

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider - Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique
Référence :



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

THESE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

Doctorat en sciences

Spécialité : Génie Civil

Par

Hicham MOKHBI

Titre de la thèse :

ETUDE NUMERIQUE DES PRESSIONS PASSIVES DES TERRES

Soutenue le 11/05/2017 devant le jury composé de :

BENMEDDOUR Djamel	Maître de Conférences A	Président	Université de Biskra
MELLAS Mekki	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
PEREIRA Jean-Michel	Professeur	Co-rapporteur	Ecole des Ponts ParisTech
MESSASET Salah	Professeur	Examineur	Université de Skikda
KHEMISSA Mohamed	Professeur	Examineur	Université de M'Sila
BENCHEIKH Boubakar	Professeur	Examineur	Université de Djelfa

*Je dédie ce travail à mes parents, ma femme, mes enfants et toute ma famille et ma belle
famille pour tout le soutien et l'amour qu'ils m'ont apporté.*

Hicham

Remerciements

Je tiens à remercier très vivement et respectueusement mon rapporteur M. Mekki MELLAS, Professeur à l'université de Biskra, qui m'a fait l'honneur d'accepter de m'encadrer et qui m'a fait confiance dans l'élaboration de ce travail. Je le remercie beaucoup pour son soutien et ses encouragements.

J'ai une profonde reconnaissance pour M. Jean-Michel PEREIRA, pour m'avoir accueilli pendant 19 mois au sein de l'équipe géotechnique CERMES, du Laboratoire Navier, c'était vraiment un séjour agréable et inoubliable. Je le remercie infiniment pour les discussions que l'on a eues et qui m'ont apportées beaucoup. Je le remercie pour ses conseils et ses orientations, et surtout pour sa gentillesse. Merci beaucoup Jean-Michel!

J'exprime ma vive reconnaissance à M. Djamel BENMEDDOUR, Maître de Conférences à l'université de Biskra, pour m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury.

J'exprime également mes plus sincères remerciements à M. Mohamed KHEMISSA, Professeur à l'Université de M'Sila, à M. Boubakar BENCHEIKH, Professeur à l'université de Djelfa, et à M. Salah MESSASET, Professeur à l'université de Skikda, qui ont bien voulu accepter de participer au jury de ma thèse.

Je souhaite remercier chaleureusement mon ami Abdelhak MABROUKI pour son soutien et ses conseils qui m'ont aidés à faire avancer mes travaux de recherche.

Je n'oublie pas de remercier toute l'équipe CERMES du Laboratoire NAVIER pour tout le partage de connaissance et aussi pour leur amitié en particulier Sadok, Malik et Rachid.

Enfin, c'est à ma femme que s'adressent ces derniers mots. Je souhaite lui dire combien j'ai apprécié ses sacrifices et son soutien dans les moments difficiles et sa patience tout le long de ma thèse.

Résumé

Cette thèse porte sur l'étude numérique des pressions passives des terres, appliquées aux ouvrages de soutènement et aux plaques d'ancrage.

Dans la première partie, une modélisation numérique bidimensionnelle d'un écran rigide vertical soutenant un sol frottant a été faite par la méthode des éléments finis. Les coefficients passifs et actifs des terres K_p et K_a , ont été calculés pour plusieurs configurations géomécaniques. L'effet d'inclinaison de la surface du massif de sol et de la proximité d'une pente a été étudié. Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux disponibles dans la littérature.

La deuxième partie de la thèse concerne la résistance passive des plaques d'ancrage. Initialement, une étude numérique de la capacité ultime d'arrachement a été réalisée pour une plaque d'ancrage horizontale de forme carrée ou filante enterrée dans le sable. Pour chaque cas, le facteur d'arrachement N_y a été évalué et comparé avec des résultats disponibles dans la littérature. L'influence de la non-associativité du sol sur la capacité ultime d'arrachement a été étudiée.

Ensuite, le problème du groupe de plaques d'ancrage a été abordé. Deux méthodes, numérique et analytique, ont été utilisées pour évaluer l'efficacité du groupe de plaques d'ancrage. L'étude numérique tridimensionnelle a été faite par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis. Une méthode analytique, basée sur un mécanisme de rupture simplifié, a été développée dans la présente étude. Les résultats des analyses montrent que l'espacement entre les plaques, l'angle de frottement interne du sol et la profondeur d'installation sont les paramètres les plus importants qui influent sur l'efficacité du groupe.

De nouvelles équations ont été développées dans cette étude pour évaluer l'efficacité du groupe de plaques d'ancrage carrées. Les résultats obtenus par les solutions numériques et analytiques sont en excellent accord.

Mots clés : *Modélisation numérique, pression passive, pressions active, écran rigide, plaque d'ancrage carrée, capacité d'arrachement, efficacité du groupe, mécanisme de rupture, espacement critique.*

Abstract

This thesis presents a numerical study of passive earth pressures, applied to retaining structures and anchor plates.

In the first part, two-dimensional numerical modeling of a rigid vertical wall supporting a frictional soil was made by the finite element method. The passive and active earth pressure coefficients K_p and K_a were calculated for several geo-mechanical configurations. The inclination effect of the ground surface and the proximity of a slope were investigated. The obtained results were compared with those available in the literature.

The second part of the thesis concerns the passive resistance of the anchor plates. Initially, a numerical study of the ultimate pullout capacity was carried out for square or stripe anchor plate embedded horizontally in dense sand. For each case, the breakout factor N_y was evaluated and compared with results available in the literature. The influence of the non-associativity of soil on the ultimate pullout capacity was studied.

Then the problem of the group of anchor plates was undertaken. Two methods, numerical and analytical, are used to evaluate the group efficiency of square anchor plates. Three-dimensional numerical study was carried out by the finite element method using Plaxis software. An analytical method based on a simplified failure mechanism was developed in this study. The analysis results show that the spacing between the plates, the internal frictional angle of soil and the installation depth are the most important parameters that influence on the group efficiency.

New equations were developed in this study to evaluate the group efficiency of square anchor plates. The obtained results by numerical and analytical solutions are in excellent agreement.

Keywords: *numerical modeling, passive pressure, active pressure, rigid wall, square anchor plate, pullout capacity, group efficiency, failure mechanism, critical spacing.*

ملخص

تقدم هذه الأطروحة دراسة رقمية للضغوطات السلبية للأرض المطبقة على منشآت الدعم وعلى اللوحات المرسات. يضم القسم الأول نمذجة رقمية ثنائية الأبعاد لجدار صلب عمودي مدعم لتربة احتكاكية مقدمة بطريقة العناصر المنتهية لعدة تكوينات جيو ميكانيكية. تم حساب المعاملات السلبية و النشطة للأرض Ka و Kp . تم دراسة تأثير ميلان سطح الأرض وتأثير قرب المنحدر و بعدها قمنا بمقارنة بين النتائج المتحصل عليها و تلك الموجودة في المراجع.

أما القسم الثاني من الأطروحة فهو يخص المقاومة السلبية للوحات المرسات. أولاً ، تم انجاز دراسة رقمية للقدرة القصوى للقلع للوحة مرسات أفقية بشكل مربع أو شريطية مدفونة في الرمل و تم تقييم معامل القلع من أجل كل حالة و مقارنته مع النتائج المتواجدة في المراجع. درسنا تأثير عدم ترابضية التربة على القدرة القصوى للقلع و بعدها تطرقنا لموضوع مجموعة اللوحات المرسات. إستعملت طريقتين رقمية و تحليلية من أجل تقييم فعالية مجموعة اللوحات المرسات.

أنجزت دراسة رقمية ثلاثية الأبعاد عن طريق العناصر المنتهية بواسطة برنامج Plaxis . طورت في هذه الدراسة طريقة تحليلية قائمة على آلية الإنكسار بطريقة مبسطة. بينت نتائج التحاليل أن المسافة بين اللوحات ، زاوية الإحتكاك الداخلي للتربة و العمق هي العناصر المهمة التي تؤثر على فعالية المجموعة. معادلات جديدة تم تطويرها في هذه الدراسة من أجل تقييم فعالية مجموعة اللوحات المرسات المربعة و النتائج إلتحصل عليها بواسطة الحلول الرقمية و التحليلية متجانسة جداً.

كلمات البحث: النمذجة العددية، الضغط السليبي، الضغط النشط، جدار جامد، لوحة مرسة مربعة القدرة على القلع، فعالية المجموعة، آلية الإنكسار، البعد الحرج.

Table des matières

Résumé.....	I
Abstract.....	II
المخلص.....	III
Liste des figures	VII
Liste des tableaux.....	IX
Introduction générale.....	1
Chapitre 1 Ouvrages de soutènement et méthodes de calcul des pressions des terres	
1.1 Introduction.....	4
1.2 Classifications des ouvrages de soutènement	4
1.3 Modes de rupture des ouvrages de soutènement	6
1.4 Pressions latérales des terres.....	10
1.5 Méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres.....	11
1.5.1 Introduction	11
1.5.2 Théorie de l'équilibre limite.....	12
1.5.2.1 Théorie de Coulomb (1776)	12
1.5.2.2 Théorie de Rankine (1857)	14
1.5.2.3 Théorie de Boussinesq (1882).....	16
1.5.3 Méthode de l'analyse limite	18
1.5.4 Limitation des méthodes de calcul aux états limites	20
1.5.5 Méthodes numériques.....	20
1.6 Conclusions.....	22
Chapitre 2 Méthodes de calcul de la capacité ultime d'arrachement des plaques d'ancrage	
2.1 Introduction.....	23
2.2 Les ancrages de sol	23
2.3 Les différents types d'ancrage.....	24
2.3.1 Plaques d'ancrages	24
2.3.2 Ancrages directs	25
2.3.3 Ancrages hélicoïdaux	25
2.3.4 Tirants d'ancrage.....	27
2.3.5 Ancrage pieux et piles	28
2.4 Plaques d'ancrage horizontales	28
2.4.1 Méthodes de calcul de la capacité ultime d'arrachement	29
2.4.1.1 Théorie de Mors (1959)	29
2.4.1.2 Théorie de Meyerhof and Adams (1968).....	30
2.4.1.3 Théorie de Veesaert et Clemence (1977).....	33
2.4.1.4 Etudes récentes.....	34
2.5 Conclusions.....	37

Chapitre 3 Calcul numérique des pressions passives et actives des terres pour un écran rigide vertical

3.1	Introduction.....	39
3.2	Présentation du problème.....	40
3.3	Résultats et discussions.....	42
3.3.1	Cas de la butée.....	43
3.3.1.1	L'effet de la variation de l'angle de frottement interne et l'angle d'inclinaison de la surface du sol	43
3.3.1.2	L'effet de la variation de la distance entre le mur et la crête du massif de sol.....	46
3.3.2	Cas de la poussée.....	48
3.3.2.1	L'effet de la variation de l'angle de frottement interne et l'angle d'inclinaison de la surface du sol	48
3.3.2.2	L'effet de la variation de la distance entre le mur et la crête du massif de sol.....	50
3.3.3	L'effet d'inclinaison de la surface du sol et de la distance de la crête du massif du sol sur le mécanisme de rupture.....	52
3.3.4	Influence de la règle d'écoulement sur les pressions des terres.....	54
3.4	Conclusions.....	55

Chapitre 4 Etude numérique de la capacité ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage isolée

4.1	Introduction.....	57
4.2	Présentation du problème.....	58
4.3	Modélisation numérique	58
4.3.1	Cas d'une plaque d'ancrage filante	58
4.3.2	Cas d'une plaque d'ancrage carrée.....	60
4.4	Résultats et discussions.....	62
4.4.1	Cas d'une plaque d'ancrage filante.....	62
4.4.1.1	Courbe charge-déplacement.....	62
4.4.1.2	Facteur d'arrachement.....	63
4.4.1.3	Influence de la non associativité du sol.....	66
4.4.2	Cas d'une plaque d'ancrage carrée.....	68
4.4.2.1	Facteur d'arrachement.....	68
4.4.2.2	Facteur de forme.....	69
4.5	Conclusions.....	70

Chapitre 5 Etude analytique et numérique tridimensionnelle de la capacité ultime d'arrachement d'un groupe de plaque d'ancrage

5.1	Introduction.....	72
5.2	Etat de l'art	73
5.3	Modélisation numérique	75
5.4	Résultats et discussions.....	77

5.4.1	Groupe de plaques d'ancrage carrées en configuration linéaire	78
5.4.2	Groupe de plaques d'ancrage carrées en configuration carrée	81
5.5	Facteur de charge	83
5.6	Etude paramétrique	85
5.6.1	Influence de la profondeur	85
5.6.2	Influence de l'angle de frottement interne du sol.....	86
5.6.3	Influence de la règle d'écoulement	87
5.6.4	Influence de la rugosité de l'ancrage	88
5.7	Solution analytique pour n plaques d'ancrage en configuration linéaire	89
5.7.1	Plaques d'ancrage isolée	89
5.7.2	Deux plaques d'ancrage carrées.....	90
5.7.2	n plaques d'ancrage carrées en configuration linéaire	92
5.8	Espacement critique entre deux plaques d'ancrage.....	94
5.9	Conclusions.....	95
	Conclusions générales et perspectives.....	97
	Références bibliographiques.....	100
	Annexes.....	105

