (Meyerhof, 1963) et (Vesić, 1973), mais moins prudents que les valeurs suggérées par Martin (2004) et Cascone et Casablanca (2016).

5.5.2 Facteurs de portance sismique

5.5.2.1 Effet de l'inertie du sol sur les facteurs de portance

Pour déterminer les facteurs de capacité portante, l'étude numérique est menée pour des valeurs de l'angle φ dans l'intervalle 20-45°, des valeurs de k_h dans l'intervalle 0- $\tan\varphi$ et différentes valeurs du rapport k_v/k_h , variant de -1 à 1. Dans les analyses, φ est varié avec un pas de 5° tandis que k_h est varié avec un pas de 0,05, lors de l'approche de la condition limite $\tan \vartheta_{lim} = \tan \varphi$ (ou $k_{h,lim} = \tan \varphi$ lorsque $k_v = 0$), représentant la condition de fluidisation (Richards *et al.*, 1990; Cascone et Casablanca, 2016). Pour l'évaluation de N_{CE}^S et N_{qE}^S , un milieu non pesant est considéré. Cela implique qu'aucun effet d'inertie ne se développe dans le sol sous la fondation (Figure 5.2a et b), cependant, des effets d'inertie peuvent apparaître dans la surcharge latérale q agissant sur la surface du sol à côté de la fondation, généralement en raison de l'encastrement de la fondation (Figure 5.2b). En conséquence, le facteur de capacité portante sismique N_{CE}^S , évalué en supposant $q = 0$, coïncide avec son facteur statique

Tableau 5.3 - Facteur de portance sismique N_{qE}^S

k_h	φ					
	20	25	30	35	40	45
0	6.44	10.77	18.54	33.49	64.55	135.60
0.05	6.22	10.44	18.03	32.65	63.11	133.92
0.10	5.95	10.06	17.45	31.72	61.53	131.85
0.15	5.66	9.64	16.82	30.74	59.87	129.52
0.20	5.32	9.19	16.16	29.71	58.16	126.99
0.25	4.93	8.69	15.46	28.63	56.38	124.23
0.30	4.44	8.13	14.70	27.49	54.52	121.30
0.35	3.71	7.49	13.87	26.29	52.59	118.30
0.40		6.71	12.96	25.00	50.60	115.19
0.45		5.61	11.93	23.62	48.53	112.03
0.50			10.70	22.11	46.39	108.74
0.55			9.20	20.45	44.17	105.33
0.60				18.65	41.86	101.86
0.65				16.67	39.44	98.24
0.70				14.34	36.87	94.48
0.75					34.13	90.54
0.80					31.07	86.42
0.85						82.05
0.90						77.36
0.95						72.19
$\tan\varphi$	3.38	5.14	8.22	14.33	28.25	66.10

homologue N_c , tandis que les valeurs de N_{qE}^S , évaluées en supposant $c = 0$, peuvent être calculées en inclinant la surcharge latérale q pour tenir compte de l'effet d'une composante d'inertie de contrainte de cisaillement horizontale qk_h . Le Tableau 5.3 présente les valeurs de N_{qE}^S évaluées en utilisant la méthode des éléments finis pour $k_v = 0$ et différentes valeurs de φ .

La Figure 5.5a montre la variation du facteur de N_{qE}^S par rapport à k_h . Pour une augmentation de k_h , le facteur de capacité portante diminue et chute brusquement à zéro lorsque la valeur limite est atteinte

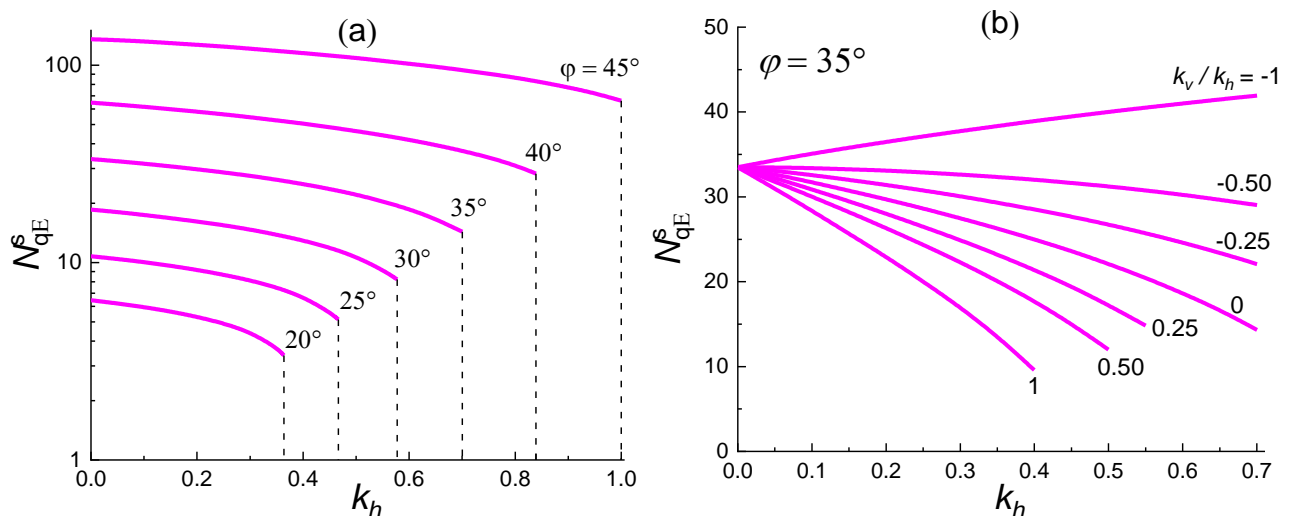


Figure 5.5 - Facteur de portance sismique N_{qE}^S : (a) effet de l'accélération sismique horizontale et (b) de l'accélération sismique verticale pour $\varphi = 35^\circ$

à une valeur juste supérieur à $\tan\varphi$ ($k_{h,lim} > \tan\varphi$), ce qui signifie que la résistance au cisaillement du sol est entièrement mobilisée pour résister aux contraintes de cisaillement induites par le séisme dans la surcharge latérale et la fondation n'a pas de capacité portante.

L'effet de la composante verticale de l'accélération sismique est illustré sur à la Figure 5.5b pour $\varphi = 35^\circ$. Des valeurs positives (vers le haut) de k_v ont un impact dramatique sur N_{qE}^S car elles réduisent la composante verticale de la surcharge latérale, entraînant des inclinaisons plus grandes de la surcharge latérale résultante au niveau de la fondation. À l'inverse, des valeurs négatives (vers le bas) de k_v conduisent à une augmentation de la capacité portante par rapport au cas $k_v = 0$.

L'évaluation du facteur de portance sismique $N_{\gamma E}^S$ est effectuée en supposant $c = 0$, $q = 0$ et $\gamma \neq 0$ (voir Figure 5.2c). La Figure 5.6a montre les courbes de $N_{\gamma E}^S$ par rapport au coefficient sismique horizontal dans le sol k_h pour différentes valeurs de φ , $k_v = 0$, et pour les deux cas de fondation parfaitement rugueuse ($\delta/\varphi = 1$) et parfaitement lisse ($\delta/\varphi = 0$). Comme pour le cas de N_{qE}^S , $N_{\gamma E}^S$ disparaît également lorsque la condition limite juste supérieur à $\tan\varphi$ ($k_{h,lim} > \tan\varphi$). La Figure 5.6b montre l'effet de l'accélération verticale sur les valeurs de $N_{\gamma E}^S$ obtenues pour une fondation rugueuse et lisse et $\varphi=35^\circ$. $N_{\gamma E}^S$ diminue avec l'augmentation de k_h et pour des valeurs positives de k_v . Les tableaux 5.4 et 5.5 listent les valeurs de $N_{\gamma E}^S$ pour les fondations rugueuses et lisses, respectivement.

Les facteurs de capacité portante sismique peuvent être convenablement normalisés par rapport à leurs facteurs statiques homologues afin de souligner la réduction de la capacité portante due aux effets d'inertie du sol induits par les séismes et d'obtenir des coefficients correcteurs qui peuvent être appliqués à la formule générale de la capacité portante (Eq. 5.1) afin de prendre en compte cet effet.

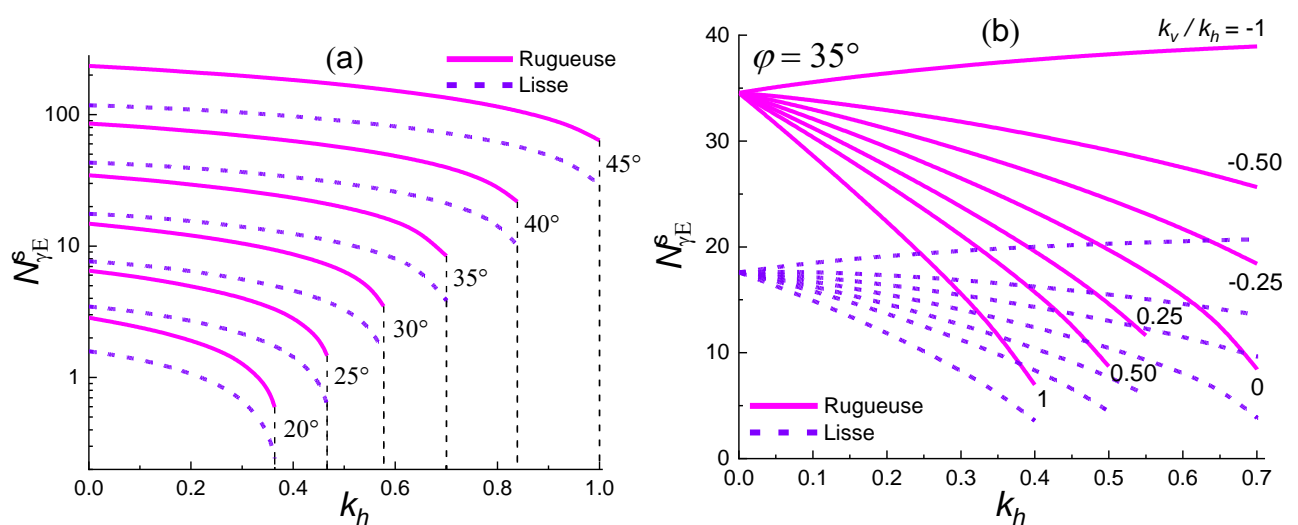


Figure 5.6 - Facteur de portance sismique $N_{\gamma E}^S$ pour des semelles rugueuses et lisses : (a) effet de l'accélération sismique horizontale et (b) de l'accélération sismique verticale pour $\varphi=35^\circ$

Tableau 5.4 - Facteur de portance sismique $N_{\gamma E}^S$
pour semelles rugueuses

k_h	φ					
	20	25	30	35	40	45
0	2.84	6.50	14.78	34.55	85.74	234.73
0.05	2.64	6.16	14.17	33.37	83.30	229.03
0.10	2.41	5.78	13.50	32.11	80.70	223.14
0.15	2.17	5.38	12.80	30.79	78.00	216.96
0.20	1.92	4.96	12.07	29.42	75.20	210.52
0.25	1.64	4.51	11.30	27.99	72.31	204.01
0.30	1.31	4.03	10.48	26.49	69.32	197.22
0.35	0.87	3.50	9.62	24.94	66.22	190.32
0.40		2.88	8.69	23.31	63.02	183.20
0.45		2.04	7.67	21.58	59.67	175.82
0.50			6.50	19.73	56.20	168.31
0.55			4.98	17.72	52.53	160.40
0.60				15.46	48.64	152.29
0.65				12.75	44.51	143.79
0.70				8.46	39.94	134.92
0.75					34.78	125.53
0.80					28.51	115.53
0.85						104.85
0.90						93.36
0.95						80.41
$\tan\varphi$	0.60	1.47	3.49	8.42	21.75	63.63

Tableau 5.5 - Facteur de portance sismique $N_{\gamma E}^S$
pour semelles lisses

k_h	φ					
	20	25	30	35	40	45
0	1.58	3.47	7.66	17.60	43.25	117.75
0.05	1.49	3.32	7.44	17.22	42.54	116.25
0.10	1.37	3.14	7.15	16.72	41.60	114.30
0.15	1.23	2.94	6.82	16.15	40.52	111.97
0.20	1.08	2.71	6.45	15.51	39.33	109.46
0.25	0.90	2.45	6.05	14.82	38.01	106.67
0.30	0.69	2.17	5.61	14.07	36.60	103.67
0.35		1.85	5.13	13.26	35.09	100.48
0.40		1.48	4.61	12.40	33.48	97.07
0.45		0.98	4.02	11.47	31.77	93.49
0.50			3.35	10.46	29.96	89.70
0.55			2.48	9.35	28.03	85.75
0.60				8.10	25.96	81.56
0.65				6.57	23.71	77.14
0.70				3.89	21.23	72.47
0.75					18.39	67.47
0.80					14.84	62.09
0.85						56.19
0.90						49.50
0.95						41.41
$\tan\varphi$	0.41	0.62	1.55	3.86	10.10	29.22

Comme discuté précédemment, en raison de l'absence de poids volumique du sol, pour n'importe quelle valeur de φ et k_h , nous avons $N_{cE}^S = N_c$, donc le coefficient correcteur pour N_c est :

$$e_{cE}^S = \frac{N_{cE}^S}{N_c} = 1 \quad (5.3)$$

Les coefficients correcteurs pour N_{qE}^S et $N_{\gamma E}^S$ sont :

$$e_{qE}^S = \frac{N_{qE}^S}{N_q} \quad (5.4)$$

$$e_{\gamma E}^S = \frac{N_{\gamma E}^S}{N_\gamma} \quad (5.5)$$

Les courbes obtenues pour e_{qE}^S et $e_{\gamma E}^S$, cette dernière pour les deux cas de fondation rugueuse et lisse, sont tracées dans la Figure 5.7 pour le cas $k_v=0$: il est évident que l'inertie du sol a un effet significatif sur la capacité portante. Par exemple, pour $k_h=0.4$, les coefficients correcteurs sont aussi petits que $e_{qE}^S=0.78$ et $e_{\gamma E}^S=0.73$ pour une fondation rugueuse et $e_{\gamma E}^S=0.77$ pour une fondation lisse lorsque $\varphi=40^\circ$, et réduisent à $e_{qE}^S=0.69$ et $e_{\gamma E}^S=0.58$ pour une fondation rugueuse et $e_{\gamma E}^S=0.60$ pour une fondation lisse lorsque $\varphi=30^\circ$, montrant que l'effet de l'inertie du sol ne peut pas être négligé dans l'analyse de la capacité portante, en particulier pour des valeurs plus faibles de φ .