Liste des Figures

Figure 1-1	Exemples de modes limites pour la rupture des éléments de structure des ouvrages de soutènement, Eurocode 7.....	7
Figure 1-2	Exemples de modes limites pour la stabilité d'ensemble des ouvrages de soutènement, Eurocode 7.....	8
Figure 1-3	Défaut de capacité portante	8
Figure 1-4	Stabilité au glissement	9
Figure 1-5	Stabilité au renversement	10
Figure 1-6	Pressions latérales des terres	11
Figure 1-7	Hypothèse de Coulomb	13
Figure 1-8	Cercles de Mohr limites de poussée et butée	15
Figure 1-9	Equilibre de Boussinesq et de Rankine	17
Figure 1-10	Lignes de glissement, (a) Etat de poussée, (b) Etat de butée	18
Figure 2-1	Plaques d'ancrage : (a) Plaque horizontale, (b) Plaque inclinée, (c) Plaque verticale	24
Figure 2-2	Installation de plaque d'ancrage, Das (1990)	25
Figure 2-3	Ancrages directs, Das (1990)	25
Figure 2-4	Ancrage hélicoïdal, (a) multi hélices, (b) une seule hélice	26
Figure 2-5	Ancrages à multi-hélices	26
Figure 2-6	Phasage de réalisation d'un tirant à armature scellée dans le sol (Guide technique LCPC 2003)	27
Figure 2-7	Ancrage pieu soumis à une force de soulèvement, Das (1990)	28
Figure 2-8	Présentation du problème de plaque d'ancrage dans un sol frottant	29
Figure 2-9	Mécanisme de rupture proposé par Mors (1959)	29
Figure 2-10	Théorie de Meyerhof and Adams (1968)	30
Figure 2-11	Le coefficient théorique d'arrachement des pressions des terres pour fondation filante, Meyerhof and Adams (1968)	31
Figure 2-12	Mécanisme de rupture proposé par Veesaert and Clemence (1977)	33
Figure 3-1	Présentation du problème	40
Figure 3-2	Modèle géométrique et conditions aux limites pour $s=0$ et $\beta=0$	41
Figure 3-3	Maillage du modèle pour $s=0$ et $\beta=0$	41
Figure 3-4	La variation de F_{px} en fonction des étapes de calcul	44
Figure 3-5	Variation de K_p en fonction de φ' pour $\beta/\varphi'=0$	44
Figure 3-6	Variation de K_p en fonction de φ' pour $\beta/\varphi'=-1/3$	45
Figure 3-7	Variation de K_p en fonction de φ' pour $\beta/\varphi'=-1/2$	45
Figure 3-8	Variation de K_p en fonction de φ' pour $\beta/\varphi'=-2/3$	45
Figure 3-9	La variation de K_p en fonction de s/h	46
Figure 3-10	Application de la théorie de Coulomb (1776), (butée)	47
Figure 3-11	La variation de F_{ax} en fonction des étapes de calcul pour φ' varie de 20° à 40°	48
Figure 3-12	Variation de K_a en fonction de φ' pour $\beta/\varphi'=0$	49
Figure 3-13	Variation de K_a en fonction de φ' pour $\beta/\varphi'=1/3$	49
Figure 3-14	Variation de K_a en fonction de φ' pour $\beta/\varphi'=1/2$	49
Figure 3-15	Variation de K_a en fonction de φ' pour $\beta/\varphi'=2/3$	50
Figure 3-16	Variation de K_a en fonction du rapport s/h	50
Figure 3-17	Application de la théorie de Coulomb (1776), (poussée)	51

Figure 3-18	Champs de déplacement pour la poussée et la butée, pour $\phi'=30^\circ$	53
Figure 3-19	Influence de la règle d'écoulement sur K_a	55
Figure 3-20	Influence de la règle d'écoulement sur K_p	55
Figure 4-1	Présentation du problème	58
Figure 4-2	Modèle géométrique et conditions aux limites pour une plaque d'ancrage filante	59
Figure 4-3	Maillage adopté pour une plaque d'ancrage filante	60
Figure 4-4	Maillage tridimensionnel pour une plaque d'ancrage carrée	62
Figure 4-5	La force ultime d'arrachement pour une plaque d'ancrage filante	63
Figure 4-6	Comparaison du facteur d'arrachement obtenu par les calculs numériques avec les résultats de Merifield et Sloan (2006) obtenus par les bornes inférieure et supérieure de l'analyse limite	64
Figure 4-7	Variation du paramètre a en fonction de $\tan \phi'$	65
Figure 4-8	Comparaison du facteur d'arrachement obtenu par la relation (5-9) avec la solution de Merifield et Sloan (2006) par la méthode de la borne inférieure	65
Figure 4-9	Comparaison du facteur d'arrachement obtenu par la relation (5-9) avec la solution de Merifield et Sloan (2006) par la méthode de la borne inférieure	66
Figure 4-10	Influence de la règle d'écoulement sur le facteur d'arrachement	67
Figure 4-11	Comparaison du facteur d'arrachement avec les résultats expérimentaux des autres auteurs	68
Figure 4-12	Facteur d'arrachement pour une plaque d'ancrage carrée	69
Figure 4-13	Facteur de forme pour une plaque carrée et une plaque filante	70
Figure 5-1	Modèle géométrique	77
Figure 5-2	Groupe de plaques d'ancrage carrées en configuration linéaire	78
Figure 5-3	La charge ultime d'arrachement pour une plaque d'ancrage isolée et pour deux plaques d'ancrage adjacentes	78
Figure 5-4	Déplacement totaux pour deux plaques d'ancrage carrées, $H/B=2$, $S/B=2$	79
Figure 5-5	L'efficacité du groupe de plaques d'ancrage carrées en configuration linéaire	80
Figure 5-6	Groupe de plaques d'ancrage carrées en configuration carrée	82
Figure 5-7	Efficacité du groupe de quatre et neuf plaques en configuration carrée	82
Figure 5-8	Facteur de charge de groupe plaque d'ancrage en configuration linéaire	84
Figure 5-9	Facteur de charge de groupe plaque d'ancrage en configuration carrée	85
Figure 5-10	Influence de la profondeur d'ancrage	86
Figure 5-11	Influence de l'angle de frottement interne du sol	87
Figure 5-12	Influence de la règle d'écoulement	87
Figure 5-13	Influence de la rugosité de l'ancrage	88
Figure 5-14	Mécanisme de rupture modifié	89
Figure 5-15	Facteur d'arrachement pour une plaque d'ancrage carrée dans un sol frottant	90
Figure 5-16	Interférence de deux plaques d'ancrage : (a) vue en 3D, (b) Coupe A-A'	91
Figure 5-17	Comparaison des résultats analytiques, numériques et expérimentaux pour deux plaques d'ancrage	92
Figure 5-18	Interférence de N plaques : (a) vue en 3D, (b) Coupe A-A'	92
Figure 5-19	Comparaison des résultats analytiques, numériques et expérimentaux pour cinq plaques d'ancrage en configuration linéaire	93
Figure B-1	Mécanisme de rupture pour une plaque d'ancrage	107
Figure C-1	Détail de l'interférence de deux mécanismes de rupture	108

Liste des tableaux

Tableau 1-1	Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée, Technique de l'ingénieur 2015	6
Tableau 2-1	Distance de l'extension de la surface de rupture, Meyerhof and Adams (1968)	32
Tableau 2-2	Valeurs des coefficients m et s, Meyerhof and Adams (1968)	32
Tableau 2-3	Études expérimentales sur les ancrages horizontaux dans un sol frottant, Merifield et al. (2006).	35
Tableau 2-4	Études théoriques sur les ancrages horizontaux dans un sol frottant, Merifield et al. (2006)	36
Tableau 2-5	Études théoriques sur les plaques d'ancrages horizontales dans un sol frottant, 2003 - 2015	37
Tableau 3-1	Les caractéristiques géotechniques du sol	42
Tableau 3-2	Influence de la règle d'écoulement sur K_p	54
Tableau 3-3	Influence de la règle d'écoulement sur K_a	54
Tableau 5-1	Etudes expérimentales et théoriques antérieures de groupe de plaques d'ancrage	74
Tableau 5-2	Paramètres du sol et de la plaque d'ancrage	76
Tableau 5-3	Espacement critique entre deux plaques d'ancrage	95
Tableau A-1	Comparaison de K_p obtenu avec les résultats de Soubra et Macuh, et de Benmeddour pour φ' varie de 20 à 40 et $\beta/\varphi = 0, -1/3, -1/2, -2/3, s=0$ et $\varphi'=\psi'$	105
Tableau A-2	Résultats de K_p avec φ' varie de 20 à 40, $\beta/\varphi'=0, -1/3, -1/2, -2/3, s/h$ varie de 0 à 3 et $\varphi'=\psi'$	106
Tableau A-3	Comparaison de K_a obtenu avec les résultats de Soubra et Macuh, et de Benmeddour pour φ' varie de 20 à 40 et $\beta/\varphi' = 0, -1/3, -1/2, -2/3, s=0$ et $\varphi'=\psi'$	106

Introduction Générale

Les théories des pressions des terres occupent une place fondamentale dans le domaine de la géotechnique. Elles sont développées pour la conception de plusieurs types d'ouvrages géotechniques, tels que les murs de soutènement, les culées des ponts, les barrages, les murs de quai et les constructions offshores. Les murs de soutènement permettent de résister aux efforts de poussées exercés par les matériaux retenus par celui-ci. Leurs conceptions nécessitent l'estimation correcte des pressions passives et actives des terres. Les plaques d'ancrage sont des éléments structuraux minces et légers qui peuvent donner une résistance passive additionnelle aux ouvrages avec les quels elles sont liées, elles permettent de limiter les mouvements et augmenter la stabilité.

Pour les ingénieurs géotechniciens, la maîtrise des méthodes de calcul des pressions passives des terres est indispensable avant de concevoir et dimensionner les ouvrages liés au sol. Les méthodes de calcul sont diverses, en pratique les méthodes les plus utilisées par les bureaux d'études sont celles de Coulomb (1776) et de Rankine (1857). Néanmoins, ces méthodes dites aussi classiques donnent des valeurs surestimées du coefficient passif des terres, comme ils l'ont montré Morgenstern et Eisenstein (1970) par exemple.

En outre, ces méthodes classiques basées sur le calcul à la rupture ne fournissent pas des informations fiables sur les déplacements de l'ouvrage ; également, le sol est considéré comme un matériau associé, ce qui n'est pas le cas des sols réels. Pour cela, plusieurs programmes de recherches expérimentaux, théoriques ou numériques ont été élaborés par

plusieurs chercheurs pour combler les lacunes des méthodes classiques et évaluer plus correctement les pressions passives des terres. C'est dans ce contexte que s'inscrit cette thèse en étudiant le problème des pressions passives des terres pour des cas particuliers d'ouvrages de soutènement et de plaques d'ancrage.

La modélisation numérique peut être considérée comme la meilleure solution pour concevoir les ouvrages de soutènement les plus complexes, et peut apporter plus d'informations sur le comportement de l'ouvrage à court et à long terme. Aussi, la modélisation numérique permet d'introduire des lois de comportement très avancées qui représentent mieux le comportement du sol, et de faire des études paramétriques simples et rapides qui permettent de déterminer les principaux paramètres qui influent sur les pressions passives et actives des terres.

La première partie de la thèse consiste à étudier les pressions passives et actives des terres pour un écran rigide vertical en utilisant la méthode des éléments finis. L'influence de la proximité d'une pente sur les pressions des terres sera examinée pour les deux cas, la poussée et la butée des terres.

La deuxième partie est consacrée à l'étude numérique et analytique de la résistance à l'arrachement (résistance passive) des plaques d'ancrage horizontales. En premier lieu, la capacité ultime d'arrachement sera étudiée pour une plaque d'ancrage isolée. Les résultats obtenus seront confrontés avec d'autres résultats existants dans la littérature. Ensuite, le problème du groupe de plaques d'ancrage s'impose ; la question du nombre de plaques et l'espacement critique entre eux nécessaires pour un ouvrage donné est très peu étudiée dans la littérature. Dans cette partie, l'efficacité du groupe de plaques d'ancrage carrées installées horizontalement dans le sable sera évaluée numériquement et analytiquement pour plusieurs configurations géométriques.

La présente thèse comporte cinq chapitres, les deux premiers chapitres présentent une recherche bibliographique, et les trois derniers constituent notre contribution dans cette thèse.

Le premier chapitre concerne l'étude bibliographique des ouvrages de soutènement ; il comporte les différents types d'ouvrage de soutènement et les principales méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres.

Le deuxième chapitre est une revue bibliographique sur les plaques d'ancrage ; il comprend les différents types des plaques d'ancrage et leurs utilisations en pratique, ainsi que les

différentes méthodes de calcul de la capacité ultime d'arrachement qui existent dans la littérature.