La Figure 5.8 présente la comparaison entre les résultats numériques avec ceux obtenus par

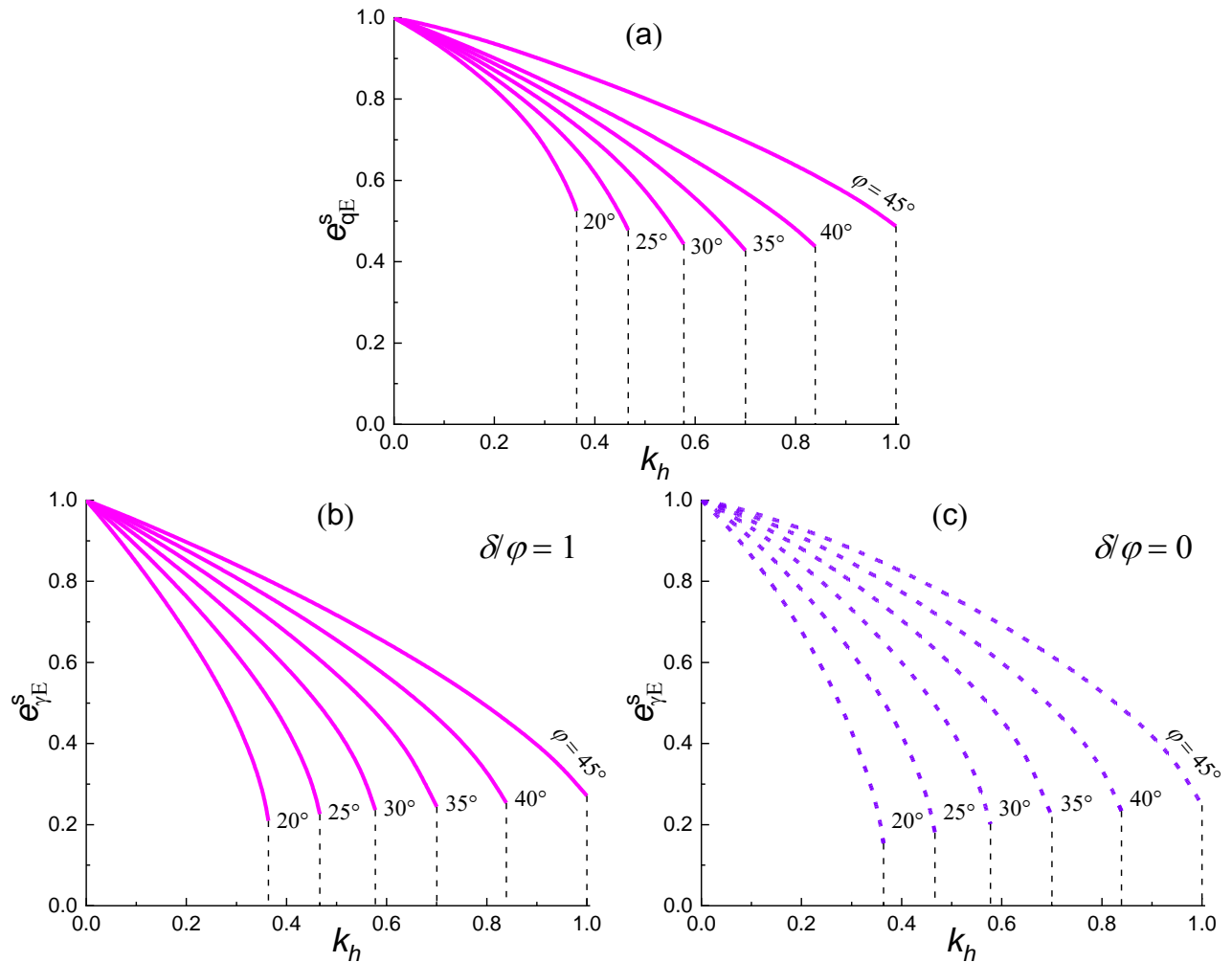


Figure 5.7 - Coefficients correcteurs pour tenir compte de l'effet de l'inertie du sol pour $k_v=0$: (a) e_{qE}^s , (b) $e_{\gamma E}^s$.

Cascone et Casablanca (2016). La figure montre l'effet de l'accélération verticale sur les coefficients correcteurs, ainsi que les valeurs de e_{qE}^s (Figure 5.8a) et $e_{\gamma E}^s$ (Figure 5.8b pour $\delta/\varphi = 1$ et Figure 5.8c pour $\delta/\varphi = 0$) calculées pour $\varphi = 35^\circ$. Les valeurs du coefficient d'accélération horizontale k_h présentées dans la Figure 5.8 dépendent de l'accélération maximale du sol (PGA) attendue sur le site et des déformations (affaissements et rotations permanents) considérées comme admissibles pour la fondation. En principe, si aucune déformation n'est admise, alors $k_h = PGA/g$, où g est l'accélération de la pesanteur ; inversement, compte tenu de la nature pseudo-statique de l'approche proposée et si de petites déformations sont admises, alors une fraction β_f de la PGA peut être utilisée : $k_h = \beta_f PGA/g$. Un choix approprié du coefficient de réduction β_f devrait être basé sur des analyses de déplacement, comme suggéré par Richards *et al.* (1993) pour les fondations superficielles et par Biondi *et al.* (2014) pour les murs de soutènement. En générale, les résultats obtenus numériquement concordent de manière précise avec l'étude réalisée par Cascone et Casablanca (2016).

Les mécanismes de rupture obtenus en conditions statiques et sismiques sont présentés dans la Figure 5.9 pour le problème N_{qE}^s et dans la Figure 5.10 pour le problème $N_{\gamma E}^s$, pour les cas de $\delta/\varphi = 1$ et $\delta/\varphi = 0$. Toutes les figures concernent $\varphi = 35^\circ$, $k_v = 0$ et $k_h = 0, 0.1, 0.25$ et 0.5 .

Dans le problème N_{qE}^s , les lignes de rupture dans la zone de Cauchy sont des droites, et leurs directions dépendent de la condition limite représentée par l'inclinaison de la surcharge latérale (c'est-à-dire en fonction de k_h et k_v). Les lignes de rupture dans la zone de Goursat couvrent toute la largeur de la fondation et sont également des droites, mais leurs directions ne sont pas influencées par k_h et k_v car la condition limite sous la fondation est une pression uniforme verticale. Enfin, dans la zone de Riemann, les lignes de rupture sont des courbes log-spirales. Sur la Figure 5.9, il est évident qu'en augmentant k_h , la zone de Cauchy s'étend et la zone de Riemann se réduit. L'effet global sur le volume

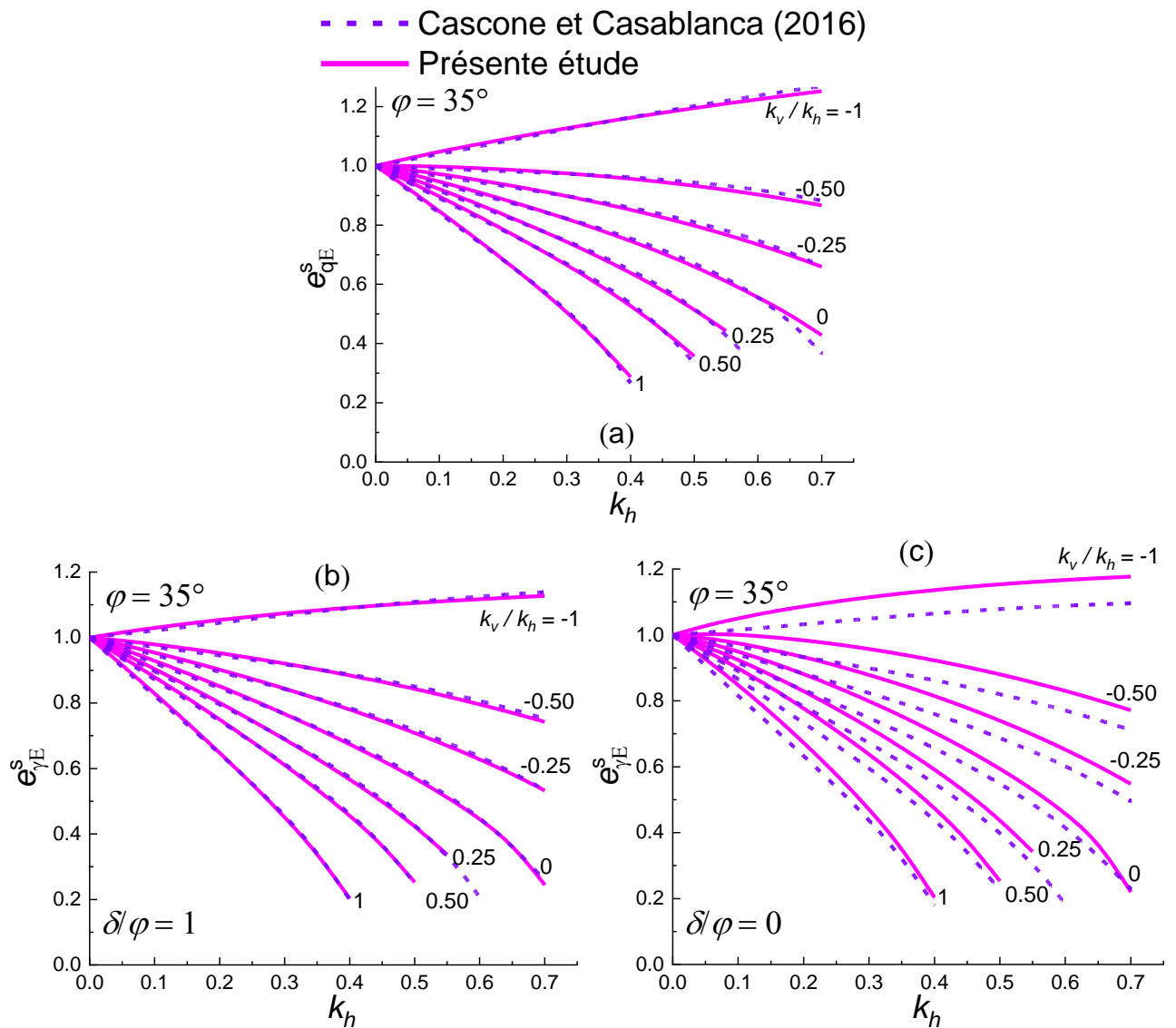


Figure 5.8 - Effet de k_v sur les coefficients correcteurs dus à l'effet d'inertie du sol et comparaison avec Cascone et Casablanca (2016) pour $\varphi = 35^\circ$: (a) e_{qE}^s , (b) $e_{\gamma E}^s$ pour des fondations rugueuses et (c) $e_{\gamma E}^s$ pour des fondations lisses

plastique est que sa longueur augmente tandis que sa profondeur maximale n'est pas affectée par la valeur de l'accélération sismique.

Dans le problème $N_{\gamma E}^S$, l'effet de l'inertie du sol provoque un changement dans l'inclinaison des lignes de rupture par rapport au cas statique, principalement dans la zone de Cauchy, et, dans une moindre mesure, également dans la zone de Goursat. Comme on le sait, pour $\gamma \neq 0$, la zone de Riemann se dégenère. Au niveau du sol, sous la fondation, la zone de dissipation du cisaillement ne change pas

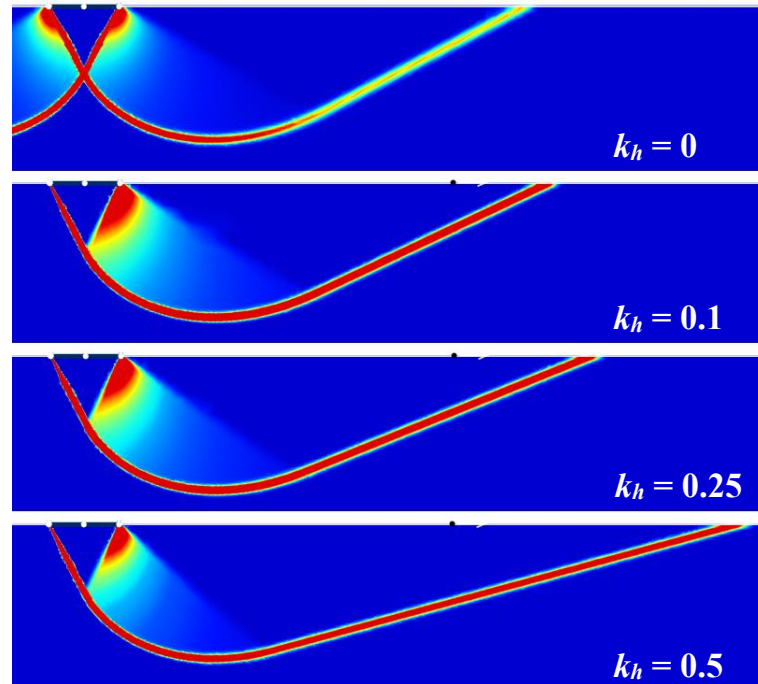


Figure 5.9 - Mécanismes de rupture pour le problème $N_{\gamma E}^S$ pour $\varphi = 35^\circ$, $kh=0-0.5$, $kv=0$

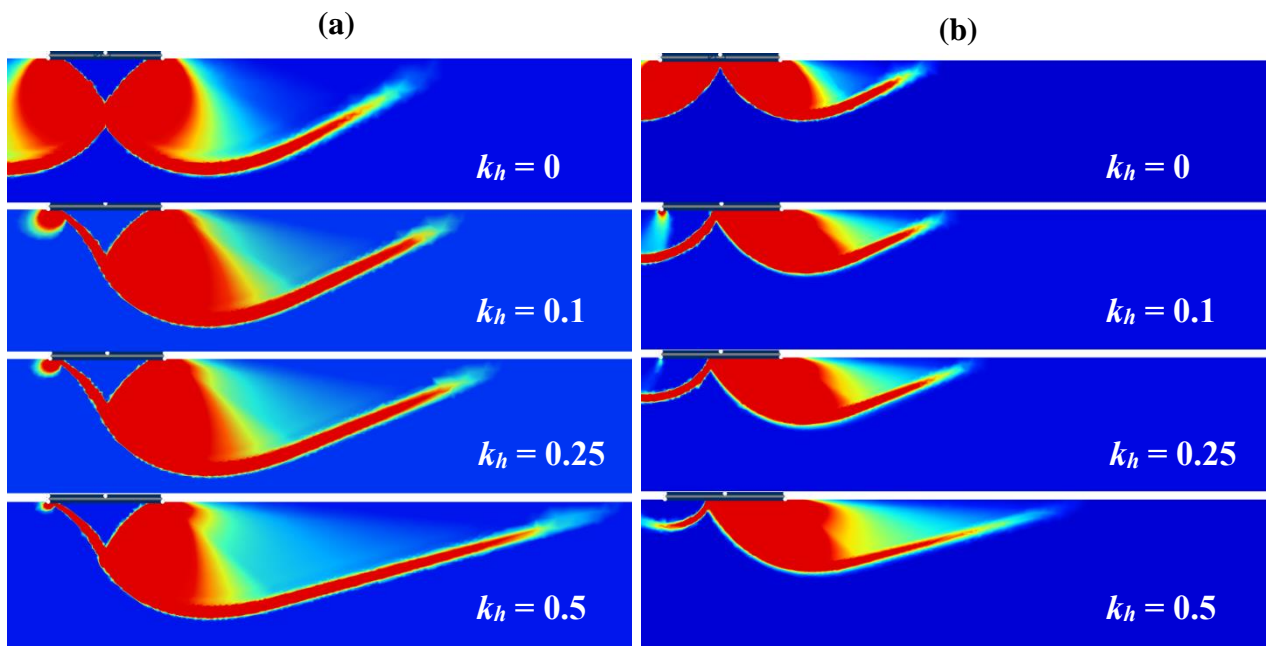


Figure 5.10 – Mécanismes de rupture pour le problème $N_{\gamma E}^S$ pour $\varphi = 35^\circ$, $kh=0-0.5$, $kv=0$: (a) rugueuses et (b) lisses

car elle dépend de la condition limite représentée par la charge ultime verticale. Avec une augmentation de k_h , la zone de Goursat se réduit et la zone de Cauchy s'agrandit, tandis que la profondeur du mécanisme reste constante. Comme on pouvait s'y attendre, les mécanismes plastiques pertinents pour la fondation lisse (Figure 5.10b) sont beaucoup plus petits et moins profonds que les mécanismes correspondants obtenus pour le cas de la fondation rugueuse (Figure 5.10a).

5.5.2.2 Effet de l'inertie de la superstructure sur les facteurs de portance

Selon les schémas de la Figure 5.2d, e et f, pour déterminer les facteurs de capacité portante N_{cE}^{SS} , N_{qE}^{SS} et $N_{\gamma E}^{SS}$, la charge agissant sur la fondation est inclinée d'un angle ϑ_i .