Le troisième chapitre présente une série d'analyses bidimensionnelles en éléments finis pour calculer les pressions passives et actives des terres pour un écran rigide verticale. L'influence des paramètres géotechniques (l'angle de frottement interne du sol et la règle d'écoulement) et géométriques (l'inclinaison de la surface du sol et la proximité d'une pente) a été examinée et discutée dans ce chapitre.

Le quatrième chapitre concerne l'étude numérique de la capacité ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage isolée mobilisant une résistance passive dans le sol. La plaque est considérée carrée ou filante, installée horizontalement dans un sable dense. Le problème sera traité par la méthode des éléments finis d'une manière bidimensionnelle pour une plaque filante et tridimensionnelle pour une plaque carrée. Les valeurs obtenues du facteur d'arrachement N_y seront présentées en fonction de la profondeur d'ancrage et de l'angle de frottement interne du sol.

Le cinquième et dernier chapitre dans cette thèse traite le problème du groupe de plaques d'ancrage. Ces dernières sont considérées rigides, carrées et ancrées à une profondeur constante dans un sable dense. L'interférence entre les plaques sera examinée d'une manière tridimensionnelle par deux méthodes (numérique et analytique). Cette étude permettra d'évaluer l'efficacité du groupe et de déterminer l'espacement critique, entre deux plaques adjacentes, pour lequel chacune des plaques se comporte comme une plaque isolée. Une étude paramétrique sera menée dans ce chapitre permettant de déterminer les paramètres les plus influents sur l'efficacité du groupe.

Des conclusions et recommandations sur le calcul des pressions passives et actives des terres, et sur la capacité ultime d'arrachement des plaques d'ancrage, clôturent ce travail.

Chapitre 1

Ouvrages de soutènement et méthodes de calcul des pressions des terres

1.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude bibliographique des ouvrages de soutènement, en présentant les différents types de ces ouvrages et leurs mécanismes et modes de ruptures. Les principales méthodes de calculs et d'évaluation des pressions passives et actives des terres sont également présentées dans ce chapitre.

1.2 Classifications des ouvrages de soutènement

Les ouvrages de soutènements sont des constructions conçues pour retenir un massif de sol naturel ou un remblai mis en place. Il en existe une grande variété se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Trois grandes catégories d'ouvrages de soutènement ont été déterminées par plusieurs auteurs : les murs de soutènement, les écrans de soutènement et les systèmes de soutènement composites

- **Les murs de soutènements**

Sont des ouvrages généralement fondés superficiellement, dont la stabilité est assurée par le poids de l'ouvrage, incluant parfois une partie de la masse de sol retenu. Cette catégorie

comprend les murs poids en béton ou en maçonnerie, les murs en béton armé avec semelle, les murs à contreforts, les murs cellulaires, les murs caissons, etc.

- **Les écrans plans de soutènement**

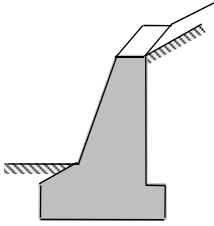
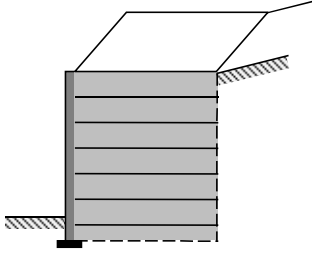
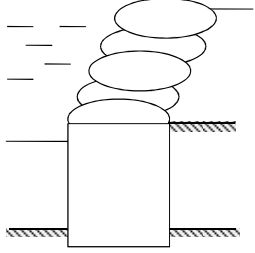
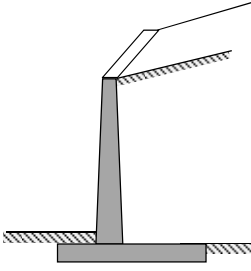
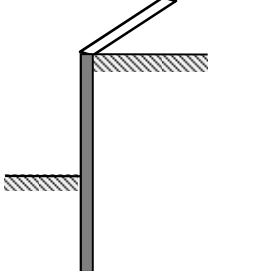
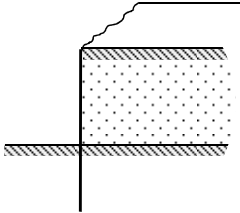
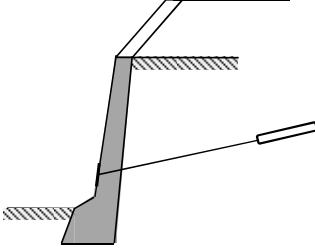
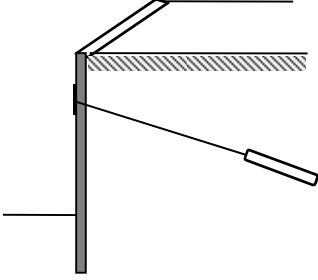
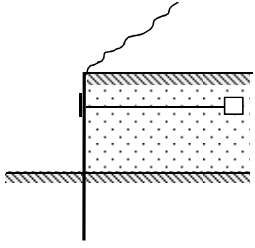
Ce type de soutènement est d'épaisseur relativement mince et sa résistance à la flexion joue un rôle prépondérant dans la stabilité, alors que leur poids est insignifiant. Ces écrans sont généralement bien ancrés dans le sol et soutenus par des ancrages ou par des buttons. On trouve par exemple les rideaux de palplanches, les parois en béton moulé dans le sol, les parois berlinoises, les parois préfabriquées, les blindages de fouilles, etc.

- **Les systèmes de soutènement composites**

Ce sont des ouvrages formés d'éléments appartenant aux deux types précédents. Leur dimensionnement peut être effectué comme celui des murs poids, et pour certains relativement souples peut tolérer des déformations importantes. Il existe un très grand nombre de murs de ce type, on peut citer comme exemples, les batardeaux constitués de plusieurs rideaux de palplanches, les murs en sol cloué, les murs en terre armée, les murs renforcés des géotextiles ou des géogrilles, etc.

La classification des ouvrages de soutènement peut être faite également selon le mode de reprise de la poussée des terres appliquée par le massif de sol sur l'ouvrage. Mestat et Prat (1999) ont présenté une classification selon ce mode en trois catégories, une poussée reprise par le poids de l'ouvrage, une poussée reprise par l'encastrement de l'ouvrage et une poussée reprise par des encrages. La même classification a été adoptée par Simonnot et Juillié (Technique de l'ingénieur 2015) comme illustré dans le Tableau 1-1.

Tableau 1-1 Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée, Technique de l'ingénieur 2015

Mode de reprise de la poussée	Ouvrage de soutènement		
Poids de l'ouvrage			
	Mur poids en béton ou en maçonnerie	Mur en sol renforcé	Ouvrage cellulaire
Encastrement			
	Mur en «T inversé» en béton armé	Paroi moulée	Palplanche
Enclavage			
	Mur en béton, ancré	Paroi moulée ancrée	Rideau ancré

1.3 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Plusieurs modes de rupture peuvent être envisagés pour les ouvrages de soutènement, et qui sont variables selon le type de l'ouvrage. D'une manière générale on peut distinguer la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures), et la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement).

- **Stabilité interne**

L'étude de la stabilité interne est propre à chaque type d'ouvrage. C'est la résistance propre des éléments de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis les efforts (et déplacements) qui les sollicitent. Au minimum, d'après l'Eurocode 7, il convient de tenir compte des modes limites représentés sur la Figure 1-1.

Dans les éléments de structure, il convient de tenir compte de la réduction de la résistance en fonction de la déformation due à des effets tels que la fissuration des sections non renforcées, les grandes rotations des rotules plastiques ou le flambage local des sections en acier

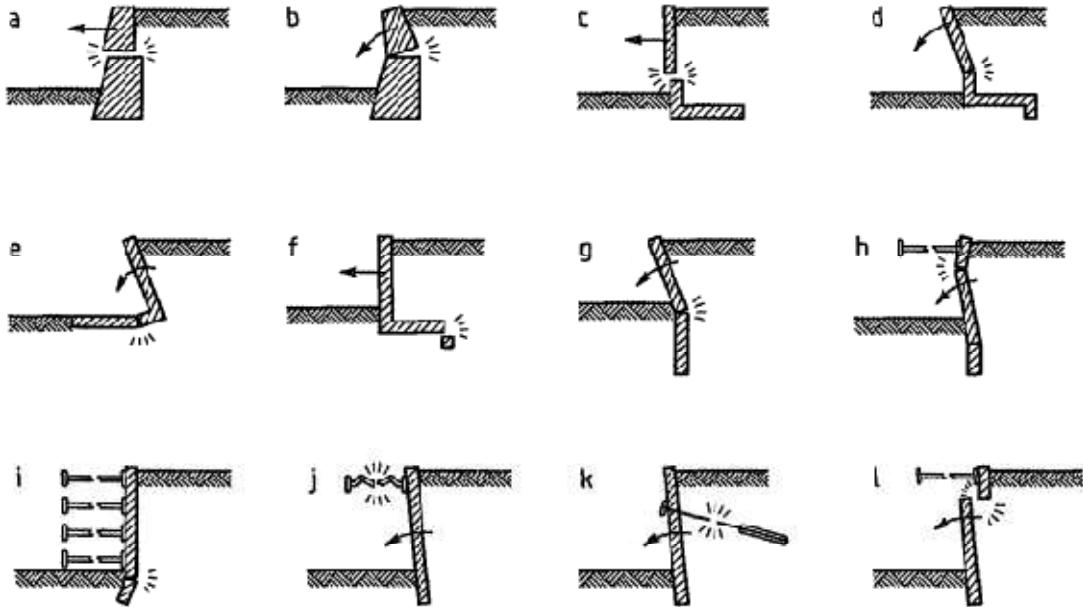


Figure 1-1 Exemples de modes limites pour la rupture des éléments de structure des ouvrages de soutènement, Eurocode 7

- **Stabilité externe**

Pour la stabilité externe, il convient de vérifier les stabilités suivantes :

Stabilité d'ensemble

La stabilité de l'ensemble concerne l'ouvrage lui-même et le massif du sol environnant, susceptible d'entrer en mouvement en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée. Cette instabilité d'ensemble peut être arrivée, le plus souvent, suite aux travaux de terrassement nécessaires à la réalisation de l'ouvrage de soutènement, ou en raison de glissement de terrains plus profond que prévu. Cette étude relève du domaine de la stabilité des pentes. La Figure 1-2 montre quelques exemples de modes limite de stabilité d'ensemble.

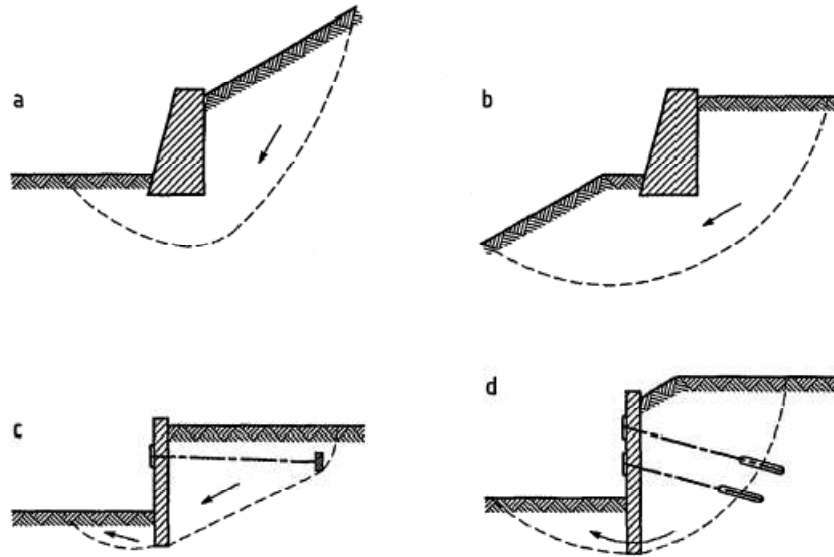


Figure 1-2 Exemples de modes limites pour la stabilité d'ensemble des ouvrages de soutènement, Eurocode 7

Stabilité au poinçonnement

Le poinçonnement de l'ouvrage de soutènement se traduit par une déformation excessive ou une rupture du sol de fondation par défaut de capacité portante du sol (Figure 1-3). La justification de stabilité au poinçonnement consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée par l'ouvrage sur le sol reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol.

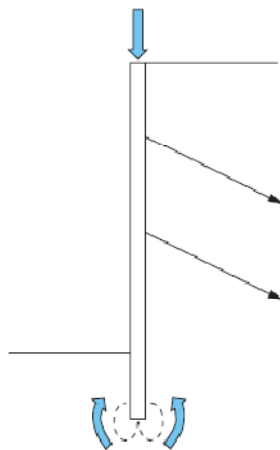


Figure 1-3 Défaut de capacité portante

Stabilité au glissement

La vérification de la stabilité au glissement est nécessaire généralement pour les murs poids, elle consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. Le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices doit être supérieur à un coefficient de sécurité

généralement pris égal à 1,5. La nature du matériau en contact avec le sol aura une influence sur le glissement par l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur.

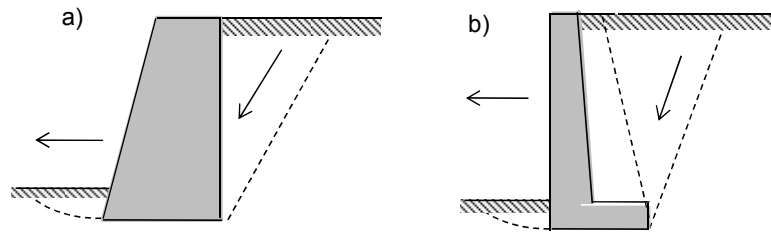


Figure 1-4 Stabilité au glissement

Stabilité au renversement

Le renversement de l'ouvrage de soutènement peut être arrivé autour de l'arête inférieure aval de sa fondation. La vérification de stabilité au renversement consiste à calculer le coefficient de sécurité F_R qui doit être supérieur ou égale à 1,5.

Au-dessus de la base, le mur est sollicité par deux types de forces (Figure 1-5) :

- Des forces qui tendent à renverser le mur autour de son arête extérieure, principalement la force de poussée (P_a);
- Des forces qui tendent à stabiliser le mur autour de cette arête, principalement le poids du mur et éventuellement celui du volume de sol qui charge sa fondation (W).

L'action de la butée, bien que participant à la résistance au renversement est négligée par sécurité.

Si M_1 et M_2 sont les moments de ces forces autour de l'arête extérieure (point A), on définit le coefficient de sécurité au renversement F_R par le rapport de ces deux moments :

$$F_R = \frac{M_2}{M_1} = \frac{W d_1}{P_a d_2} \quad (1-1)$$

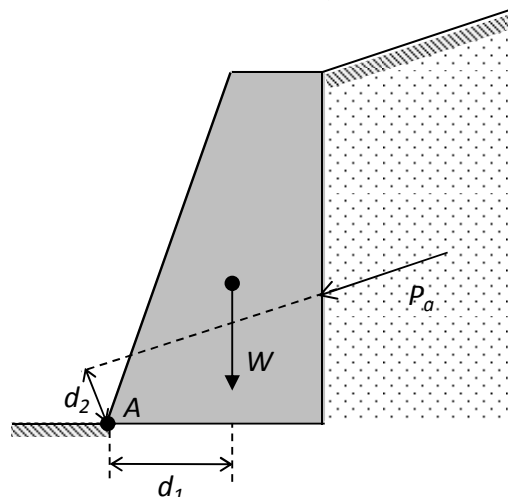


Figure 1-5 Stabilité au renversement

Pour les murs poids, il existe une règle qui consiste à vérifier que la résultante des efforts reste dans le tiers central, c'est à dire que le sol est entièrement comprimé sous la semelle.

1.4 Pressions latérales des terres

La conception des ouvrages de soutènement nécessite l'estimation des pressions latérales des terres, qui dépend essentiellement des propriétés du sol et du mouvement du mur :

a. si le mur se trouve dans une situation stable et ne subira aucun mouvement, les pressions latérales des terres sont appelées pressions des terres au repos (Figure 1-6-a). Dans un massif à surface horizontale, le coefficient de pression des terres au repos K_0 est donné par l'expression suivante :

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (1-2)$$

avec σ'_h : contrainte effective horizontale à une profondeur H

σ'_v : contrainte effective verticale à une profondeur H

En pratique, la valeur de K_0 pour un sol normalement consolidé est reliée à l'angle de frottement interne du sol par la relation empirique de Jacky :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (1-3)$$

Pour un sol surconsolidé, K_0 aura une valeur supérieure à celle évaluée par l'expression ci-dessus. Pour un matériau sans cohésion et pour empêcher la plasticité du sol à l'état initial, la valeur de K_0 est bornée par :

$$\frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} < K_0 \leq \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (1-4)$$

b. si le mur est écarté du sol d'une manière quelconque, celui-ci est décomprimé et la pression du sol sur le mur décroît. Lorsque le déplacement augmente, les contraintes dans le sol finissent par atteindre le critère de rupture, le sol ne peut plus se décompresser d'avantage sans se rompre et l'état limite de poussée est atteint (Figure 1-6-b). C'est l'état d'équilibre actif défini par la formule suivante :

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v \quad (1-5)$$

avec K_a : coefficient des pressions actives des terres (coefficient de poussée)

c. si le mur est repoussé contre le sol, celui-ci est comprimé et sa réaction augmente avec le déplacement de l'écran jusqu'à ce qu'un état d'équilibre limite soit atteint dans le massif. Cet état est appelé état limite de butée (Figure 1-6-c). C'est l'état d'équilibre passif défini par la formule suivante :

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v \quad (1-6)$$

avec K_a : coefficient des pressions passives des terres (coefficient de butée)

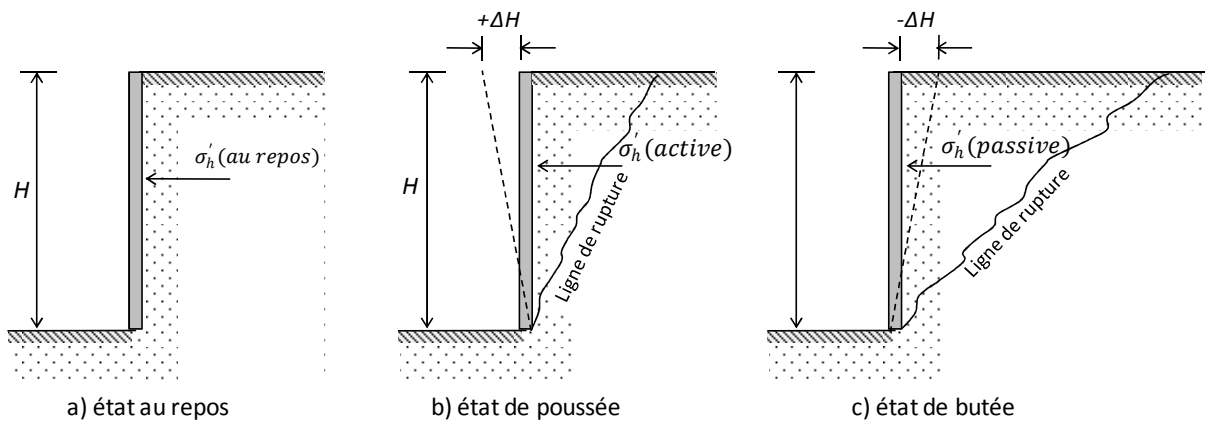


Figure 1-6 Pressions latérales des terres

1.5 Méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres

1.5.1 Introduction

Plusieurs chercheurs ont réalisé des travaux expérimentaux, analytiques et numériques pour évaluer les pressions passives et actives des terres. Les plus anciennes méthodes de calcul consistent à déterminer l'équilibre limite entre les forces de poussées et de butées en fonction de la géométrie de l'ouvrage et les propriétés du sol environnant. Mestat et Prat (1999) ont distingué deux grandes catégories de méthodes de calcul :

- Les méthodes indépendantes des déformations dans le sol : Les écrans sont calculés par des méthodes aux états limites en poussée et en butée, qui fournissent directement les caractéristiques géométriques et mécaniques du projet. Ces méthodes sont bien adaptées aux cas des murs-poids ;

- Les méthodes qui dépendent des déformations dans le sol : Les écrans en béton ou en palplanches sont souvent calculés en tenant compte d'une modélisation des déformations du massif de sol. Ces méthodes de calculs sont fondées sur les éléments finis ou sur une approche

dans laquelle le sol est représenté, des deux cotés de l'écran, par un assemblage de ressorts dont le comportement est élastique parfaitement plastique.

1.5.2 Théorie de l'équilibre limite

1.5.2.1 Théorie de Coulomb (1776)

Basant sur la loi de la résistance au cisaillement $\tau = c + \sigma \tan \varphi$, avec τ , c , σ et φ sont la résistance au cisaillement, la cohésion, la contrainte normale et l'angle de frottement interne du sol respectivement ; une théorie classique des pressions des terres a été développée par Coulomb en 1776. Cette théorie consiste à étudier l'équilibre d'un coin triangulaire de sol derrière l'ouvrage de soutènement sans tenir compte de l'état de contraintes existant dans le sol. Cette méthode repose sur deux hypothèses principales :

- La surface de rupture est plane passant par le pied de l'ouvrage de soutènement, et inclinée par un angle θ par rapport à l'horizontale (coin de Coulomb).
- L'angle de frottement entre le sol et l'ouvrage est connu.

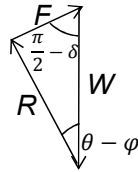
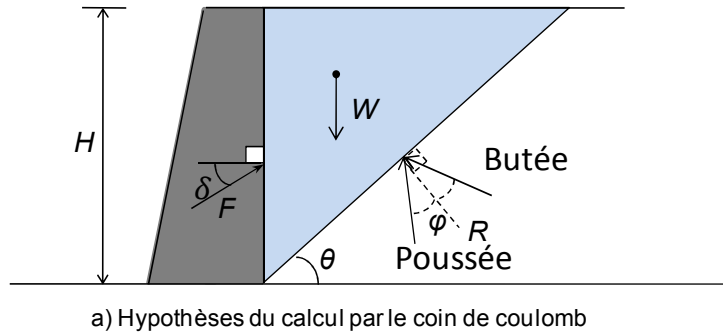
Considérant l'ouvrage de soutènement représenté sur la Figure 1-7 de hauteur H soutenant un massif de sol sans cohésion et ayant un poids volumique γ et un angle de frottement φ . En admettant que l'angle de frottement entre le mur et le sol est δ (la résultante F des efforts sur l'écran est inclinée de δ par rapport à la normale à l'écran. Coulomb avait traité le cas où $\delta=0$), l'équilibre des forces de pesanteur et de frottement sur une surface de glissement inclinée de θ sur l'horizontale conduit à l'expression suivante de F :

- Pour la poussée (le coin descend le long de la surface de glissement et la résistance au glissement s'oppose au mouvement)

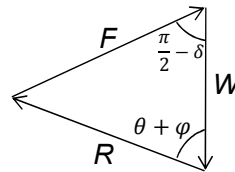
$$F = W \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \delta + \varphi - \theta\right)} = \frac{\gamma H^2}{2} \cot \theta \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \delta + \varphi - \theta\right)} \quad (1-7)$$

- Pour la butée (le coin remonte le long de la surface de glissement et la résistance au glissement s'oppose au mouvement)

$$F = W \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \delta - \varphi - \theta\right)} = \frac{\gamma H^2}{2} \cot \theta \frac{\sin(\theta + \varphi)}{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \delta - \varphi - \theta\right)} \quad (1-8)$$



b) Equilibre des forces (poussée)



b) Equilibre des forces (butée)

Figure 1-7 Hypothèses de Coulomb

Pour trouver l'inclinaison du plan de rupture, il faut déterminer le maximum de F par rapport à θ . On recherche ce maximum en annulant la dérivée de F par rapport à θ . Dans le cas particulier où $\delta = 0$, on trouve :

Pour le cas de la poussée, $\frac{\partial F}{\partial \theta} = 0$ pour $\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$, d'où :

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1-9)$$

Pour le cas de la butée, $\frac{\partial F}{\partial \theta} = 0$ pour $\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, d'où :

$$F_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1-10)$$

La solution générale dans le cas d'un écran incliné d'un angle η par rapport à l'horizontale, avec une surface du sol inclinée de β a été établie par Muller-Berslau en 1906, sous la forme suivante pour le cas de la poussée :

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin^2(\eta - \varphi)}{\sin^2 \eta \sin(\eta - \delta)} \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\eta - \delta) \sin(\eta + \beta)}} \right]^2} \quad (1-11)$$

Pour utiliser la méthode de coulomb, il faut attribuer une valeur à l'angle δ . Cet angle de frottement entre l'écran et le sol ne peut dépasser l'angle de frottement interne du sol (sinon, la rupture aurait lieu dans le sol). Son signe dépend du mouvement relatif de l'écran et du sol (négatif, si l'écran tasse plus que le sol ; positif dans le cas contraire). Pour les remblais derrière les murs de soutènement, on prend généralement une valeur comprise entre un tiers et la moitié de l'angle de frottement interne du sol.

1.5.2.2 Théorie de Rankine (1857)

Le calcul des forces de poussées et de butées par la théorie de Rankine est basé sur la détermination de l'état des contraintes dans le massif du sol situé derrière l'ouvrage de soutènement. Par rapport à la théorie de Coulomb (1776), Rankine (1860) a étudié l'équilibre de rupture de chaque volume élémentaire du coin de glissement au lieu de l'étude de l'équilibre de rupture globale ; mais aussi, il a considéré que le coin de glissement était en entier à l'état d'équilibre limite.