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{k_{hi}}{1-k_{vi}} \right) \quad (5.6)$$

Où : k_{hi} et k_{vi} représentent respectivement le rapport des forces d'inertie horizontales et verticales, H_E et V_E , transmises à la fondation par la superstructure en condition sismique à la force verticale statique Q , et dépendent de la charge et de la réponse sismique de la structure.

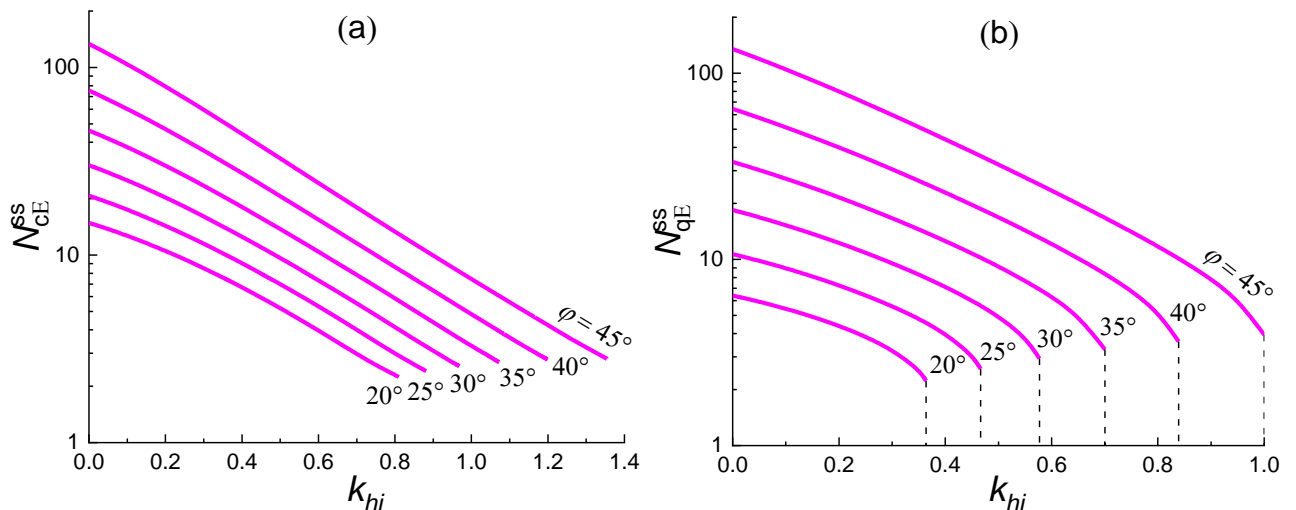
$$k_{hi} = \frac{H_E}{Q} \text{ et } k_{vi} = \frac{V_E}{Q} \quad (5.7)$$

Dans la Figure 5.11 les facteurs N_{cE}^{SS} , N_{qE}^{SS} et $N_{\gamma E}^{SS}$ sont représentés en fonction de k_{hi} pour différentes valeurs de l'angle φ . Pour des valeurs croissantes de k_{hi} , les facteurs de capacité portante diminuent jusqu'à une valeur limite pour k_{hi} (c'est-à-dire une inclination limite de la charge appliquée) est atteinte, ce qui implique que la fondation est exposée à une rupture par glissement. Cette valeur limite pour les facteurs de capacité portante N_{cE}^{SS} (Figure 5.11a) peut être exprimée comme :

$$\tan \alpha_{lim} = \tan \varphi \frac{\exp[(\pi/2-\varphi)\tan \varphi](1+\sin \varphi)}{\exp[(\pi/2-\varphi)\tan \varphi](1+\sin \varphi)-1} \quad (5.8)$$

Comme dérivé de manière similaire au cas de l'effet de l'inertie du sol pour les facteurs de capacité portante N_{qE}^{SS} (Figure 5.11b) et $N_{\gamma E}^{SS}$ (Figure 5.11c et d) comme :

$$\tan \alpha_{lim} = \tan \varphi \quad (5.9)$$



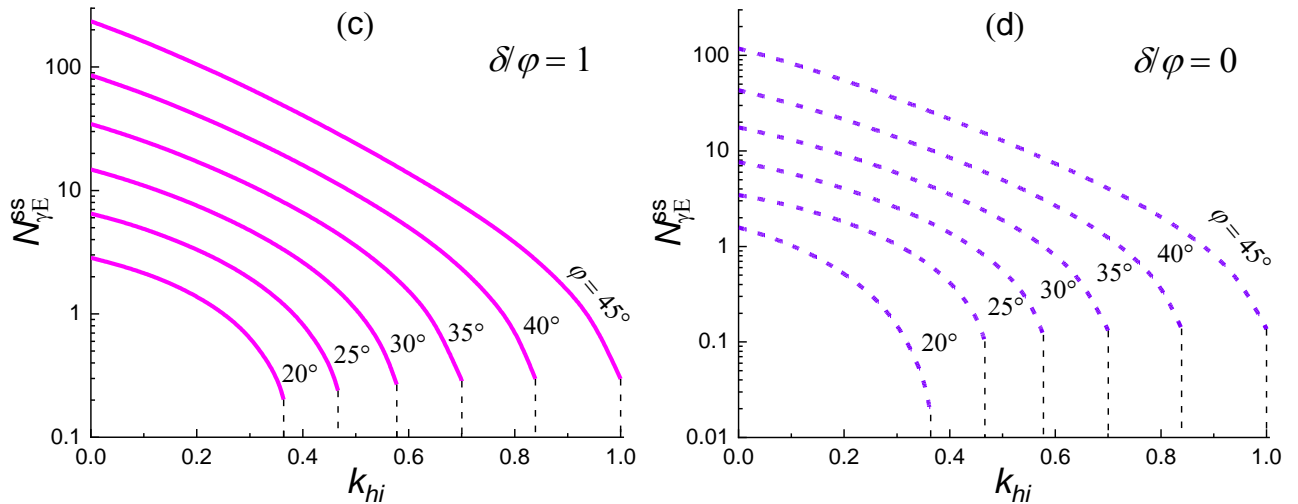


Figure 5.11 - Influence de l'inertie horizontale de la superstructure sur les facteurs de portance sismique : (a) N_{cE}^{SS} , (b) N_{qE}^{SS} , (c) $N_{\gamma E}^{SS}$ pour les fondations rugueuses et (d) $N_{\gamma E}^{SS}$ pour les fondations lisses.

Lorsque les conditions limites exprimées par les équations (5.8) et (5.9) sont atteintes, $N_{\gamma E}^{SS}$ chute brusquement à zéro, tandis que N_{cE}^{SS} et N_{qE}^{SS} atteignent des valeurs limites mais positives. Pour N_{cE}^{SS} , cette valeur minimale est approximativement constante et égale à une valeur moyenne environ 2.57 (Figure 5.11a), tandis que pour N_{qE}^{SS} , elle varie entre environ 2.23 et 3.93 lorsque φ varie dans l'intervalle de 20 à 45° (Figure 5.11b). Les tableaux 5.6 à 5.9 présentent les valeurs des facteurs de portance obtenues pour $\varphi = 20^\circ - 45^\circ$ et pour plusieurs valeurs du coefficient d'accélération k_{hi} .

Tableau 5.6 - Facteur de portance sismique N_{cE}^{SS}

k_h	φ					
	20	25	30	35	40	45
0	14.84	20.73	30.16	46.15	75.37	133.99
0.05	13.77	19.10	27.56	41.79	67.50	118.41
0.10	12.67	17.47	25.03	37.62	60.11	104.08
0.15	11.59	15.88	22.59	33.67	53.24	91.03
0.20	10.52	14.35	20.27	29.98	46.94	79.28
0.25	9.49	12.88	18.10	26.56	41.22	68.80
0.30	8.51	11.51	16.08	23.44	36.06	59.55
0.35	7.59	10.23	14.23	20.61	31.45	51.39
0.40		9.05	12.54	18.06	27.36	44.28
0.45		7.97	11.01	15.79	23.76	38.11
0.50			9.64	13.77	20.60	32.78
0.55			8.42	11.99	17.84	28.19
0.60				10.42	15.45	24.23
0.65				9.04	13.36	20.85
0.70				7.84	11.56	17.94
0.75					10.00	15.46
0.80					8.65	13.33
0.85						11.51
0.90						9.94
0.95						8.60
$\tan\alpha_{lim}$	2.24	2.40	2.55	2.68	2.77	2.80

Tableau 5.7 - Facteur de portance sismique N_{qE}^{SS}

k_h	φ					
	20	25	30	35	40	45
0	6.44	10.77	18.54	33.49	64.55	135.60
0.05	5.93	9.83	16.85	30.22	57.63	119.48
0.10	5.44	8.97	15.28	27.17	51.29	104.97
0.15	4.93	8.11	13.75	24.27	45.39	91.77
0.20	4.40	7.26	12.27	21.55	39.95	79.86
0.25	3.85	6.43	10.87	19.01	34.98	69.21
0.30	3.27	5.61	9.54	16.67	30.49	59.77
0.35	2.57	4.81	8.30	14.52	26.46	51.45
0.40		4.00	7.13	12.56	22.86	44.16
0.45		3.07	6.02	10.78	19.66	37.82
0.50			4.95	9.16	16.84	32.31
0.55			3.83	7.69	14.33	27.54
0.60				6.32	12.12	23.42
0.65				4.99	10.16	19.85
0.70				3.30	8.41	16.77
0.75					6.80	14.09
0.80					5.23	11.76
0.85						9.70
0.90						7.85
0.95						6.09
$\tan\alpha_{lim}$	2.23	2.58	2.93	3.28	3.62	3.93

Tableau 5.8 - Facteur de portance sismique $N_{Y_E}^{SS}$ pour semelles rugueuses

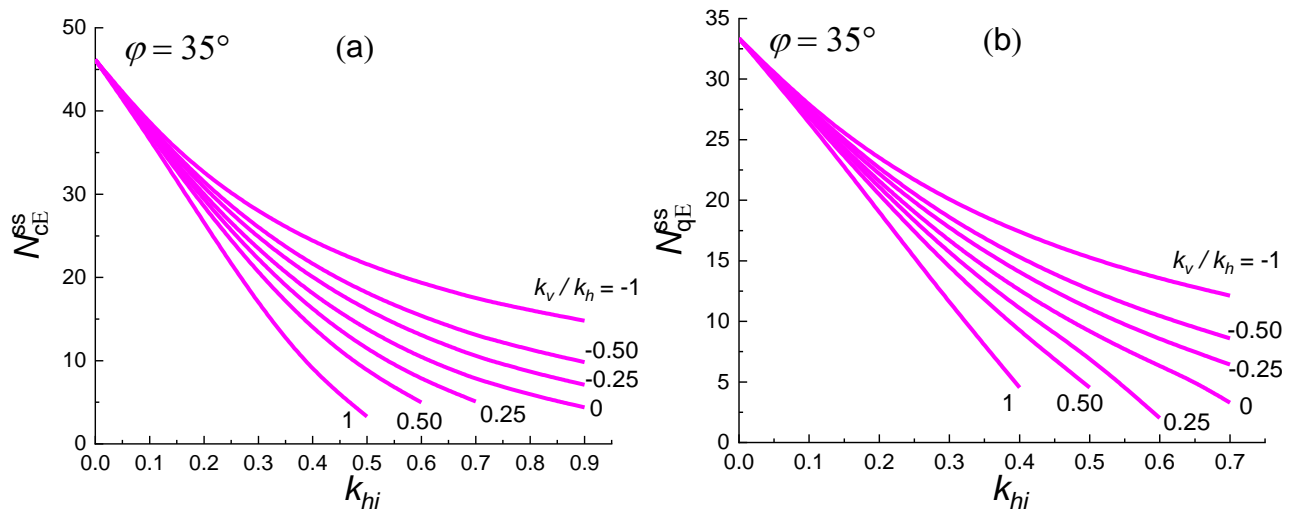
k_h	φ					
	20	25	30	35	40	45
0	2.84	6.50	14.78	34.55	85.73	234.74
0.05	2.51	5.71	12.86	29.72	72.76	195.77
0.10	2.15	4.90	10.98	25.16	60.84	161.10
0.15	1.78	4.10	9.20	20.97	50.22	131.05
0.20	1.39	3.33	7.56	17.22	40.95	105.56
0.25	1.02	2.62	6.08	13.91	32.99	84.25
0.30	0.66	1.96	4.76	11.07	26.26	66.61
0.35	0.33	1.37	3.63	8.65	20.68	52.27
0.40		0.85	2.65	6.63	16.08	40.68
0.45		0.41	1.81	4.96	12.35	31.43
0.50			1.12	3.59	9.34	24.09
0.55			0.57	2.47	6.95	18.32
0.60				1.56	5.05	13.80
0.65				0.88	3.55	10.29
0.70				0.29	2.35	7.56
0.75					1.44	5.45
0.80					0.76	3.81
0.85						2.53
0.90						1.57
0.95						0.87
$\tan\alpha_{lim}$	0.20	0.24	0.27	0.29	0.30	0.30

Tableau 5.9 - Facteur de portance sismique $N_{Y_E}^{SS}$ pour semelles lisses

k_h	φ					
	20	25	30	35	40	45
0	1.58	3.47	7.66	17.60	43.25	117.75
0.05	1.31	3.08	6.75	15.33	37.16	99.36
0.10	1.03	2.66	5.81	13.10	31.36	82.52
0.15	0.77	2.24	4.90	11.00	26.08	67.63
0.20	0.53	1.82	4.04	9.08	21.41	54.89
0.25	0.32	1.42	3.25	7.37	17.34	44.05
0.30	0.16	1.05	2.55	5.88	13.86	35.01
0.35	0.05	0.72	1.93	4.60	10.95	27.60
0.40		0.44	1.40	3.53	8.54	21.55
0.45		0.20	0.95	2.64	6.58	16.71
0.50			0.58	1.90	4.98	12.84
0.55			0.29	1.30	3.71	9.80
0.60				0.82	2.69	7.39
0.65				0.45	1.89	5.52
0.70				0.13	1.25	4.06
0.75					0.76	2.93
0.80					0.40	2.05
0.85						1.36
0.90						0.83
0.95						0.45
$\tan\alpha_{lim}$	0.02	0.10	0.12	0.13	0.14	0.14

L'effet de la composante verticale de l'accélération sismique est illustré à la Figure 5.12 pour $\varphi = 35^\circ$ et pour différentes valeurs du rapport k_{vi}/k_{hi} . Les variations de k_{vi}/k_{hi} entraînent des changements de l'inclinaison de la charge résultante agissant sur la fondation, provoquant une réduction ou une augmentation des facteurs de capacité portante sismique, par rapport à la condition $k_{vi}/k_{hi} = 0$, selon que le signe de k_{vi} soit positif ou négatif.

La réduction des facteurs de portance en raison des effets d'inertie dans la superstructure peut être



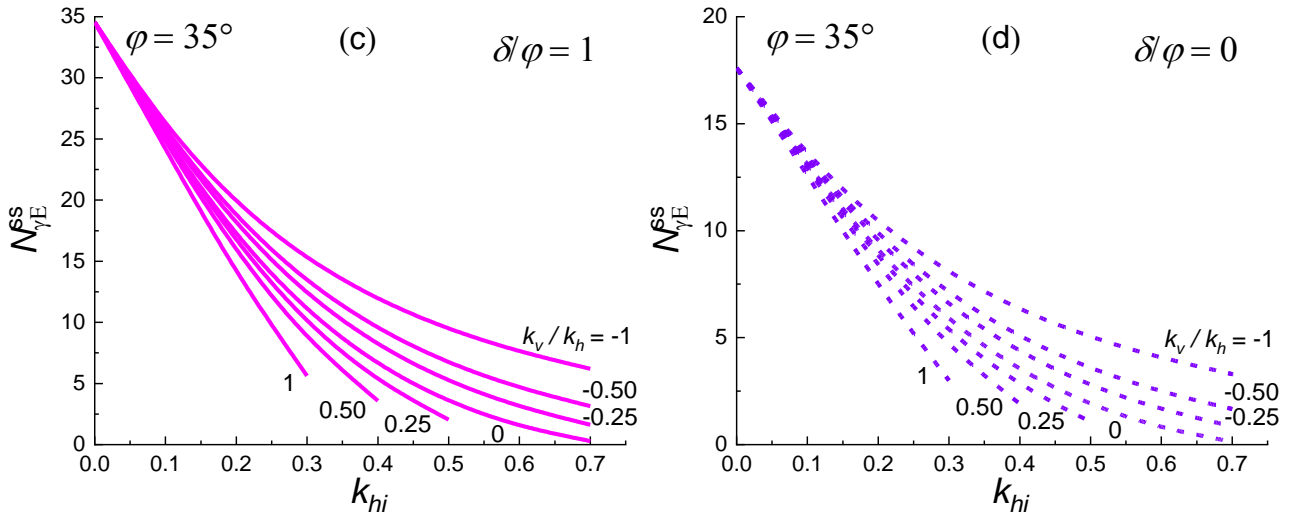


Figure 5.12 - Effet de la force d'inertie verticale de la superstructure sur les facteurs de portance sismique ($\varphi = 35^\circ$) : (a) N_{cE}^{SS} , (b) N_{qE}^{SS} , (c) $N_{\gamma E}^{SS}$ pour les fondations rugueuses et (d) $N_{\gamma E}^{SS}$ pour les fondations lisses

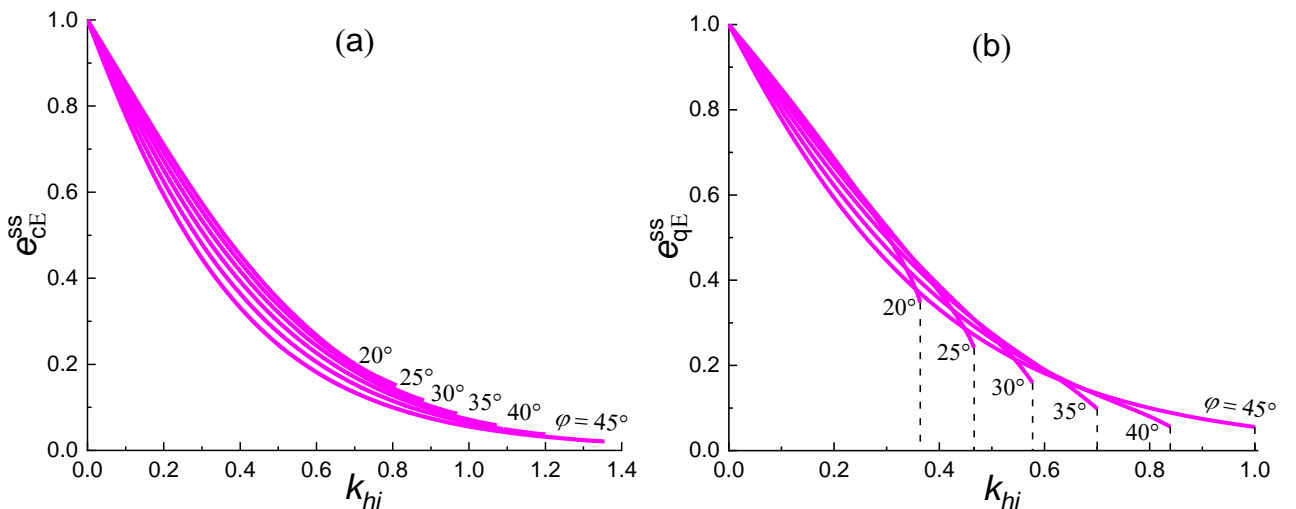
exprimée par des rapports entre les facteurs de portance sismique et statique qui peuvent être introduits comme coefficients correcteurs dans la formule de capacité portante.

$$e_{cE}^{SS} = \frac{N_{cE}^{SS}}{N_c} \tag{5.10}$$

$$e_{qE}^{SS} = \frac{N_{qE}^{SS}}{N_q} \tag{5.11}$$

$$e_{\gamma E}^{SS} = \frac{N_{\gamma E}^{SS}}{N_\gamma} \tag{5.12}$$

Les coefficients correcteurs e_{cE}^{SS} , e_{qE}^{SS} et $e_{\gamma E}^{SS}$ ont la même signification que les coefficients d'inclinaison et peuvent être utilisés même dans des conditions statiques, en considérant α comme l'inclinaison de la charge statique appliquée à la fondation. En général, si une force statique H_S est appliquée à la fondation, alors une valeur équivalente de $k_{hi} = (H_S + H_E) / Q$ devrait être considérée pour prendre en compte à la fois les effets statiques et sismiques de la superstructure sur l'évaluation de la capacité portante. Les courbes obtenues pour e_{cE}^{SS} , e_{qE}^{SS} et $e_{\gamma E}^{SS}$ sont illustrées sur la Figure 5.13 pour le cas où



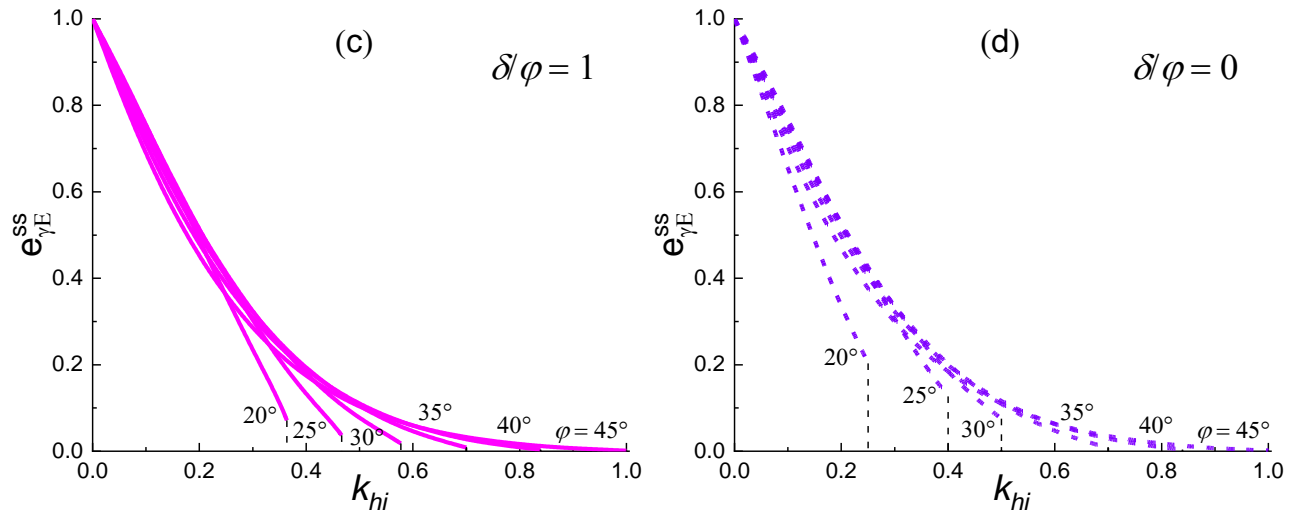
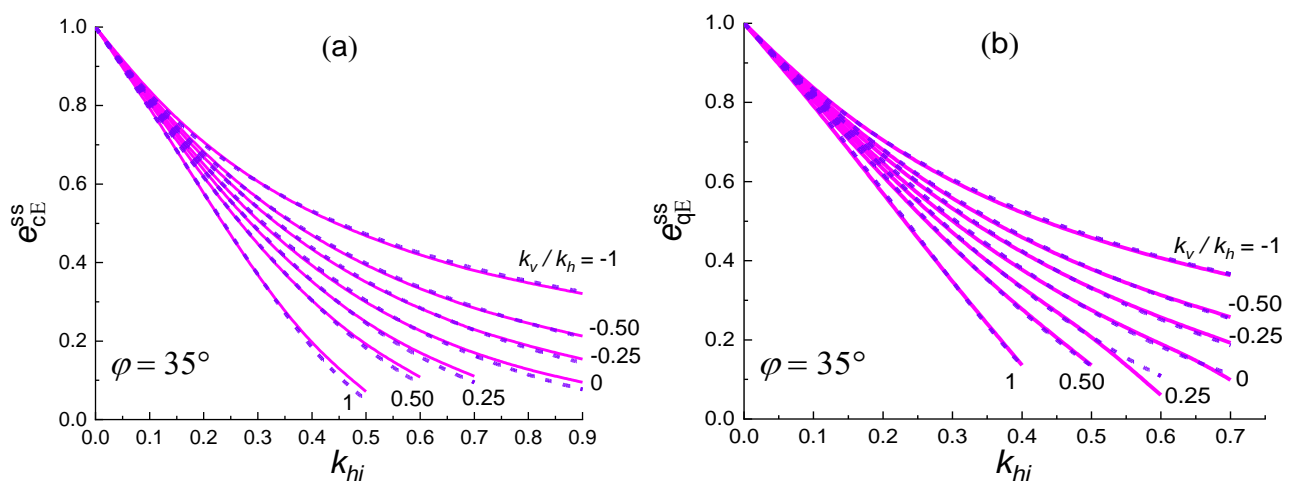


Figure 5.13 - Coefficients correcteurs pour tenir compte de l'effet de l'inertie de la superstructure pour $k_v=0$: (a) e_{cE}^{SS} , (b) e_{qE}^{SS} , (c) $e_{\gamma E}^{SS}$ pour les fondations rugueuses et (d) $e_{\gamma E}^{SS}$ pour les fondations lisses

$k_{vi}=0$. Ces graphiques démontrent que l'inertie de la superstructure influence fortement la réduction sismique de la capacité portante. Les coefficients e_{cE}^{SS} et e_{qE}^{SS} sont fortement impactés par k_{hi} ainsi que par φ (Figure 5.13a et b). Cependant, le coefficient $e_{\gamma E}^{SS}$ (Figure 5.13c et d) diminue rapidement à mesure que k_{hi} augmente, mais est moins sensible à la variation de l'angle φ , surtout lorsque les valeurs de k_{hi} sont éloignées de $k_{hi,lim}$.

La Figure 5.14 met en avant une mise en parallèle des résultats numériques avec ceux proposés par Cascone et Casablanca (2016). Elle illustre l'impact de l'accélération verticale sur les coefficients correcteurs et présente les valeurs de e_{cE}^{SS} , e_{qE}^{SS} (Figure 5.6a et b) et $e_{\gamma E}^{SS}$ (Figure 5.14b pour $\delta/\varphi=1$ et Figure 5.14c pour $\delta/\varphi=0$), déterminées pour un angle de frottement $\varphi = 35^\circ$. La Figure 5.14 met en avant une mise en parallèle des résultats numériques avec ceux proposés par Cascone et Casablanca (2016). Elle illustre l'impact de l'accélération verticale sur les coefficients correcteurs et présente les valeurs de e_{cE}^{SS} , e_{qE}^{SS} (Figure 5.6a et b) et $e_{\gamma E}^{SS}$ (Figure 5.14b pour $\delta/\varphi=1$ et Figure 5.14c pour $\delta/\varphi=0$), déterminées pour un angle de frottement $\varphi = 35^\circ$. En général, Les résultats numériques reproduit de



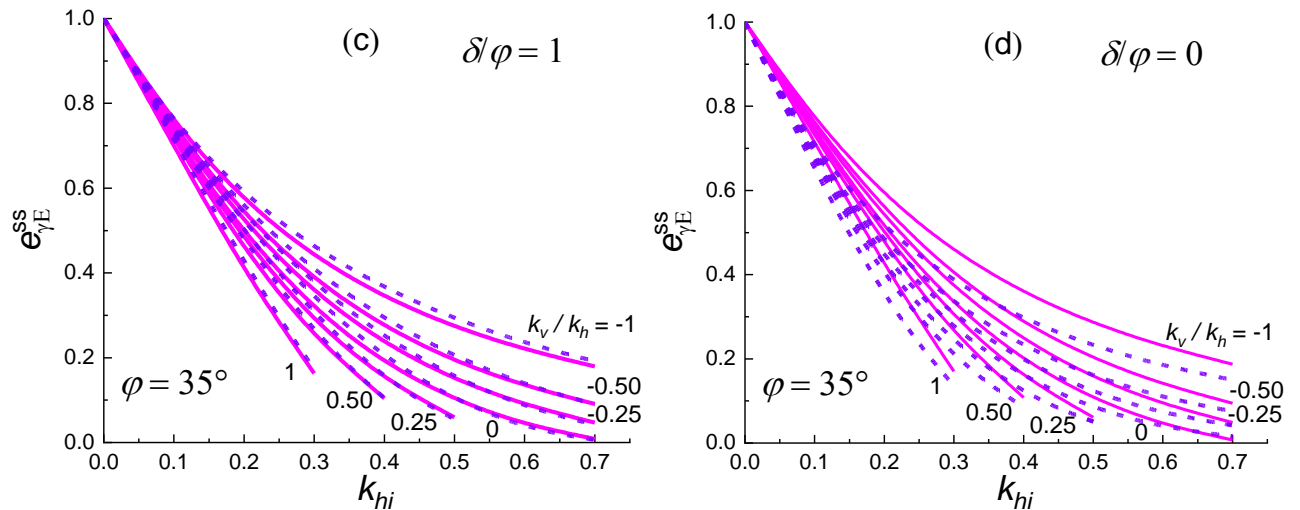


Figure 5.14 - Effet de k_{vi} sur les coefficients correcteurs dus à l'effet d'inertie de la superstructure et comparaison avec Cascone et Casablanca (2016) pour $\varphi=35^\circ$: (a) e_{cE}^{ss} , (b) e_{qE}^{ss} , (c) $e_{\gamma E}^{ss}$ pour des fondations rugueuses et (d) $e_{\gamma E}^{ss}$ pour des fondations lisses

manière satisfaisante les résultats obtenus par Cascone et Casablanca (2016), comme le montre la Figure 5.14, incluant également l'effet du coefficient d'accélération verticale, mais son utilisation est limitée par la condition $\tan\alpha < \tan\alpha_{lim}$.

Les mécanismes de rupture obtenus sous conditions statiques et sismiques sont illustrés dans la Figure 5.15a et b pour les problèmes N_{cE}^{ss} et N_{qE}^{ss} pour $\varphi=35^\circ$, $k_{vi}=0$ et $k_{hi}=0, 0.1, 0.25$ et 0.5 .