L'hypothèse principale de Rankine (1857) considère que les discontinuités introduites dans le sol, par la présence d'un écran, ne modifie pas la répartition des contraintes dans le massif. La solution de Rankine pour un massif de sol à surface libre horizontale peut être représentée comme suit :

En considérant un massif de sol sec, à surface libre horizontale, avec un poids volumique γ , l'état des contraintes en un point M situé à une profondeur z est caractérisé par deux contraintes principales verticale et horizontale :

$$\sigma_v = \gamma z \quad (1-12)$$

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v \quad (1-13)$$

Dans le diagramme de Mohr, cet état de contrainte est représenté par un cercle de diamètre $\sigma_v - \sigma_h$, (Figure 1-8)

Supposant maintenant que l'on déplace l'écran vers le sol, du côté où l'on observe les contraintes : la contrainte verticale reste, par hypothèse, constante et la contrainte horizontale augmente. Elle augmente jusqu'à ce que le cercle de Mohr correspondant touche la courbe intrinsèque (Figure 1-8)

Si, au contraire, on déplace l'écran du côté opposé au point où l'on observe les contraintes, la contrainte verticale reste encore constante mais la contrainte horizontale diminue. Elle

$$\sin \varphi = \frac{NQ}{DQ} = \frac{(\sigma_{hmax} - \sigma_v)/2}{c \cot \varphi + (\sigma_v + \sigma_{hmax})/2} \quad (1-19)$$

puis

$$2c \cos \varphi + \sigma_v(\sin \varphi + 1) + \sigma_{hmax}(\sin \varphi - 1) = 0 \quad (1-20)$$

$$\sigma_{hmax}(1 - \sin \varphi) = \sigma_v(1 + \sin \varphi) + 2c \cos \varphi \quad (1-21)$$

$$\sigma_{hmax} = \sigma_v \frac{(1 + \sin \varphi)}{(1 - \sin \varphi)} + 2c \frac{\cos \varphi}{(1 - \sin \varphi)} \quad (1-22)$$

et, finalement :

$$\sigma_{hmax} = \sigma_v \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1-23)$$

Ainsi, les deux contraintes horizontales, minimale (de poussée) et maximale (de butée), sont liées à la contrainte verticale par une relation où interviennent la cohésion c et deux fonctions de l'angle de frottement interne appelées respectivement :

- Coefficient de poussée

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1-24)$$

- Coefficient de butée

$$K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1-25)$$

Ces deux coefficients sont inverses l'un de l'autre :

$$K_a K_p = 1 \quad (1-26)$$

1.5.2.3 Théorie de Boussinesq (1882)

L'interaction réelle entre le sol et l'écran a été prise en considération pour la première fois par Boussinesq (1882) en donnant une valeur à l'angle de frottement δ sol-écran. Cette théorie vient d'améliorer la théorie de Rankine basée sur l'hypothèse simplificatrice de l'écran lisse ($\delta = 0$). Dans cette théorie, Boussinesq considère une première zone à une certaine distance du mur où on est dans un état d'équilibre limite de Rankine, se raccordant à une seconde zone directement derrière le mur où il tient compte des conditions aux limites sur l'écran, cette zone en état d'équilibre limite de Boussinesq est commandée par l'écran.

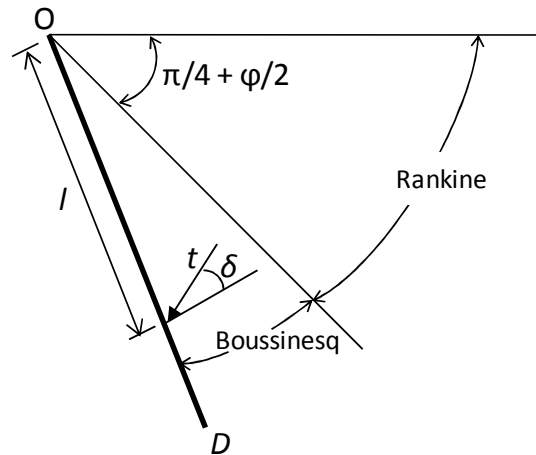


Figure 1-9 Equilibre de Boussinesq et de Rankine

La répartition des contraintes sur l'écran est la même trouvée par Rankine :

- L'obliquité des contraintes est constante le long de l'écran OD, elle est choisie et fixée à δ ;
- La répartition des contraintes sur l'écran est triangulaire :

$$t_a = K_a \times \gamma \times l \quad (1-27)$$

La résolution du problème faite par Boussinesq conduit à un système d'équations différentielles non intégrables explicitement, qui n'a été résolu qu'en 1948 par Caquot et Kérisel qui en ont donné la démonstration suivante :

En exprimant les équations d'équilibre $\text{div } t + F = 0$ en coordonnées polaires :

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau}{r \partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = \gamma \cos \theta \quad (1-28)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_\theta}{r \partial \theta} + 2 \frac{\tau}{r} = -\gamma \sin \theta \quad (1-29)$$

avec :

σ_r contrainte normale radiale

σ_θ contrainte normale orthoradiale

τ contrainte de cisaillement

En combinant les équations d'équilibre précédentes et les relations données par le cercle de Mohr des contraintes tangentes aux droites de Coulomb, on établit le système des deux équations différentielles suivantes :

$$\frac{\partial \sigma_{\theta}}{\partial \theta} + 3\tau = -\gamma r \sin \theta \quad (1-30)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial \theta} + 2(\sigma_r - \sigma_{\theta}) = -\gamma r \cos \theta \quad (1-31)$$

avec $\sigma_{\theta} = k\sigma_r$

Le système des deux équations différentielles a été intégré par Caquot et Kérisel (1948), les calculs étant améliorés par Absi (1990) pour donner des tables complètes de poussée et de butée fournissant les coefficients K_a et K_p .

Le problème est déterminé par les conditions aux frontières :

- surface libre : contraintes nulles ;
- sur l'écran : obliquité imposée de la contrainte.

La zone entre la surface libre et le plan de glissement passant par O, présente un équilibre de Rankine ; la zone entre l'écran et le plan de glissement passant par O, présente un équilibre de Boussinesq.

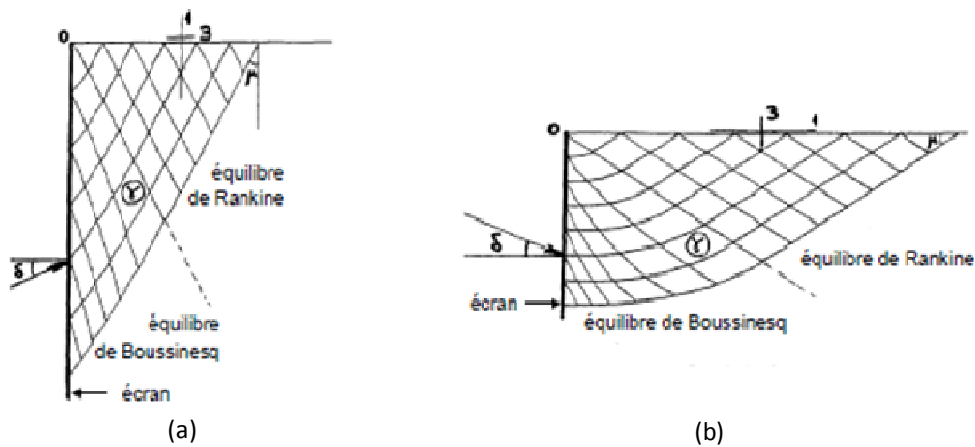


Figure 1-10 Lignes de glissement, (a) Etat de poussée, (b) Etat de butée

1.5.3 Méthode de l'analyse limite

Depuis le travail de Coulomb (1776) et Rankine (1857), il existe une longue histoire de l'application de la théorie de la plasticité dans la géomécanique. Une approche plus rigoureuse a été développée, elle consiste à considérer la relation contrainte-déformation d'un sol d'une manière idéalisée. Cette approche est appelée l'analyse limite qui est basée sur les concepts de travaux virtuels et équilibre statique (Lagrange, 1788), et le principe du travail plastique local maximal (Kazinczy, 1914 ; Kist, 1917 ; Gvozdev, 1938, 1948 ; Markov, 1947 ; Hill, 1948,

1950 ; Drucker, 1951, 1962 ; Drucker et Prager, 1952). La grande différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture. L'analyse des déformations permet d'une part de raisonner en termes de travail des forces internes et externes, et plus seulement en termes d'équilibres de forces, et d'autre part de tenir compte directement des conditions aux limites sur les déplacements. L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes, ce qui est aussi la base du calcul à la rupture (Salençon, 1996).

Les théorèmes limites de plasticité peuvent être simplement employés pour obtenir les valeurs supérieures et inférieures de la charge ultime de rupture pour les problèmes de stabilité dans la mécanique des sols.

Théorème 1 (borne inférieure) : Si on trouve une distribution de contrainte vérifiant les équations d'équilibre, les conditions aux limites, et ne violant en aucun cas le critère de rupture qui comprend la cohésion c et l'angle de frottement interne φ , le massif de sol ne se rompre pas ou il sera juste au moment de la rupture.

Théorème 2 (borne supérieure): La rupture du massif de sol se produira s'il existe un mode de déformation plastique compatible pour lequel le taux du travail des forces externes excède la partie dissipée dans le système. Cette approche, dite cinématique, consiste donc à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol.

Par un choix approprié des champs de contraintes et de vitesse, les deux théorèmes ci-dessus permettent ainsi que la charge de rupture nécessaire soit cernée aussi étroitement que semble nécessaire pour le problème étudié. Si les limites supérieures et inférieures fournies par le champ de vitesses et le champ de contraintes coïncident, la valeur exacte de la charge limite de rupture est alors déterminée.

La vraie difficulté de la méthode d'analyse limite se trouve dans la définition du mécanisme de rupture puis la détermination de la charge limite de rupture qui le provoque. Cela peut être efficace pour les problèmes géotechniques simples (par exemple, une fondation superficielle sous une charge centrée, posée sur un sol à surface horizontal). Or, pour les

ouvrages géotechniques plus complexes (comportement tridimensionnel, présence de différentes couches de sol, chargement incliné par exemple), il est très difficile pour l'ingénieur géotechnicien d'imposer un mécanisme de rupture réaliste qui présente fidèlement le comportement de l'ouvrage à la rupture. Cependant, plusieurs travaux de recherches ont été menés par différents chercheurs pour améliorer la méthode de résolution du problème, citant en l'occurrence la méthode cinématique régularisée, développée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, 2005), qui peut résoudre le problème du mécanisme de rupture initialement imposé grâce à une technique dite de « régularisation » sur le champ des vitesses cinématiquement admissibles, alors il n'est plus nécessaire d'imposer des mécanismes de rupture, la recherche est faite de manière automatique.

1.5.4 Limitation des méthodes de calcul aux états limites

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement par les méthodes de calcul aux états limites est basé sur l'évaluation des forces de poussée et de butée obtenues en fonction des caractéristiques géométriques de l'ouvrage et du massif de sol retenu. Malgré l'efficacité pratique de ces méthodes, elles présentent un inconvénient majeur dans le cas des ouvrages complexes. Ces méthodes ne fournissent aucun renseignement sur les déplacements au voisinage de l'ouvrage, ni au sein du massif de sol lui-même ; alors que cela est indispensable notamment pour les projets d'excavation en zone urbaine.

Le recours donc à une méthode de calcul, qui permet l'évaluation des déformations dans le sol, est important pour l'analyse du comportement et de l'environnement de l'ouvrage pendant et après sa construction. Les méthodes numériques comme la méthode des éléments finis ou la méthode de différences finies, peuvent apporter des réponses globalement plus réalistes sur le comportement du soutènement et du massif de sol.

1.5.5 Méthodes numériques

Les méthodes numériques permettent de résoudre les problèmes les plus complexes en géotechnique. Elles fournissent des informations sur les déformations et les déplacements au cours de la construction et même après l'achèvement de l'ouvrage. Ces méthodes consistent à résoudre des équations aux dérivées partielles, il existe plusieurs techniques comme les méthodes des différences finies, des volumes finis, des méthodes spectrales et la méthode des éléments finis. Cette dernière est la plus largement répandue en géomécanique, elle est très générale et possède une base mathématique rigoureuse qui permet de prévoir jusqu'à un

certain point la précision de notre approximation et même d'améliorer cette précision, via les méthodes adaptatives.

Pour les ouvrages de soutènement, Potts et Fourie (1986) ont utilisé la méthode des éléments finis pour examiner l'effet des modes de mouvement du mur sur la génération de la pression des terres. L'influence de l'état de surface du mur, de la dilatance du sol, la contrainte horizontale initiale et la rigidité du sol en profondeur ont été également examinées. Ils ont conclu que la distribution des pressions des terres est fortement liée au mode de mouvement assumé par le mur ; la résultante des pressions est aussi légèrement influencée. Day et Potts (1998) ont examiné également les effets des propriétés d'interface sur le comportement du sol soutenu par un mur vertical soumis à une translation uniforme. Fenton et al. (2005) ont combiné une analyse en éléments finis non linéaire avec une simulation aléatoire des champs, pour examiner les propriétés du sol échantillonné et leur capacité de refléter les propriétés efficaces de la masse entière de sol soutenue, et l'effet de variabilité spatiale de propriétés de sol sur la pression active des terres. En outre, Shiau et Smith (2006) ont traité l'effet de la règle d'écoulement (associée ou non associée) ainsi que la rugosité du mur sur les pressions passives des terres appliquée sur un mur-poids, en employant la méthode des différences finis explicite de FLAC.

Benmeddour et al (2012), ont utilisé également la méthode des différences finies explicite de FLAC 2D pour évaluer les coefficients passifs et actifs des terres pour le cas d'un écran vertical retenant un massif de sol constitué de sable dense. Ils ont étudié l'influence de plusieurs paramètres géométriques et géotechniques sur les pressions passives et actives des terres, comme l'inclinaison de surface du sol, l'interface entre le mur et le sol et la proximité d'une pente a été également étudiée. Ils ont conclu que la proximité d'une pente au mur influe sur la forme de la surface de rupture, et que la règle d'écoulement non associée sous-estime les pressions passives des terres et sur-estime les pressions actives des terres.

Wörden et Achmus (2013), ont réalisé une investigation tridimensionnelle en éléments finis pour évaluer les forces des pressions actives des terres appliquées sur un mur rigide dans le sable. Ils ont étudié l'influence de plusieurs paramètres, en particulier, le mode de déformation du mur sur le comportement charge-déplacement et sur les résultats 3D des forces des pressions actives des terres. Ils ont conclu que le mode de déformation en rotation du mur est le plus défavorable, qui donne les valeurs les plus grandes des forces.

1.6 Conclusions

Dans ce chapitre consacré à la recherche bibliographique sur les ouvrages de soutènement et les méthodes de calcul des pressions passives et actives des terres, on peut conclure ce qui suit :

- Trois grandes catégories d'ouvrages de soutènement ont été déterminées par plusieurs auteurs : les murs de soutènement, les écrans de soutènement et les systèmes de soutènement composites.

- Plusieurs modes de rupture peuvent être envisagés pour les ouvrages de soutènement, et qui sont variables selon le type de l'ouvrage. D'une manière générale on peut distinguer la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures), et la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement).

- Les méthodes de calcul des pressions des terres peuvent être divisées en deux grandes catégories :

- Les méthodes de calcul aux états limites, (équilibre limite ou analyse limite), ces méthodes sont indépendantes des déformations dans le sol, qui fournissent directement les caractéristiques géométriques et mécaniques de l'ouvrage.

- Les méthodes numériques, (éléments finis, différences finies...etc.), qui dépendent des déformations dans le sol, où les écrans en béton ou en palplanches sont souvent calculés en tenant compte d'une modélisation des déformations du massif de sol.

Chapitre 2

Méthodes de calcul de la capacité ultime d'arrachement des plaques d'ancrage

2.1 Introduction

Le présent chapitre concerne la recherche bibliographique sur les méthodes de calcul de la capacité ultime d'arrachement des plaques d'ancrage, en passant par la représentation des différents types des plaques d'ancrage et leurs utilisations en pratique.

2.2 Les ancrages de sol

Les ancrages sont principalement conçus et construits pour résister à des forces extérieures imposées sur la base d'une structure. Ces forces extérieures sont transmises au sol à une plus grande profondeur par l'installation des ancrages.

Les ancrages enterrés ont été utilisés pendant des milliers d'années pour stabiliser les structures. Les tentes sont les structures les plus anciennes qui ont été stabilisées en utilisant des ancrages ou des piquets. Jusqu'au milieu du XIXe siècle, les ancrages ont été principalement utilisés pour la stabilisation de structures assez légères. Avec la conception et la construction de grands ponts suspendus, des charges très importantes ont été transmises à la fondation du pont. Afin de soutenir ces charges, les systèmes d'ancrage permanents en milieu rocheux ont été progressivement développés et construits. Avec le développement et la

construction de structures légères spéciales tels que les pylônes de transmission du réseau électrique et des pylônes de radar, la conception des systèmes d'ancrage spéciales pour les fondations est devenu nécessaire, principalement parce que la charge de vent a créé des forces plus grandes que le poids propre des structures.

Les ancrages de sol de différents types sont maintenant utilisés pour la résistance au soulèvement des pylônes de transmission, les poteaux électriques, les porte avions marines, les pipelines immergés, et les tunnels. Les ancrages sont également utilisés pour renforcer les écrans de soutènement, les quais de ports, les pipelines sous pression, et quand il est nécessaire de contrôler les contraintes thermiques.

2.3 Les différents types d'ancrage

D'après Das (1990), les ancrages de sol peuvent être divisés en cinq catégories de base : les plaques d'ancrage, les ancrages directs, les ancrages hélicoïdaux, les ancrages injectés (tirants d'ancrage) et les pieux d'ancrage.

2.3.1 Plaques d'ancrages

Les plaques d'ancrages sont des éléments structuraux légers utilisées dans la construction des fondations qui subissent des forces d'arrachement, tels que les pipelines submergés, les constructions offshore, les ouvrages de soutènement ou encore les pylônes de transmission.

Les plaques d'ancrage peuvent être fabriquées de plaques d'acier, des dalles en béton préfabriqué, dalles en béton armé coulis sur place, ou des plaques de bois. Elles peuvent être horizontales pour résister à des forces d'arrachement verticales, inclinées pour résister des forces d'arrachement axiales, ou verticales pour résister à des forces d'arrachement horizontales, comme le montre la Figure 2-1. Ces plaques peuvent être installées en creusant le sol à la profondeur requise, puis le remblayage et le compactage avec un sol sélectionné (Figure 2-2).

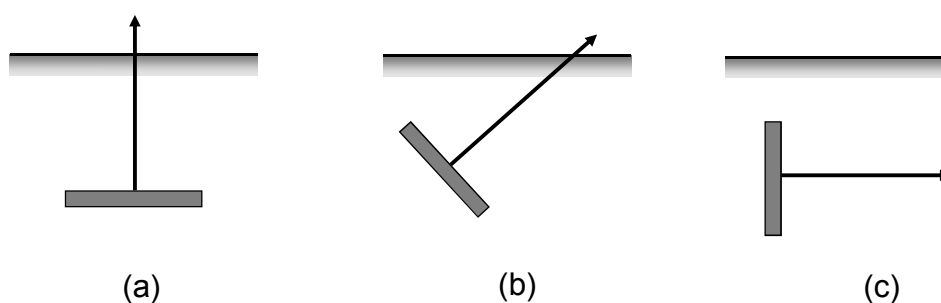


Figure 2-1 Plaques d'ancrage : (a) Plaque horizontale, (b) Plaque inclinée, (c) Plaque verticale

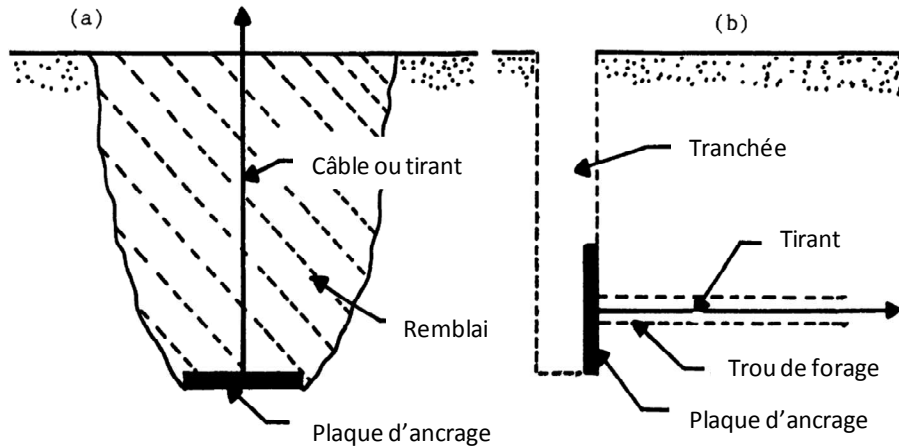


Figure 2-2 Installation de plaque d'ancrage, Das (1990)

2.3.2 Ancrages directs

Les ancrages directs sont de nature similaire aux plaques d'ancrage, ils peuvent être triangulaires ou de prendre toute autre forme de pénétration. Ils sont installés verticalement à l'aide d'un mouton jusqu'à une profondeur désirée. Une fois la profondeur désirée est atteinte, le mouton est retiré et le câble est mis sous tension pour faire pivoter l'élément d'ancrage d'un angle de 90° dans sa position finale comme il est montré sur la Figure 2-3.

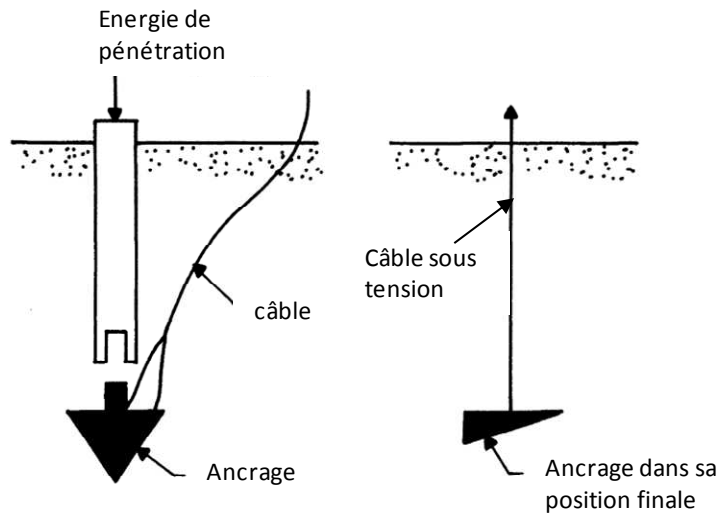


Figure 2-3 Ancrages directs, Das (1990)

2.3.3 Ancrages hélicoïdaux

Les ancrages hélicoïdaux sont constitués de plaques d'acier hélicoïdales régulièrement espacées, soudées sur une tige en acier. Le nombre et le diamètre des hélices sont déterminés en fonction des caractéristiques du sol pour obtenir la capacité ultime d'arrachement requise. Ces ancrages sont enfoncés dans le sol d'une manière rotative à l'aide d'équipement spécifique.

Une charge axiale est appliquée à la tige pendant la rotation pour faire avancer l'ancrage dans le sol. Bien que l'installation de ces ancrages dans les sols graveleux et rocheux, des précautions doivent être prises pour éviter l'endommagement des hélices.

Il existe deux types d'ancrage hélicoïdaux, les ancrages à une seule hélice et les ancrages multi hélices (Figure 2-4, Figure 2-5). Généralement la capacité ultime d'arrachement des ancrages hélicoïdaux augmente avec l'augmentation du nombre des plaques hélicoïdales. Néanmoins, l'installation des ancrages à multi hélice peut perturber le sol au voisinage des hélices et réduire les caractéristiques du sol. Ces effets ont été observés dans les études de Clemence et al. (1994), Sakr (2009), et Lutenneger (2011).

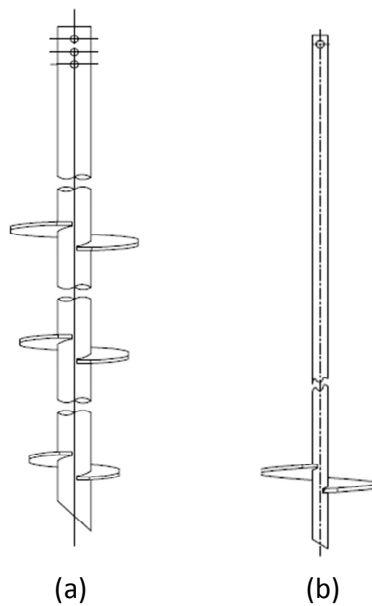


Figure 2-4 Ancrage hélicoïdal, (a) multi hélices, (b) une seule hélice



Figure 2-5 Ancrages à multi-hélices

2.3.4 Tirants d'ancrage

Les tirants d'ancrage sont des éléments de traction, généralement mis en précontrainte, introduits dans un trou de forage de diamètre limité et enrobés d'un coulis de scellement. Ils sont utilisés pour assurer la stabilité des parois de soutènement, ils peuvent être provisoires ou définitifs.

La Figure 2-6 montre le phasage de mise en place d'un tirant d'ancrage. Un forage généralement de petit diamètre est réalisé, puis une barre en acier filetée ou un câble à plusieurs torons est mis en place dans ce forage. L'injection est faite sur une certaine longueur à l'extrémité du tirant afin de réaliser son ancrage. Après la prise du coulis, les tirants peuvent être mis en tension par l'intermédiaire d'une clef dynamométrique ou d'un vérin hydraulique, de façon à créer une contrainte dans l'ouvrage à stabiliser. Cette mise en tension permet de limiter les déplacements de la paroi.