Sous des conditions statiques ($k_{hi} = 0$), les lignes de rupture pour les problèmes N_c et N_q sont

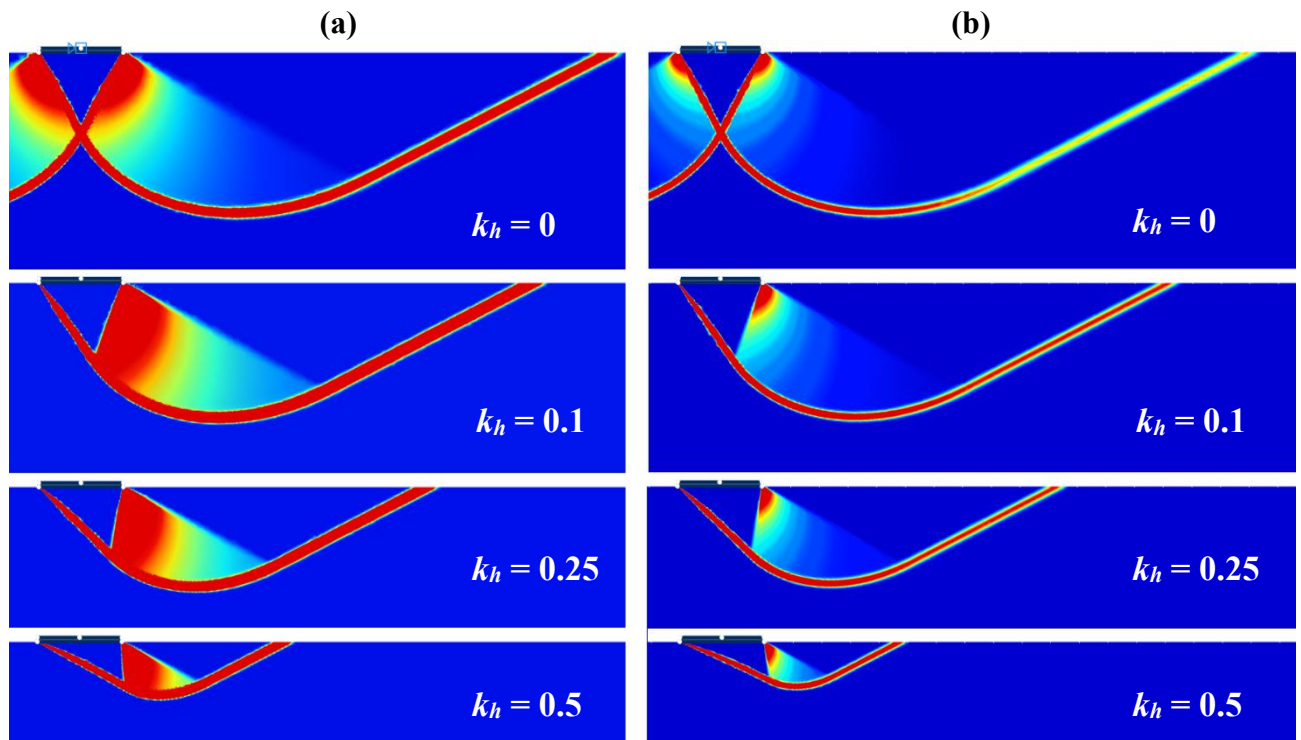


Figure 5.15 - Mécanismes de rupture pour le problème : (a) N_{cE}^{ss} (b) N_{qE}^{ss} pour $\varphi = 35^\circ$, $k_h=0-0.5$, $k_v=0$

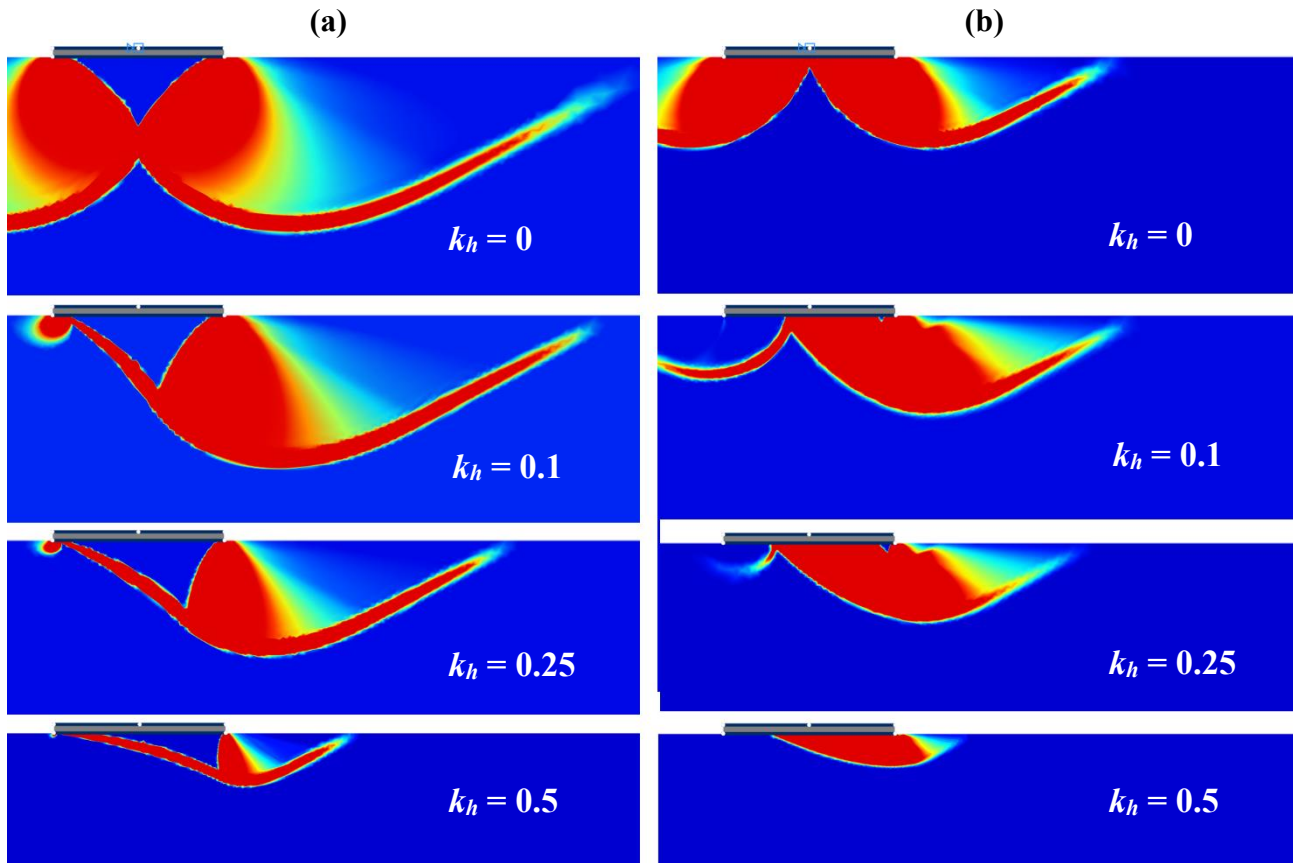


Figure 5.16 - Mécanismes de rupture pour le problème $N_{\gamma E}^{SS}$ pour $\varphi = 35^\circ$, $k_h = 0-0.5$, $k_v = 0$: (a) rugueuses et (b) lisses

identiques et symétriques par rapport à la verticale de la fondation (seule une partie du mécanisme plastique est représentée à la Figure 5.15). Dans des conditions sismiques ($k_{hi} > 0$) pour les problèmes N_{cE}^{SS} (Figure 5.15a) et N_{qE}^{SS} (Figure 5.15b), la zone de dissipation du cisaillement est asymétrique. Les lignes de rupture dans la zone de Cauchy sont droites et leur orientation dépend de la condition limite qui est une condition de champ libre pour le cas de N_{cE}^{SS} et une pression uniforme verticale pour le cas de N_{qE}^{SS} . Les lignes de rupture dans la zone de Goursat couvrent toute la largeur de la fondation et sont également droites, leur direction dépendant de k_{hi} (et k_{vi}). Les lignes de rupture dans la zone de Riemann sont des courbes en spirale logarithmique. Avec des valeurs croissantes de k_{hi} , la longueur de la zone de Cauchy et la profondeur du volume plastique diminuent, ces réductions étant plus remarquables pour le cas de N_{qE}^{SS} (Figure 5.15b).

Un effet similaire de k_{hi} sur le volume plastique est observé à la Figure 5.16a, concernant le problème $N_{\gamma E}^{SS}$ d'une fondation rugueuse ($\delta/\varphi = 1$, $\varphi = 35^\circ$, $k_{hi} = 0-0.5$, $k_{vi} = 0$). Dans ce cas, cependant, les lignes de rupture dans le domaine de Goursat sont courbées et leur pente sous la fondation dépend de l'inclinaison de la charge. La Figure 5.16b montre, pour le même ensemble de paramètres, les zones de dissipation de cisaillement pour le problème $N_{\gamma E}^{SS}$ pour le cas d'une fondation rugueuse ($\delta/\varphi = 0$),

outre la réduction déjà observée du volume plastique, il est évident que même pour de petites valeurs de k_{hi} , le mécanisme plastique devient nettement asymétrique avec un volume négligeable de sol impliqué à proximité du bord de la fondation opposé à l'inclinaison de la charge. Comme on pouvait s'y attendre, et de manière similaire aux résultats obtenus lors de l'analyse de l'effet de l'inertie du sol, les mécanismes plastiques de la fondation lisse (Figure 5.16b) sont bien plus réduits et moins profonds que les mécanismes correspondants obtenus pour le cas de la fondation rugueuse (Figure 5.16a).

Les effets de l'inertie du sol et de la superstructure ont été évalués séparément ; cependant, il a été vérifié que la superposition s'applique, c'est-à-dire que la réduction des facteurs de capacité portante due à l'effet sismique global (inertie du sol et de la superstructure) peut être obtenue en tant que produit des coefficients correcteurs relatifs à l'inertie du sol et à l'inertie de la superstructure. La Figure 5.17 montre les résultats numériques obtenus pour $\varphi = 35^\circ$, $k_h = k_{hi}$ et $k_v = k_{vi} = 0$ dans les trois cas : inertie du sol seulement (courbe de couleur magenta), inertie de la superstructure seulement (courbe de couleur rouge), effet combiné (courbe de couleur violet) et le modèle numérique combiné (courbe

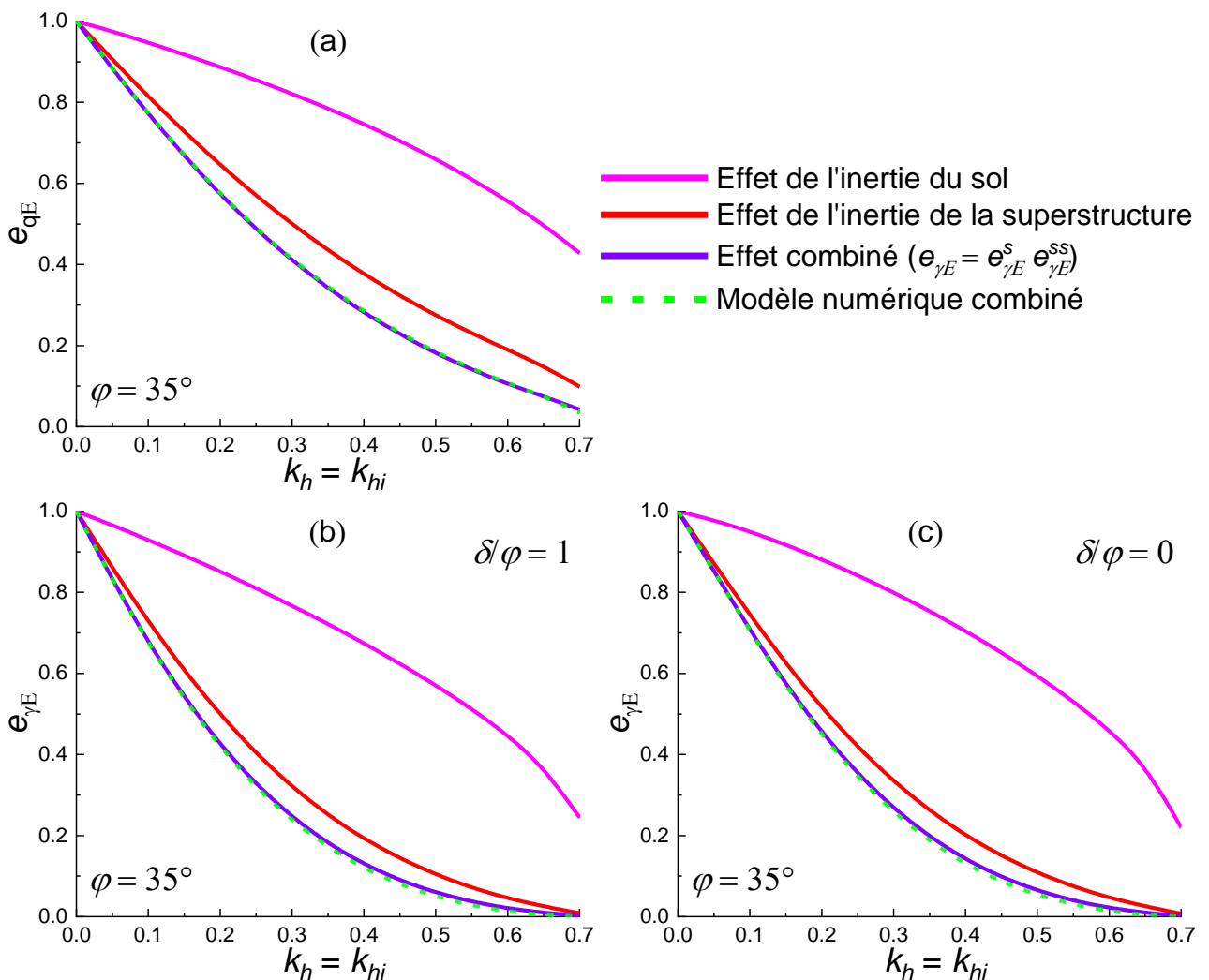


Figure 5.17 - Superposition des effets d'inertie du sol et de la superstructure pour $\varphi = 35^\circ$: (a) e_{qE}^s , (b) $e_{\gamma E}^s$ pour des fondations rugueuses et (c) $e_{\gamma E}^s$ pour des fondations lisses

de couleur vert), par rapport aux problèmes N_q (Figure 5.17a) et N_γ (Figure 5.17b). L'effet combiné est très bien approximé par le produit des résultats obtenus dans les deux analyses séparées, chacune ne tenant compte que d'un effet : dans le problème N_q , les courbes sont pratiquement confondues, dans le problème N_γ l'erreur maximale est d'environ 1%. La superposition est évidemment vérifiée également pour le problème N_c qui n'est pas affecté par l'inertie du sol. Enfin, il peut être prouvé que la superposition est valable aussi pour le cas général $k_h \neq k_{hi}$ et $k_v \neq k_{vi}$.

Les coefficients correcteurs, obtenus à travers les résultats numériques, ont été comparés à certaines des solutions disponibles dans la littérature. Les cas de l'inertie du sol uniquement (Figure 5.18), de l'inertie de la superstructure uniquement (Figure 5.19) et de l'effet combiné du sol et de la superstructure pour $k_h = k_{hi}$ (Figure 5.20) ont été considérés, en supposant $\varphi = 35^\circ$.

Le coefficient e_{qE}^s (Figure 5.18a) coïncide presque avec celui proposé par Cascone *et al.* (2004,2006) et par Cascone et Casablanca (2016). Un bon accord, jusqu'à environ $k_h = 0.5$, a également été trouvé avec les équations proposées par Paolucci et Pecker (1997b), Pane *et al.* (2016) et par Conti (2018).