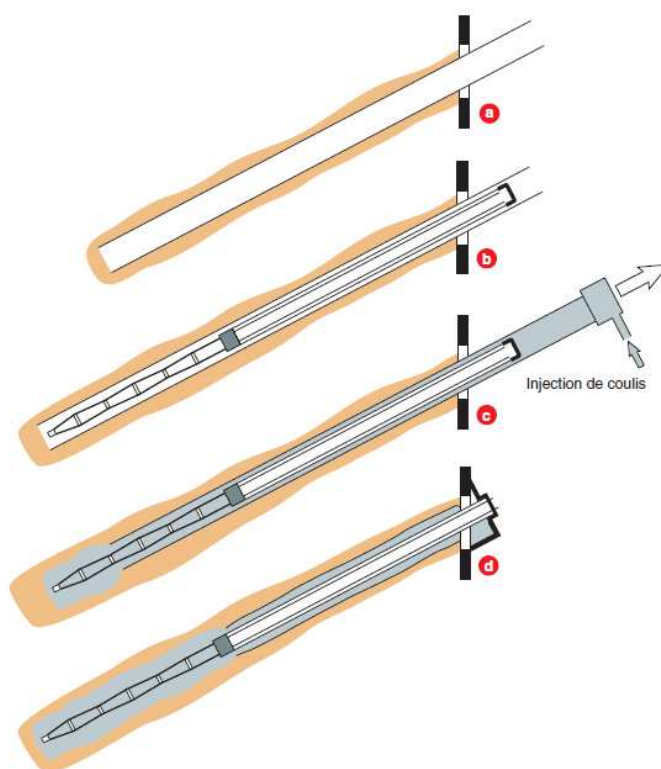


Figure 2-6 Phasage de réalisation d'un tirant à armature scellée dans le sol
(Guide technique LCPC 2003).

- a. Forage à l'abri d'un tube provisoire.
- b. Insertion du tirant dans le tubage.
- c. Remontée du tubage et injection simultanée du coulis de scellement du tirant.
- d. Mise en tension et blocage de l'armature.

2.3.5 Ancrage pieux et piles

Les pieux et les piles peuvent être utilisés dans la construction des fondations soumises au mouvement de soulèvement où les conditions de sol sont médiocres, ou pour les fondations excessivement chargés. Ils ont pour double objectif, la transmission des charges de la structure au sol de fondation, et la résistance au soulèvement de la structure (Figure 2-7).

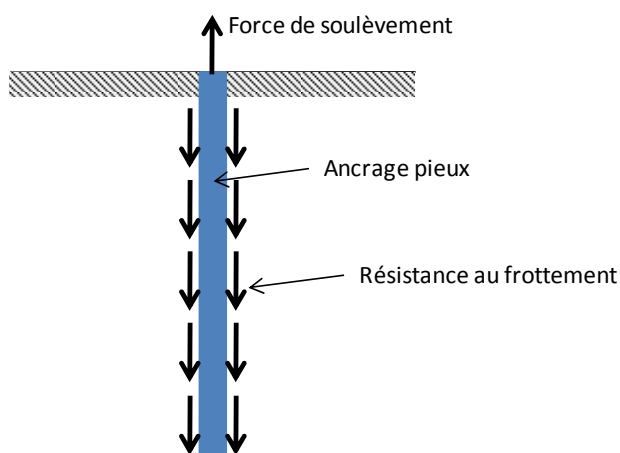


Figure 2-7 Ancrage pieu soumis à une force de soulèvement, Das (1990)

2.4 Plaques d'ancrage horizontales

Les plaques d'ancrages horizontales sont utilisées dans la construction des fondations qui subissent des forces d'arrachement verticales, tels que les pipelines submergés, les constructions offshores ou encore les pylônes de transmission. Dans la littérature, il existe différents travaux théoriques, numériques et expérimentaux pour calculer la résistance ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage isolée. De nombreux auteurs ont développé différentes méthodes pour calculer la résistance ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage. On trouve le calcul à la rupture, la méthode de la ligne de glissement, la méthode d'analyse limite et les méthodes numériques basées en général sur la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies.

La Figure 2-8 schématise le problème d'une plaque d'ancrage filante ancrée dans un sol frottant. La capacité ultime d'arrachement pour ce cas est généralement estimée par l'équation (2-1).

$$q_u = \gamma H N_\gamma \quad (2-1)$$

Avec γ est le poids volumique du sol, H est la profondeur d'ancrage et N_γ est le facteur d'arrachement.

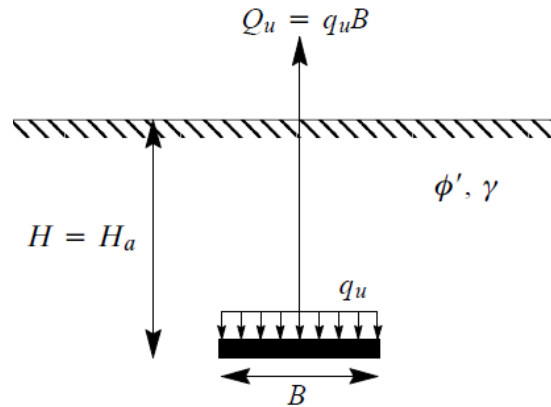


Figure 2-8 Présentation du problème de plaque d'ancrage dans un sol frottant.

2.4.1 Méthodes de calcul de la capacité ultime d'arrachement

2.4.1.1 Théorie de Mors (1959)

Pour calculer la capacité ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage circulaire enterrée à faible profondeur, Mors (1959) a supposé que le mécanisme de rupture dans le sol peut avoir une forme de cône tronqué ayant un angle au sommet de $\alpha = 90^\circ + \phi/2$ comme il est montré sur la Figure 2-9.

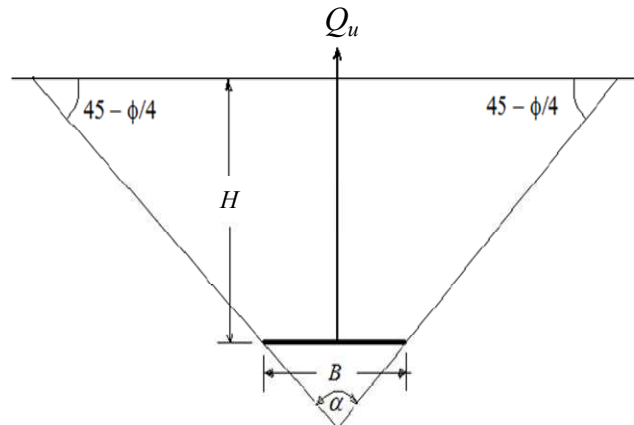


Figure 2-9 Mécanisme de rupture proposé par Mors (1959)

La force ultime d'arrachement est alors égale au poids du sol situé à l'intérieur de la surface de rupture.

$$Q_u = \gamma V \quad (2-2)$$

Avec V est le volume du sol situé à l'intérieur du mécanisme de rupture, et γ le poids volumique du sol.

Cependant :

$$V = \frac{\pi H}{3} \left[3H^2 + 4H^2 \cot^2 \left(45 - \frac{\phi}{4} \right) + 6HB \cot \left(45 - \frac{\phi}{4} \right) \right] \quad (2-3)$$

Downs et Chieurzzi (1966) ont proposé une théorie similaire à celle de Mors (1959), en précisant que le mécanisme de rupture forme un angle $\alpha = 60^\circ$ au sommet. Dans ce cas, la force ultime d'arrachement devient :

$$Q_u = \frac{\pi\gamma H^3}{3} [3H^2 + 1,333H^2 + 3,464H] \quad (2-4)$$

2.4.1.2 Théorie de Meyerhof et Adams (1968)

Meyerhof et Adams (1968) ont développé une théorie générale approximative basée sur des observations et des résultats expérimentaux pour estimer la capacité ultime d'arrachement de plaques d'ancrage horizontales de forme filantes, circulaires et rectangulaires. La capacité ultime d'arrachement est obtenue par l'étude de l'équilibre du bloc de sol situé directement au-dessus de la plaque (limité par des plans verticaux étendus des bords de la plaque jusqu'à la surface du sol) en prenant en considération la force cohésive et la force de frottement le long des plans verticaux, ainsi que la résultante des pressions passives des terres.

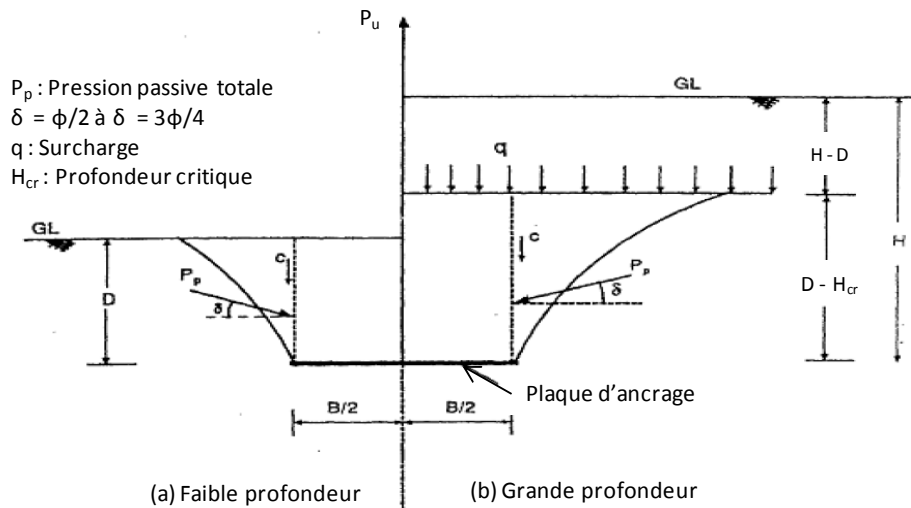


Figure 2-10 Théorie de Meyerhof et Adams (1968)

L'angle que fait la résultante des pressions passives des terres avec les plans verticaux est déterminé à partir des essais au laboratoire, et les pressions passives sont évaluées à partir des tables de Caquot et Kerisel (1949). Meyerhof et Adams (1968) ont, ensuite, généralisé cette analyse pour des plaques d'ancrage circulaires et rectangulaires en introduisant un facteur de forme semi-empirique.

La force ultime d'arrachement développée par Meyerhof et Adams (1968) pour des plaques filantes est donnée par l'expression suivante :

$$Q_u = 2cD + \gamma D^2 K_u \tan \phi + W \quad (2-5)$$

Avec :

W est le poids du sol au dessus de la plaque ; c , la cohésion du sol ; D , la profondeur d'ancrage ; γ , le poids volumique du sol ; ϕ , l'angle de frottement interne du sol et K_u , le coefficient nominal d'arrachement des pressions des terres sur le plan vertical étendu du bord de la plaque.

Les valeurs théoriques de K_u sont présentés sur la Figure 2-11 ; Pour les sols granuleux, K_u est relativement constant et peut être pris égale à 0,95 pour les plaques filantes.

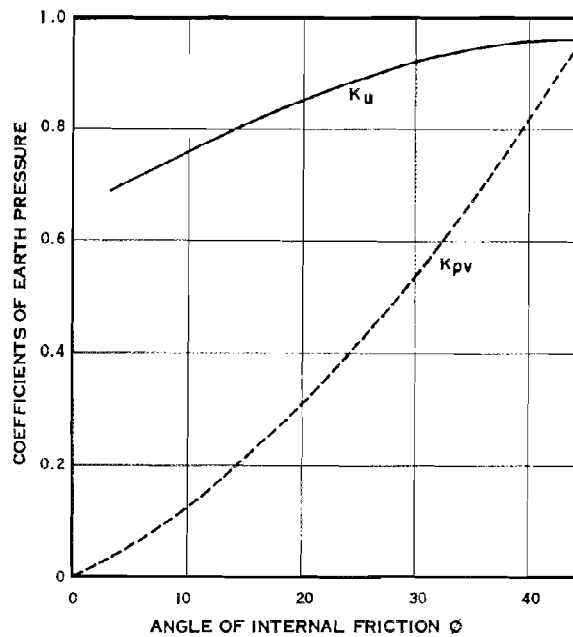


Figure 2-11 Le coefficient théorique d'arrachement des pressions des terres pour fondation filante, Meyerhof et Adams (1968)

K_u peut être également exprimé par la relation suivante :

$$K_u = K_{pv} / \tan \phi \quad (2-6)$$

Avec :

$$K_{pv} = K_p \tan \delta \quad (2-7)$$

où K_p est le coefficient des pressions passives des terres.

Pour les grandes profondeurs, Meyerhof et Adams (1968) ont rapporté que la compressibilité et la déformation du sol au dessus de la fondation (ou la plaque) empêchent la surface de rupture d'atteindre la surface du sol. L'extension de la surface de rupture est alors limité verticalement à une distance H (Figure 2-11), en prenant en considération la surcharge du sol au-dessus de la limite de la surface de rupture, $P_0 = \gamma (D - H)$.

L'équation (2-5) peut être modifiée pour les plaques profondes comme suit :

$$Q_u = 2cH + \gamma(2D - H)HK_u \tan \phi + W \quad (2-8)$$

L'amplitude de H observée par Meyerhof et Adams (1968) à partir des résultats des essais au laboratoire est montrée sur le Tableau 2-1.