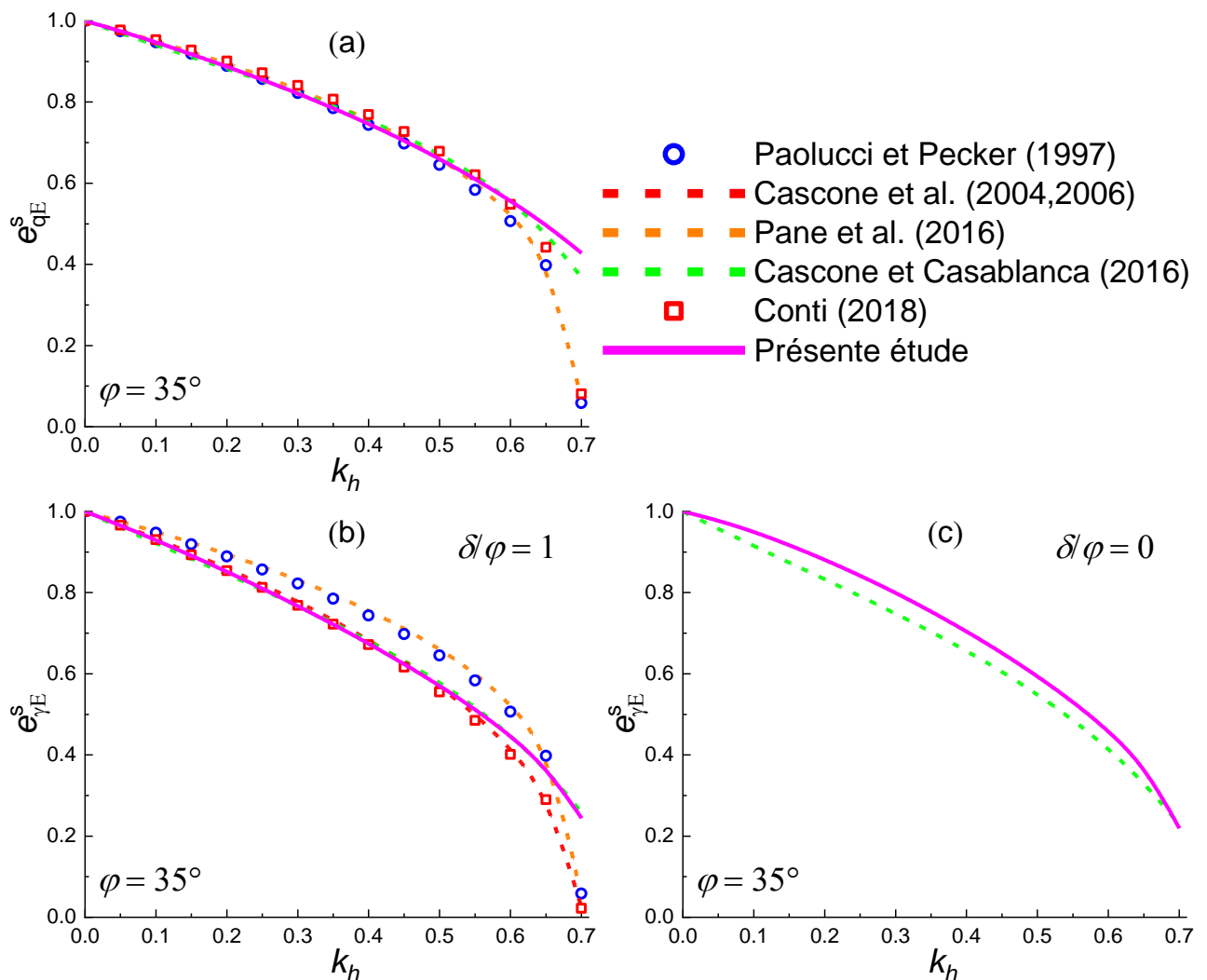


Figure 5.18 - Effet d'inertie du sol : comparaison avec les résultats de la littérature.

Les coefficients $e_{\gamma E}^S$ (Figure 5.18b) pour les fondations rugueuses coïncide presque avec celui proposé par Cascone et Casablanca (2016). Un bon accord, jusqu'à environ $k_h = 0.55$ avec les résultats obtenus Cascone *et al.* (2004,2006) et Conti (2018), et sont légèrement plus conservateurs que ceux proposés par Paolucci et Pecker (1997b) et par Pane *et al.* (2016). Les coefficients $e_{\gamma E}^S$ (Figure 5.18c) pour les fondations lisses sont légèrement moins conservateurs que ceux proposés par Cascone et Casablanca (2016).

La Figure 5.19 illustre l'effet d'inertie de la superstructure comparativement à plusieurs études de la littérature. À première vue générale, on peut remarquer que la présente étude présente des tendances qui coïncident étroitement, en particulier avec Cascone et Casablanca (2016). Dans la Figure 5.19a, le coefficient correcteur e_{cE}^{ss} de la présente étude semble suivre une trajectoire décroissante modérée en réponse à l'augmentation de l'accélération k_{hi} , positionnée entre la plupart des autres études. Cela suggère une certaine prudence ou peut-être une méthodologie différente, évitant des estimations trop optimistes ou pessimistes. la Figure 5.19b montre une tendance similaire de e_{qE}^{ss} , avec les résultats

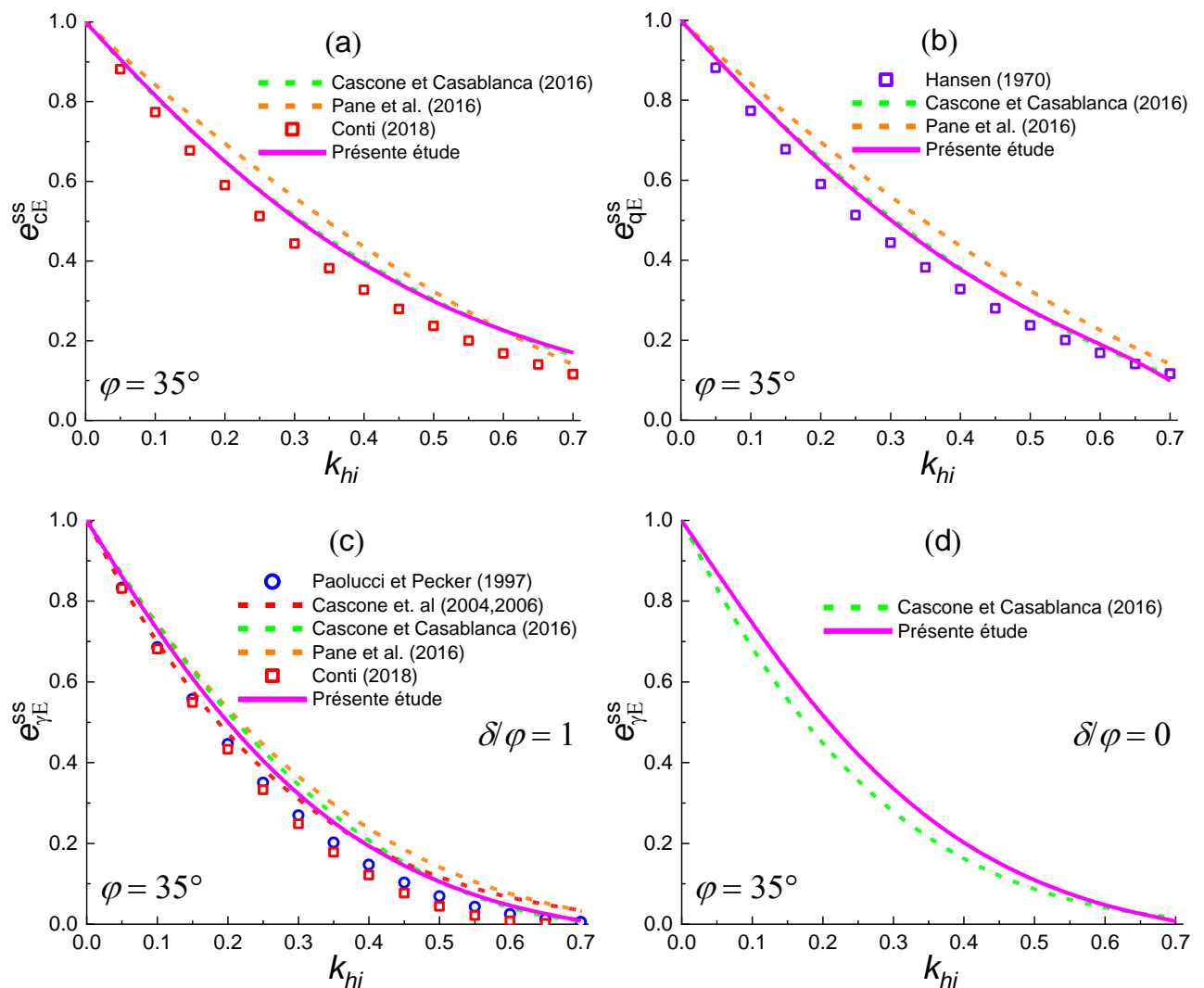


Figure 5.19 - Effet d'inertie de la superstructure : comparaison avec les résultats de la littérature.

numériques obtenus se superposant à Pane *et al.* (2016) et (Hansen, 1970), indiquant une possible convergence de pensée ou une validation de la méthodologie entre ces chercheurs. En passant à la Figure 5.19c, pour le coefficient $e_{\gamma E}^{SS}$ avec $\delta/\varphi = 1$, la dispersion entre les différentes études est plus prononcée. Ici, la présente étude s'aligne étroitement avec Cascone et Casablanca (2016) et Conti (2018), tandis que d'autres, comme Paolucci et Pecker (1997b), montrent des valeurs légèrement supérieures à bas k_{hi} mais convergent à des valeurs supérieures. La Figure 5.1c illustre $e_{\gamma E}^{SS}$ pour des fondations lisses ($\delta/\varphi = 0$). Les résultats de la présente étude montrent une tendance décroissante à mesure que l'accélération k_{hi} augmente, se situant à proximité du travail de Cascone et Casablanca (2016). Cette proximité suggère des similitudes possibles dans la méthodologie ou les hypothèses. Globalement, cette courbe met en évidence une réduction de la capacité de la superstructure à résister aux forces sismiques à mesure que l'accélération augmente.

La Figure 5.20 dépeint les coefficients correcteurs e_{cE} , e_{qE} , et $e_{\gamma E}$ en fonction de l'accélération horizontale ($k_h = k_{hi}$) pour le cas combiné. Pour le coefficient e_{cE} de la Figure 5.20a, les résultats numériques de la présente étude concorde effectivement avec celles de Soubra (1999) et Cascone et Casablanca (2016). Cela suggère que ces études partagent probablement des similarités méthodologiques. En revanche, Budhu et Al-Karni (1993) se démarque par une tendance distincte. Une observation similaire peut être faite dans la Figure 5.20b pour le coefficient e_{qE} . La présente étude, Soubra (1999), et Cascone et Casablanca (2016) montrent des courbes relativement similaires sur toute la gamme de k_h . Leur convergence suggère encore une fois des approches ou des hypothèses communes. Cependant, Budhu et Al-Karni (1993) diverge nettement, indiquant une différence significative dans sa méthodologie ou ses prémisses par rapport aux autres. Dans la Figure 5.20c pour $e_{\gamma E}$, bien que notre résultats avec Cascone et Casablanca (2016) soient assez proches, il est à noter que Soubra (1999) et Budhu et Al-Karni (1993) montrent des écarts plus marqués, en particulier à des valeurs élevées de k_h .

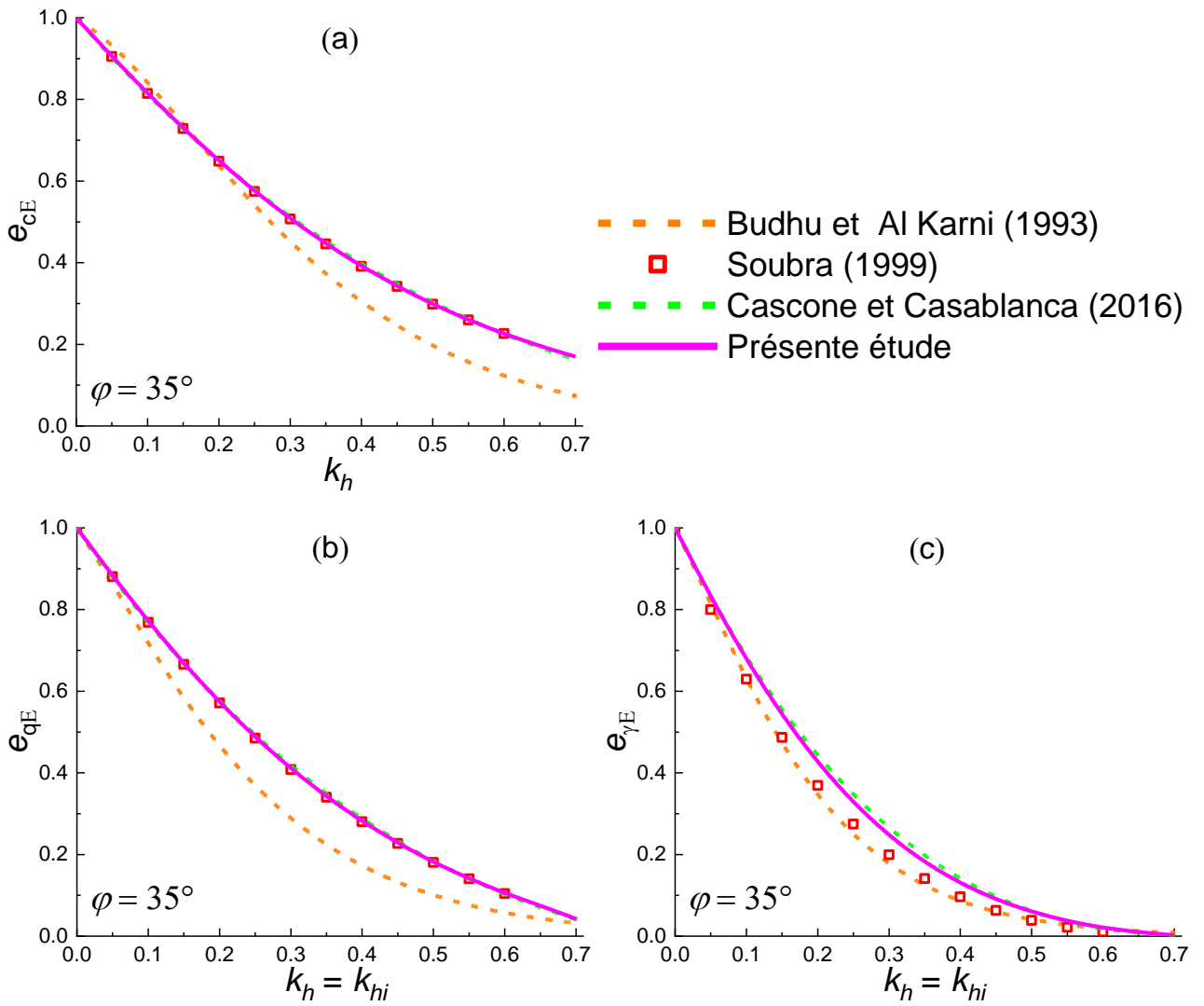


Figure 5.20 - Effets combinés de l'inertie du sol et de la superstructure ($k_h = k_{hi}$) : comparaison avec les résultats de la littérature.

5.6 Conclusion

Dans cette étude, l'évaluation des facteurs de capacité portante statique et sismique pour une semelle superficielle filante a été réalisée en utilisant l'analyse élastoplastique par la méthode des éléments finis à l'aide du code Optum^{G2} (2021). Cette analyse a été étendue à la condition sismique par l'intermédiaire de l'approche pseudo-statique. Les résultats ont été comparés à ceux obtenus par différentes approches disponibles dans la littérature.

Les fondations à la fois rugueuses et lisses ont été prises en compte dans les analyses. Les valeurs de N_γ obtenues dans des conditions statiques étaient en parfait accord avec les résultats de la littérature considérés comme exacts.

Dans des conditions sismiques, les trois problèmes de capacité portante pour N_c , N_q et N_γ ont été résolus indépendamment. Les facteurs de capacité portante sismique ont été évalués en tenant compte séparément des effets des forces d'inertie apparaissant dans le sol, dans la surcharge latérale et dans la superstructure. Les effets des composantes horizontales et verticales de l'accélération sismique ont également été considérés.

L'inertie du sol affecte significativement les facteurs de capacité portante N_{qE}^S et $N_{\gamma E}^S$, mais n'a aucun effet sur N_{cE}^S . En effet, ce dernier facteur est évalué en supposant un sol non pesant, donc aucune force d'inertie ne peut se produire. L'inertie de la superstructure a pour effet d'incliner la charge appliquée et réduit considérablement les facteurs de capacité portante N_{cE}^{SS} , N_{qE}^{SS} et $N_{\gamma E}^{SS}$. Les facteurs N_{qE}^S et $N_{\gamma E}^S$ disparaissent lorsque la condition limite $\tan\phi_{lim} = \tan\phi$ est atteinte, ce qui signifie que la résistance au cisaillement du sol est entièrement mobilisée par l'excitation sismique. De même, une valeur limite $\tan\phi_{lim}$ peut être atteinte, indiquant que la fondation subit une rupture par glissement. Comparativement au cas de l'accélération horizontale seule, une accélération verticale positive (ascendante) induit une réduction significative des facteurs de capacité portante. Inversement, une accélération verticale négative (descendante) entraîne une augmentation de la capacité portante.

Comme on pouvait s'y attendre, des valeurs plus élevées des facteurs $N_{\gamma E}^S$ et $N_{\gamma E}^{SS}$ ont été obtenues pour une fondation parfaitement rugueuse. Des coefficients correcteurs ont été définis comme les rapports des facteurs de capacité portante sismique aux facteurs de capacité portante statique pour souligner la réduction de la capacité portante due aux effets sismiques. Des résultats numériques pour ces coefficients correcteurs, qui correspondent bien aux résultats présentés par d'autres chercheurs, ont été élaborées. Elles permettent de prendre en compte les effets d'inertie du sol et de la superstructure dans la capacité portante des fondations superficielles grâce à l'équation habituelle de capacité portante. Les coefficients correcteurs obtenus dans cette étude sont en bon accord avec les solutions disponibles dans la littérature. Cependant, pour évaluer la capacité portante sous conditions

sismiques en utilisant ces coefficients correcteurs, il est essentiel de choisir correctement les facteurs de capacité portante statique.

Les effets de l'inertie du sol et de la superstructure ont été évalués séparément. Cependant, il a été vérifié que la réduction des facteurs de capacité portante due à l'effet sismique global (inertie du sol et de la superstructure) peut être obtenue comme le produit des coefficients correcteurs relatifs à l'inertie du sol et de la superstructure. Si on suppose que la même accélération agit à la fois dans le sol et sur la superstructure, l'effet de l'inertie de la superstructure prédomine sur l'effet de l'inertie du sol.

Néanmoins, on peut s'attendre à ce que la force de cisaillement induite par le séisme à la base d'une structure puisse être réduite grâce à la capacité de la structure à dissiper l'énergie, le cas extrême étant représenté par les structures isolées à la base. Ainsi, la superstructure peut répondre avec une accélération moindre par rapport à l'accélération sismique dans le sol, et les deux effets d'inertie peuvent alors être d'une pertinence comparable.

L'inertie du sol et de la superstructure a des effets opposés sur l'extension du volume plastique. Avec une augmentation de k_h , une force d'inertie plus importante dans la masse du sol doit être équilibrée, ce qui devrait entraîner le développement d'une surface de glissement plus longue ; à l'inverse, avec une augmentation de k_{hi} , l'effet de l'inertie de la superstructure se traduit par une plus grande inclinaison de la charge appliquée, rendant ainsi le mécanisme de glissement plus superficiel et plus localisé. En effet, l'augmentation des forces d'inertie du sol conduit à une zone de Cauchy plus grande tandis que la profondeur du mécanisme reste constante. L'augmentation des forces d'inertie de la superstructure rend le mécanisme plus petit et moins profond.

Conclusions générales et perspectives

L'objectif principal de cette thèse a été de contribuer à une meilleure compréhension des fondations superficielles, éléments essentiels du génie civil. Ces fondations transfèrent les charges des bâtiments vers les couches supérieures du sol. Elles se déclinent en différents types, tels que les fondations filantes, les semelles isolées et les radiers, avec une sélection influencée par le type de sol et la charge prévue de la structure. Il est aussi important de tenir compte des charges combinées, notamment verticales, excentrées ou inclinées, ainsi que des implications sismiques dans les zones à risque. Une évaluation correcte de leur comportement sous diverses conditions est vitale pour éviter des ruptures, soulignant ainsi l'importance de la recherche dans ce domaine pour garantir sécurité et efficacité.

La première contribution s'est consacrée à une question essentielle en géotechnique : la capacité portante des semelles filantes rugueuses posées sur du sable, sous-jacent à une couche d'argile non homogène, notamment lorsqu'elles sont soumises à des charges excentrées et inclinées. Notre exploration a commencé par une caractérisation approfondie de la structure du sol, mettant en avant l'interaction d'une semelle filante avec une couche d'argile à résistance au cisaillement variable. Le rôle essentiel du paramètre adimensionnel κ , décrivant le niveau de non-homogénéité de la résistance, a été mis en avant. Face à la complexité des phénomènes associés à la capacité portante des semelles filantes dans ce contexte, une méthode numérique a été adoptée. Grâce au logiciel Optum^{G2} (2021), nous avons pu modéliser diverses situations et constater l'efficacité d'un maillage adaptatif pour améliorer la précision des prédictions. Les critères de rupture choisis, en particulier le critère de Mohr-Coulomb, ont été déterminants pour la fiabilité de nos résultats.

Nos découvertes indiquent que les semelles filantes ont une capacité portante notable, même face à des charges excentrées et inclinées. Cette capacité est modulée par des facteurs tels que l'épaisseur du sable et la non-homogénéité de l'argile sous-jacente. Par ailleurs, la capacité portante semble diminuer lorsque le sable repose sur une argile homogène par rapport à un substrat non homogène. Cela met en lumière la nécessité de tenir compte de la stratigraphie du sol.

La direction et l'excentricité de la charge influencent grandement la capacité portante. Par exemple, une inclinaison accrue tend à réduire cette capacité, effet amplifié en présence d'argile non homogène. Notre analyse a également identifié les régions de rupture potentielle selon différents paramètres, offrant une vision tridimensionnelle de la performance des semelles.

Les résultats de cette étude enrichissent les connaissances géotechniques, fournissant des orientations clés aux professionnels du domaine. Ils soulignent l'importance de considérer les particularités du sol et les conditions de charge. En bref, cette contribution éclaire les défis et les nuances associés à la

capacité portante des semelles filantes dans des scénarios géotechniques particuliers, apportant ainsi une valeur ajoutée à la discipline de l'ingénierie géotechnique."

Dans le cadre de l'étude présentée dans la deuxième contribution, nous avons approfondi notre compréhension des facteurs de capacité portante, en nous concentrant principalement sur une semelle filante superficielle. Utilisant la méthode des éléments finis via le logiciel Optum^{G2} (2021), nous avons pu réaliser une analyse élastoplastique. Cette méthodologie a été complétée par une approche pseudo-statique adaptée aux conditions sismiques, permettant ainsi une étude complète et rigoureuse. Une attention particulière a été accordée aux fondations de différents types : rugueuses et lisses. L'alignement de nos résultats avec les références bien établies de la littérature confirme la fiabilité de nos méthodes d'analyse.

Lorsque nous nous sommes aventurés dans le contexte sismique, trois problématiques distinctes de capacité portante (N_c , N_q , et N_γ) ont été scrutées. Un accent particulier a été mis sur l'impact des forces d'inertie. Il est à noter que l'inertie provenant du sol influence considérablement les facteurs N_{qE}^s et $N_{\gamma E}^s$. D'autre part, l'inertie de la superstructure affecte la direction de la charge, modifiant ainsi les facteurs de capacité portante de manière significative.

Un élément essentiel de cette recherche résidait dans l'élaboration de coefficients correcteurs. Ces derniers traduisent la modification de la capacité portante en situation sismique. Ces coefficients, harmonisés avec les travaux antérieurs d'autres chercheurs, sont indispensables pour intégrer les effets d'inertie, qu'ils soient dus au sol ou à la superstructure, dans les formules traditionnelles de capacité portante. L'interaction entre les forces d'inertie du sol et de la superstructure a également été étudiée en profondeur. Les résultats ont mis en lumière que l'augmentation de l'inertie du sol élargit la surface de glissement, tandis que l'augmentation de l'inertie de la superstructure tend à localiser davantage le mécanisme de glissement.

Cette contribution enrichit considérablement notre compréhension des défis associés à l'évaluation de la capacité portante en présence d'activité sismique. Il souligne la complexité des phénomènes en jeu et l'importance d'approches d'ingénierie bien informées pour garantir la sécurité et la fiabilité des fondations.

Alors que cette thèse a jeté des bases solides pour comprendre la capacité portante des fondations superficielles, deux avenues de recherche s'ouvrent pour les futurs travaux :

L'étude 3D des fondations circulaires et annulaires sur du sable recouvrant de l'argile promet de capturer les interactions complexes du sol. En tenant compte des chargements combinés et en élaborant des courbes enveloppes de rupture, cette recherche offrirait des insights précieux pour la conception et l'évaluation de telles fondations, assurant une sécurité optimale.

Face aux défis des aléas sismiques, l'évaluation de la capacité portante sismique des fondations circulaires via une approche 3D est essentielle. Cette modélisation permettrait de mieux comprendre le comportement des fondations sous charges sismiques, fournissant ainsi des directives cruciales pour la conception sismique des structures.

Ces perspectives, en élargissant les horizons de recherche et en adoptant des techniques d'analyse avancées, promettent de combler d'importantes lacunes dans notre compréhension actuelle et d'offrir des solutions robustes face aux défis géotechniques contemporains.

Références bibliographiques

- Al-Karni, A. A., & Budhu, M. (2001). An experimental study of seismic bearing capacity of shallow footings. In: *Proceedings of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, California*. <https://doi.org/https://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/04icrageesd/session09/1>
- Beltrami, C., Lai, C. G., & Pecker, A. (2006). Seismic soil-structure interaction in large diameter shaft foundations. *Research Report No. ROSE – 2006/04, ROSE School – EUCENTRE, Pavia, Italy*.
- 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.
- Biondi, G., Cascone, E., & Maugeri, M. (2014). Displacement versus pseudo-static evaluation of the seismic performance of sliding retaining walls. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *12(3)*, 1239-1267. <https://doi.org/10.1007/s10518-013-9542-4>
- Bouafia, A. (2018). Comportement sismique des fondations, soutènements et des talus - Recueil de problèmes résolus. 621-673.
- Bouaicha, A., Bouttout, A., Rafa, S. A., & 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, Doha, Qatar*.
- Bouaicha, A., & Mabrouki, A. (2022). 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>
- Bougouffa, I., Mellas, M., Mabrouki, A., Krabbenhoft, K., & Baheddi, M. (2020). Numerical analysis of the bearing capacity of inclined loaded strip footings supported on sheet pile wall stabilized slopes. *Australian Geomechanics*, *55(2)*, 79-89.
- Brahmi, N., Ouahab, M. Y., Mabrouki, A., Benmeddour, D., & Mellas, M. (2021). Probabilistic analysis of the bearing capacity of inclined loaded strip footings near cohesive slopes. *International Journal of Geotechnical Engineering*, *15(6)*, 732-739. <https://doi.org/10.1080/19386362.2018.1496005>
- Bransby, M. F., & Randolph, M. F. (1998). Combined loading of skirted foundations. *Géotechnique*, *48(5)*, 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>
- Bransby, M. F., & Yun, G. (2003). Centrifuge Investigation of the Horizontal Capacity of Shallow Footings On Sand. In: *Proc., 13th (2003) Int. Offshore and Polar Engineering Conf., International Society of Offshore and Polar Engineers, Cupertino, CA*.
- 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. J., & Frydman, S. (1996). Discussion of "Bearing Capacity of Footings over Two-Layer Foundation Soils" by Radoslaw L. Michalowski and Lei Shi. *Journal of geotechnical engineering*, *122(8)*, 699-700. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:8\(699\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:8(699))
- Burd, H. J., & Frydman, S. (1997). Bearing capacity of plane-strain footings on layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*, *34(2)*, 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.
- Butterfield, R., Houlsby, G. T., & Gottardi, G. (1997). Standardized sign conventions and notation for generally loaded foundations. *Géotechnique*, *47(5)*, 1051-1054. <https://doi.org/10.1680/geot.1997.47.5.1051>
- Caputo, V., Cascone, E., & Cillo, C. (2011). Seismic bearing capacity factors for shallow foundations through different methods of analysis. In: *Proceedings of the 5th International conference on earthquake geotechnical engineering. Santiago*, Paper No. 5BCCA-CD ROM.
- 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 I. ARG 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*.
- Cascone, E., & Casablanca, O. (2016). Static and seismic bearing capacity of shallow strip footings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *84*, 204-223. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.02.010>

- 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>
- Castelli, F., & Motta, E. (2012). Seismic Bearing Capacity of Shallow Foundations. In *M. Abbas (Ed.), Earthquake-Resistant Structures* (pp. Ch. 2). *IntechOpen*. <https://doi.org/10.5772/28727>
- Chatzigogos, C. T. (2007). Comportement sismique des fondations superficielles: vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception. *Ph.D. Thesis, École Polytechnique, Palaiseau*, 346. <https://pastel.hal.science/tel-00212279>
- Chatzigogos, C. T., Pecker, A., & Salençon, J. (2007). Seismic Bearing Capacity of a Circular Footing on a Heterogeneous Cohesive Soil. *Soils and Foundations*, *47*(4), 783-797. <https://doi.org/https://doi.org/10.3208/sandf.47.783>
- Chatzigogos, C. T., Pecker, A., & Salençon, J. (2009). Macroelement modeling of shallow foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *29*(5), 765-781. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2008.08.009>
- 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.
- Cheng, Y. M., & Au, S. K. (2005). Solution of the bearing capacity problem by the slip line method. *Canadian Geotechnical Journal*, *42*(4), 1232-1241. <https://doi.org/10.1139/t05-037>
- Choudhury, D., & Subba Rao, K. S. (2005). Seismic bearing capacity of shallow strip footings. *Geotechnical & Geological Engineering*, *23*(4), 403-418. <https://doi.org/10.1007/s10706-004-9519-9>
- Cocjin, M., & Kusakabe, O. (2013). Centrifuge observations on combined loading of a strip footing on dense sand. *Géotechnique*, *63*(5), 427-433. <https://doi.org/10.1680/geot.11.P.075>
- Conte, E. (1996). Discussion: Seismic Bearing Capacity of Foundation on Cohesionless Soil. *Journal of geotechnical engineering*, *122*(9), 785-786. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:9\(785\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:9(785))
- Conti, R. (2018). Simplified formulas for the seismic bearing capacity of shallow strip foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *104*, 64-74. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2017.09.027>
- Cremer, C. (2001). Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séisme: macro-élément d'interaction sol-structure. *Thèse de Doctorat, Laboratoire de Mécanique et Technologie, ENS – Cachan*.
- 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>
- di Prisco, C., & Maugeri, M. (2014). Seismic Response of Shallow Footings: A Promising Application for the Macroelement Approach. In *M. Maugeri & C. Soccodato (Eds.), Earthquake Geotechnical Engineering Design* (Vol. 28, pp. 195-222). Springer International Publishing. https://doi.org/10.1007/978-3-319-03182-8_8
- Dormieux, L., & Pecker, A. (1995). Seismic Bearing Capacity of Foundation on Cohesionless Soil. *Journal of geotechnical engineering*, *121*(3), 300-303. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1995\)121:3\(300\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:3(300))
- Dubrova, G. (1973). Interaction of soils and structures Rechnoy Transport. In: *Moscow*.
- Eurocode 7. (2005). Calcul géotechnique Partie 1 règles générales. In: *Norme NF EN 1997-1, Juin (2005), AFNOR, Paris*.
- Eurocode 8. (2005). Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes. *Commission Européenne de Normalization. prENV 1998*.
- Feda, J. (1961). Research on bearing capacity of loose soil. In: *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Paris, I*, 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>
- Fishman, K. L., Richards, R., & Yao, D. (2003). Inclination Factors for Seismic Bearing Capacity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *129*(9), 861-865. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:9\(861\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:9(861))
- Frank, R. (1999). Fondations superficielles. *Ed. Techniques Ingénieur*.
- Frydman, S., & Burd, H. J. (1997). Numerical studies of bearing-capacity factor N_y . *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))
- Gajan, S., Kutter, B. L., Phalen, J. D., Hutchinson, T. C., & Martin, G. R. (2005). Centrifuge modeling of load-deformation behavior of rocking shallow foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *25*(7), 773-783. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.11.019>
- Garnier, J., & Pecker, A. (1999). Use of Centrifuge Tests for the Validation of Innovative Concepts in Foundation Engineering. In: *Proceedings of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Lisboa; p. 433-39*.

- Gazetas, G. (1991). Formulas and Charts for Impedances of Surface and Embedded Foundations. *Journal of geotechnical engineering*, **117**(9), 1363-1381. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:9\(1363\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:9(1363))
- Gazetas, G., Apostolou, M., & Anastasopoulos, J. N. (2004). Seismic Bearing Capacity Failure and Overturning of 'Terveler' Building in Adapazari, 1999. In: *Proceedings of the 5th International Conference Case Histories in Geotechnical Engineering*. New York; Paper no. SOAP.11.
- 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>
- Ghahramani, A., & Berrill, J. (1995). Seismic bearing capacity factors by zero extension line method. In: *Pacific Conf. on Earthquake Engng, Australia*, 147-155.
- Ghosh, P. (2008). Upper bound solutions of bearing capacity of strip footing by pseudo-dynamic approach. *Acta Geotechnica*, **3**(2), 115-123. <https://doi.org/10.1007/s11440-008-0058-z>
- Ghosh, P., & Choudhury, D. (2011). Seismic bearing capacity factors for shallow strip footings by pseudo-dynamic approach. *Disaster Advances*, **4**, 34-42.
- 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., & 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. (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., 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.
- Haghighi, A., Hu, P., Tom, J. G., & Krabbenhoft, K. (2019). Combined loading of strip footings on sand-over-clay with layers of varying extents. *Soils and Foundations*, **59**(2), 433-442. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.12.004>
- 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>
- Hanna, A. M., & Meyerhof, G. G. (1980). Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, **17**(2), 300-303. <https://doi.org/10.1139/t80-030>
- 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.
- 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., & 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.
- 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.
- Jumikis, A. (1965). General discussion: Rupture of soil. In: *Proceedings of the Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations*. Edited by AS Vesic. Duke University, Durham, NC, 103-107.
- Keawsawasvong, S., & Ukritchon, B. (2019). Undrained stability of a spherical cavity in cohesive soils using finite element limit analysis. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, **11**(6), 1274-1285. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.07.001>
- Keawsawasvong, S., & Lai, V. Q. (2021). End Bearing Capacity Factor for Annular Foundations Embedded in Clay Considering the Effect of the Adhesion Factor. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, **7**(1), 15. <https://doi.org/10.1007/s40891-021-00261-2>
- Keawsawasvong, S., Thongchom, C., & Likitlersuang, S. (2021). Bearing Capacity of Strip Footing on Hoek-Brown Rock Mass Subjected to Eccentric and Inclined Loading. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, **8**(2), 189-202. <https://doi.org/10.1007/s40515-020-00133-8>

- Khitas, N. E. H., Benmeddour, D., Mellas, M., & Mabrouki, A. (2017). The undrained bearing capacity of strip footings under eccentric loading: effect of soil-footing interface tensile strength. *International Journal of Geotechnical Engineering*, *14*(2), 169-175. <https://doi.org/https://doi.org/10.1080/19386362.2017.1416570>
- Knappett, J. A., Haigh, S. K., & Madabhushi, S. P. G. (2006). Mechanisms of failure for shallow foundations under earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *26*(2), 91-102. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.11.021>
- 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., & Rao, V. B. K. M. (2002). Seismic bearing capacity factors for spread foundations. *Géotechnique*, *52*(2), 79-88. <https://doi.org/10.1680/geot.2002.52.2.79>
- Kumar, J., & Rao, V. B. K. M. (2003). Discussion: Seismic bearing capacity factors for spread foundation. *Géotechnique*, *53*(4), 445-446. <https://doi.org/10.1680/geot.2003.53.4.445>
- Kumar, J., & Ghosh, P. (2006). Seismic bearing capacity for embedded footings on sloping ground. *Géotechnique*, *56*(2), 133-140. <https://doi.org/10.1680/geot.2006.56.2.133>
- 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>
- 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>
- 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>
- 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.
- Massih, D. S. Y. A., El-Hachem, E., & Soubra, A.-H. (2005). Bearing capacity of eccentrically and/or obliquely loaded strip footings over two-layer foundation soils by a kinematical approach. *VIII International Conference on Computational Plasticity-Fundamentals and Applications (COMPLAS 2005)*, Barcelona. <https://doi.org/https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01007934/document>
- Maugeri, M., Musumeci, G., Novità, D., & Taylor, C. A. (1999). Shaking table test of a shallow foundation. *Earthquake Resistant Engineering Structures, WIT Transactions on The Built Environment*, *38*, 595-604. <https://doi.org/10.2495/ERES990571>
- Maugeri, M., Musumeci, G., Novità, D., & Taylor, C. A. (2000). Shaking table test of failure of a shallow foundation subjected to an eccentric load. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *20*(5), 435-444. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(00\)00091-9](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00091-9)
- Maugeri, M., & Novità, D. (2004). Numerical model for the evaluation of the soil inertia effects on bearing capacity. In: *Proceedings of the 11th International Conference on soil dynamics and earthquake engineering and 3rd International Conference on earthquake geotechnical engineering*, vol. 2. Berkeley; 2004. p. 750-57.
- Mebarki, A. (2009). Modelisation numerique du comportement sismique des fondations superficielles. *Université de Blida*, 154. <https://doi.org/http://di.univ-blida.dz:8080/jspui/handle/123456789/5676>
- 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*.
- Mendoza, M. J., & Auvinet, G. (1988). The Mexico Earthquake of September 19, 1985—Behavior of Building Foundations in Mexico City. *Earthquake Spectra*, *4*(4), 835-853. <https://doi.org/10.1193/1.1585505>
- Merlos, J., & Romo, M. P. (2006). Fluctuant bearing capacity of shallow foundations during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *26*(2), 103-114. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.11.029>

- 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. (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. *Proc. of 3rd ICSMFE*, *1*, 440-445.
- 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). Inclination 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., & Shi, L. (1995). Bearing Capacity of Footings over Two-Layer Foundation Soils. *Journal of geotechnical engineering*, *121*(5), 421-428. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1995\)121:5\(421\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:5(421))
- 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)
- 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*.
- Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *26*(9), 824-853. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.12.005>
- Newmark, N. M. (1965). Effects of Earthquakes on Dams and Embankments. *Géotechnique*, *15*(2), 139-160. <https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.2.139>
- 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
- Optum^{G2}. (2021). *Optum Computational Engineering (Optum^{CE})*. In: *Copenhagen, Denmark*. See <https://optumce.com/>
- Ornek, M. (2014). Estimation of ultimate loads of eccentric-inclined loaded strip footings rested on sandy soils. *Neural Computing and Applications*, *25*(1), 39-54. <https://doi.org/10.1007/s00521-013-1444-5>
- Ouahab, M. Y., Mabrouki, A., Mellas, M., & Benmeddour, D. (2018). Effect of Load Eccentricity on the Bearing Capacity of Strip Footings on Non-homogenous Clay Overlying Bedrock. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, *5*(2), 169-186. <https://doi.org/10.1007/s40515-018-0055-0>
- Ouahab, M. Y., Mabrouki, A., Frank, R., Mellas, M., & Benmeddour, D. (2020). Undrained Bearing Capacity of Strip Footings Under Inclined Load on Non-homogeneous Clay Underlain by a Rough Rigid Base. *Geotechnical and Geological Engineering*, *38*(2), 1733-1745. <https://doi.org/10.1007/s10706-019-01127-1>
- Pane, V., Vecchiotti, A., & Cecconi, M. (2016). A numerical study on the seismic bearing capacity of shallow foundations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *14*(11), 2931-2958. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9937-0>
- Paolucci, R., & Pecker, A. (1997a). Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils. *Engineering Structures*, *19*(8), 637-643. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(96\)00141-1](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0141-0296(96)00141-1)
- Paolucci, R., & Pecker, A. (1997b). Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations on Dry Soils. *Soils and Foundations*, *37*(3), 95-105. https://doi.org/https://doi.org/10.3208/sandf.37.3_95
- Patra, C., Behara, R., Sivakugan, N., & Das, B. (2012a). Ultimate bearing capacity of shallow strip foundation under eccentrically inclined load, Part I. *International Journal of Geotechnical Engineering*, *6*(3), 343-352. <https://doi.org/10.3328/IJGE.2012.06.03.343-352>
- Patra, C., Behara, R., Sivakugan, N., & Das, B. (2012b). Ultimate bearing capacity of shallow strip foundation under eccentrically inclined load, Part II. *International Journal of Geotechnical Engineering*, *6*(4), 507-514. <https://doi.org/10.3328/IJGE.2012.06.04.507-514>
- Pecker, A., & Salençon, J. (1991). Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on clay soils. In: *Proceedings of the International Workshop on Seismology and Earthquake Engineering, CENAPRED, Mexico City; 1991. p. 287-304, 287-304.*

- Pecker, A. (1997). Analytical formulae for the seismic bearing capacity of shallow strip foundations. *Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures, Seco et Pinto (ed), Balkema*, 261-268.
- Pham, Q. N., Ohtsuka, S., Isobe, K., Fukumoto, Y., & Hoshina, T. (2019). Ultimate bearing capacity of rigid footing under eccentric vertical load. *Soils and Foundations*, **59**(6), 1980-1991. <https://doi.org/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, Göttingen, math.-phys. Klasse*, 1920, 74-85.
- Prandtl, L. (1921). Über die eindringungsfestigkeit plastischer baustoffe und die festigkeit von sneifen. *Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, **1**.
- 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>
- 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*.
- Richards, R., Elms, D. G., & Budhu, M. (1990). Dynamic Fluidization of Soils. *Journal of geotechnical engineering*, **116**(5), 740-759. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1990\)116:5\(740\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1990)116:5(740))
- 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))
- Romo, M. P. (1995, 1995). Clay behavior, ground response and soilstructure interaction studies in Mexico City. In: *Proceedings of the 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, **2**, 1039-1051. <https://doi.org/https://cir.nii.ac.jp/crid/1570291224610051968>
- 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 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>
- Salgado, R. (2008). The engineering of foundations. *McGraw-Hill Europe*.
- Saran, S., & Agarwal, R. K. (1991). Bearing Capacity of Eccentrically Obliquely Loaded Footing. *Journal of geotechnical engineering*, **117**(11), 1669-1690. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1991\)117:11\(1669\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)0733-9410(1991)117:11(1669))
- 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))
- Shafiee, A. H., & Jahanandish, M. (2010). Seismic bearing capacity factors for strip footings. In: *Proceedings of the 5th National Congress on Civil Engineering. Mashhad, Iran*.
- 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>
- Shi, X., & Richards, R. (1995). Seismic bearing capacity with variable shear transfer. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **28**(2), 153-163. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.28.2.153-163>
- Shiau, J., Chudal, B., Mahalingasivam, K., & Keawsawasvong, S. (2021). Pipeline burst-related ground stability in blowout condition. *Transportation Geotechnics*, **29**, 100587. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100587>
- Shiau, J. S., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2003). Bearing capacity of a sand layer on clay by finite element limit analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, **40**(5), 900-915. <https://doi.org/10.1139/t03-042>

- Shirato, M., Kouno, T., Asai, R., Nakatani, S., Fukui, J., & Paolucci, R. (2008). Large-Scale Experiments on Nonlinear Behavior of Shallow Foundations Subjected to Strong Earthquakes. *Soils and Foundations*, **48**(5), 673-692. <https://doi.org/https://doi.org/10.3208/sandf.48.673>
- Sieffert, J., & Cevaer, F. (1992). Manuel des Fonctions d'Impédances-Fondations Superficielles. *Ouest ed, Presses Académiques*.
- Somma, F., Bilotta, E., Flora, A., & Viggiani, G. M. B. (2022). Centrifuge Modeling of Shallow Foundation Lateral Disconnection to Reduce Seismic Vulnerability. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **148**(2), 04021187. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002746](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002746)
- Soubra, A.-H., & Reynolds, F. (1992). Design charts for the seismic bearing capacity of strip footings on slopes. In: *French-Italian conference on slope stability in seismic areas*, 273-283.
- Soubra, A.-H. (1999). Upper-Bound Solutions for Bearing Capacity of Foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **125**(1), 59-68. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:1\(59\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:1(59))
- Spangler, M., & Handy, R. L. (1982). Soil Engineering. *4th edition, Harper & Row, Publishers, New York*.
- Subba Rao, K. S., & Choudhury, D. (2005). Seismic Passive Earth Pressures in Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **131**(1), 131-135. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:1\(131\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:1(131))
- Taiebat, H., & Carter, J. (2002). Bearing capacity of strip and circular foundations on undrained clay subjected to eccentric loads. *Géotechnique*, **52**(1), 61-64. <https://doi.org/https://doi.org/10.1680/geot.2002.52.1.61>
- Tang, C., Phoon, K.-K., & Toh, K.-C. (2014). Effect of footing width on N_y 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>
- Taylor, C., & Crewe, A. (1996). Shaking table tests of simple direct foundations. In: *Proc. 11th World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Paper no. 2048*.
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. *John Wiley & Sons, New York*.
- Ukritchon, B., Whittle, A. J., & Sloan, S. W. (1998). Undrained limit analyses for combined loading of strip footings on clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **124**(3), 265-276. [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))
- Vesić, 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>
- Vesić, A. S. (1975). Bearing capacity of shallow foundations. *Foundation engineering handbook*.
- Xiao, M. (2015). Geotechnical engineering design. *John Wiley & Sons*.
- Yodsomjai, W., Keawsawasvong, S., & Senjuntichai, T. (2021). Undrained Stability of Unsupported Conical Slopes in Anisotropic Clays Based on Anisotropic Undrained Shear Failure Criterion. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, **8**(4), 557-568. <https://doi.org/10.1007/s40515-021-00153-y>
- 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))
- Zeng, X., & Steedman, R. S. (1998). Bearing capacity failure of shallow foundations in earthquakes. *Géotechnique*, **48**(2), 235-256. <https://doi.org/10.1680/geot.1998.48.2.235>
- Zeybek, A., & Madabhushi, S. P. G. (2017). Centrifuge testing to evaluate the liquefaction response of air-injected partially saturated soils beneath shallow foundations. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **15**(1), 339-356. <https://doi.org/10.1007/s10518-016-9968-6>
- 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>
- Zhu, D. (2000). The Least Upper-Bound Solutions for Bearing Capacity Factor N_y . *Soils and Foundations*, **40**(1), 123-129. <https://doi.org/https://doi.org/10.3208/sandf.40.123>