Tableau 2-1 Distance de l'extension de la surface de rupture, Meyerhof et Adams (1968)

Angle de frottement interne ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
Profondeur H/B	2,5	3	4	5	7	9	11

- Pour une plaque d'ancrage circulaire, la force ultime d'arrachement est donnée par les équations (2-9) et (2-10) pour les petites et les grandes profondeurs respectivement.

$$Q_u = \pi cBD + s(\pi/2)\gamma BD^2 K_u \tan \phi + W \quad (2-9)$$

$$Q_u = \pi cBH + s(\pi/2)\gamma B(2D - H)HK_u \tan \phi + W \quad (2-10)$$

avec s est le facteur de forme qui dirige les pressions passives des terres sur la paroi d'un cylindre (au-dessus de plaque), donné par :

$$s = 1 + mD/B$$

avec un maximum de $s = 1 + mH/B$

Les coefficients de formes m et s sont donnés dans le Tableau 2-2.

Tableau 2-2 Valeurs des coefficients m et s , Meyerhof et Adams (1968)

Angle de frottement interne ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
Coefficient m	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
Coefficient s	1,12	1,30	1,60	2,25	3,45	5,50	7,60

- Pour une plaque d'ancrage rectangulaire de longueur L et largeur B , La force ultime d'arrachement est donnée par les équations (2-11) et (2-12) pour les petites et grandes profondeurs respectivement.

$$Q_u = 2cD(B + L) + \gamma D^2(2sB + L - B)K_u \tan \phi + W \quad (2-11)$$

$$Q_u = 2cH(B + L) + \gamma(2D - H)H(2sB + L - B)K_u \tan \phi + W \quad (2-12)$$

Meyerhof et Adams (1968) ont également proposé une relation pour l'évaluation de la capacité ultime d'arrachement d'un groupe de plaques d'ancrage. Pour un groupe de plaques rectangulaires par exemple, Q_u est donnée par la relation suivante :

$$Q_u = 2cD[a + b + (\pi/2)B] + \gamma D^2[a + b + s(\pi/2)B]K_u \tan \phi + W_g \quad (2-13)$$

avec un maximum de :

$$Q_u = n[\pi cBD + b + s(\pi/2)\gamma BD^2 K_u \tan \phi + W] \quad (2-14)$$

où : a et b sont les distances entre les plaques selon la longueur et la largeur respectivement ; n , le nombre des plaques du groupe ; W le poids des plaques et le sol situé au dessus du groupe.

2.4.1.3 Théorie de Veesaert et Clemence (1977)

Veesaert et Clemence (1977) ont réalisé une investigation expérimentale pour étudier le comportement d'une plaque d'ancrage circulaire peu profonde enterrée dans le sable. Par l'application d'une charge d'arrachement dynamique, et à l'aide de caméra à haute précision, ils ont étudié la forme du mécanisme de rupture engendré. Veesaert et Clemence (1977) ont rapporté que la surface de rupture peut être considérée linéaire faisant un angle $\beta = \varphi/2$ par rapport à la verticale, comme illustré sur la figure 2.

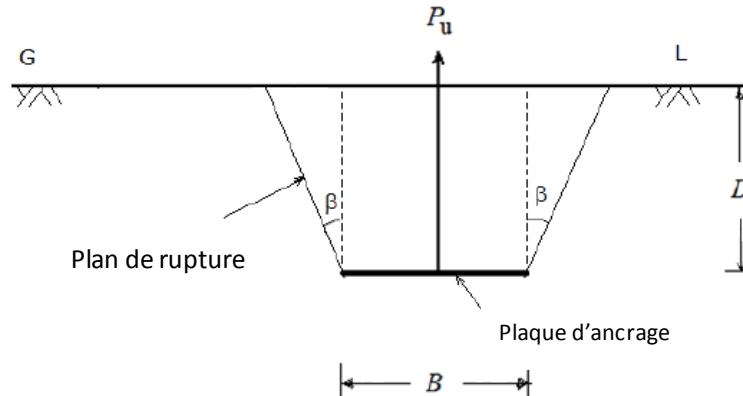


Figure 2-12 Mécanisme de rupture proposé par Veesaert et Clemence (1977)

La contribution de la résistance au cisaillement le long du plan de rupture a été approximativement prise en considération par la sélection d'une valeur appropriée du coefficient des pressions des terres à partir d'un modèle au laboratoire. La force ultime d'arrachement est donnée par :

$$P_u = \gamma V + \pi \gamma K_0 \tan \phi \cos^2 \left(\frac{\varphi}{2} \right) \left(\frac{BD^2}{2} + \frac{D^3 \tan \frac{\varphi}{2}}{3} \right) \quad (2-15)$$

avec V est le volume du cône tronqué au dessus de la plaque d'ancrage ; et K_0 , le coefficient des pressions latérales du sol qui varie de 0,6 à 1,5 avec une valeur moyenne de 1.

Le facteur d'arrachement N_y est donnée par la relation suivante :

$$N_y = 4K_0(\tan \varphi) \left(\cos^2 \frac{\varphi}{2} \right) \left(\frac{H}{B} \right)^2 \left[\frac{0,5}{\frac{H}{B}} + \frac{\tan \frac{\varphi}{2}}{3} \right] + \left[4 + 8 \frac{H}{B} \tan \frac{\varphi}{2} + 5,333 \left(\frac{H}{B} \right)^2 \tan^2 \frac{\varphi}{2} \right] \quad (2-16)$$

2.4.1.4 Études récentes

Les investigations expérimentales antérieures ont été réalisées généralement sur des modèles réduits dans des chambres d'étalonnage ou en centrifugeuse. Elles ont permis de développer des relations semi-empiriques pour calculer la capacité ultime d'arrachement des plaques d'ancrage dans des sols frottant (Mors, 1959; Griffels et al, 1960; Balla, 1961; Turner, 1962; Hanna et al, 1971; Das et Seeley, 1975; Rowe, 1978; Murray et Geddes, 1987; Sakai et Tanaka, 1998; Ilamparuthi et al, 2002).

La méthode des éléments finis a été utilisée par plusieurs auteurs pour calculer la capacité ultime d'arrachement des plaques d'ancrages horizontales enterrées dans un sol frottant. On peut citer Sakai et Tanaka (1998), Koutsabelouis et Griffith (1989), Tagaya et al (1983, 1988) et Vermer et Sutjiadi (1985). Les résultats numériques de Koutsabelouis et Griffith (1989) ont montré que la règle d'écoulement associée a une petite influence sur la charge ultime d'arrachement des plaques d'ancrage filantes par rapport aux plaques d'ancrage circulaires dont la règle d'écoulement a une influence significative.

Des calculs élasto-plastiques aux éléments finis ont été également effectués par Rowe et Davis (1982a, 1982b) pour évaluer la capacité ultime d'arrachement des plaques d'ancrage filantes dans un sol frottant et cohérent, en étudiant l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement des plaques d'ancrage.

Murray et Geddes (1987) ont développé des relations du facteur d'arrachement pour des plaques d'ancrage filantes, circulaires et rectangulaires, ancrées dans un sol frottant, en utilisant la méthode d'équilibre limite, et la méthode de la borne inférieure de l'analyse limite. Pour une plaque d'ancrage rectangulaire, ils ont trouvé la relation (2-14) du facteur d'arrachement. Cette solution donne des résultats satisfaisants par rapport à leurs résultats

expérimentaux pour un sable très dense, par contre elle surestime les résultats pour un sable moyennement dense.

$$N_{\gamma} = 1 + \frac{H}{B} \tan \varphi' \left(1 + \frac{B}{L} + \frac{\pi H}{3L} \tan \varphi' \right) \quad (2-17)$$

Merifield et al (2006) ont établi une étude numérique rigoureuse pour estimer la capacité ultime d'arrachement des plaques d'ancrages carrée et circulaire dans un sol frottant. L'effet de la règle d'écoulement et de la rugosité de la plaque a été aussi étudié. Le problème a été traité par deux méthodes numériques, une formulation tridimensionnelle en éléments finis de la borne inférieure de l'analyse limite ; et la méthode des éléments finis en conditions axisymétrique. Ils ont conclu que le facteur d'arrachement pour une plaque d'ancrage circulaire ou carrée, augmente linéairement avec l'augmentation du rapport profondeur/largeur(ou diamètre), et la capacité ultime d'arrachement pour ces deux types de plaque est largement supérieur à celle d'une plaque filante. Merifield et al (2006) ont également présenté une excellente synthèse des travaux expérimentaux et théoriques existants dans la littérature, sur l'étude de la résistance à l'arrachement des plaques d'ancrage horizontales. (Tableaux 2-3 et 2-4).

Tableau 2-3 Études expérimentales sur les ancrages horizontaux dans un sol frottant, Merifield et al. (2006)

Auteurs	Type de test	Forme de la plaque	Taille de la plaque (mm)	Angle de frottement	Rugosité	H/B ou H/D
Hanna et Carr (1971)	Chambre	circ.	38	37°	-	4 - 112
Hanna et al. (1971)	Chambre et terrain	circ.	38 et 150	37°	-	4 - 112
Das et Seeley (1975)	Chambre	Car. rect. L/B = 1-5	51	31°	-	1 - 5
Rowe (1978)	Chambre	Car. rect.	51	32°	16,7°	1 - 8
Andreadis et al. (1981)	Chambre	Cric.	50 - 150	37°, 42,5°	-	1 - 14
Ovesen (1981)	Centrifuge et terrain	Circ. rect.	20	29,5°-37,7°	-	1-3.39
Murray et Geddes (1987)	Chambre	Circ. rect. L/B = 1 - 10	50,8	44° dense 36° moyen	11° 42°	1 - 10
Saeedy (1987)	Chambre	Circ.	37,8-75,6	42°	-	5 - 10
Frydman et Shamam (1989)	Terrain, Chambre	Filante, rect.	19 200	30° lâche 45° dense	-	2,5 - 9,35
Dickin (1988)	Centrifuge, chambre	Car. rect. L/B = 1 - 8	25 50	38°-41° lâche 38°-51° dense	-	1 - 8
Tagaya et al. (1988)	Centrifuge,	Circ. rect.	15	42°	-	3 - 7,02
Murray et Geddes (1989)	Chambre	Rect. carr. L/B = 1 - 10	50,8	43,6° dense 36° moyen	10,6°	1 - 8
Sarac (1989)	-	Circ. rect.	-	37,5°, 48°	-	0,35 - 4
Bouazza et Finlay (1990)	Chambre	Circ.	37,5	33,8°, 39°, 43,7° stratifié	-	2 - 5
Sakai et Tanaka (1998)	Chambre	Cir.	30 - 200	-	-	1 - 3
Pearce (2000)	Chambre	Circ.	50 - 125	Lâche à très dense	-	2 - 15
Ilamparuthi et al. (2002)	Chambre	Circ.	100 - 400	Lâche à dense	-	0,85 - 11,97

Tableau 2-4 Études théoriques sur les ancrages horizontaux dans un sol frottant, Merifield et al. (2006)

Auteurs	Méthode	Forme de la plaque	Angle de frottement	Rugosité de la plaque	H/B ou H/D
Meyerhof et Adams (1968)	Équilibre limite : semi analytique	Filante, rect., carr.	-	-	-
Vesic (1971)	Cavité expansion	Filante, circ.	0 - 50°	-	0 - 5
Rowe et Davis (1982)	MEF élastoplastique	Filante	0 - 45°	Rugueuse	1 - 8
Vermeer et Sutjiadi (1985)	MEF élastoplastique/ borne supérieur	Filante	Tout	-	1 - 8
Tagaya et al. (1988)	MEF élastoplastique	Circ., rect.	31,6°, 35,1°	-	0 - 30
Tagaya et al. (1983)	MEF élastoplastique	L/B = 2	42°	-	
Saeedy (1987)	Équilibre limite	Circ.	20° - 45°	-	1 - 10
Murray et Geddes (1987)	Équilibre limite et analyse limite	Filante	Tout	-	Tout
Koutsabeloulis et Griffiths (1989)	MEF : méthode des contraintes	Filante, circ.	20°, 30°, 40°	-	1 - 8
Sarac (1989)	Equilibre limite	Circ., carr.	0 - 50°	-	1 - 4
Basudhar et Singh (1994)	Analyse limite : borne inférieur	Filante	32°	Rugueuse/lisse	1 - 8
Kanakapura et al. (1994)	Méthode des caractéristiques	Filante	5° - 50°	Rugueuse	2 - 10
Ghaly et Hanna (1994)	Équilibre limite	Circ.	30° - 46°	-	1 - 10
Smith (1998)	Analyse limite : borne supérieur	Filante	25° - 50°	Rugueuse	1 - 28
Sakai et Tanaka (1998)	MEF élastoplastique	Circ.	Dense	-	1 - 3

L'actualisation de la synthèse bibliographique, donnée par Merifield et al (2006), permet de la compléter par le Tableau 2-5 qui présente les études théoriques effectuées entre 2003 et 2015, sur des plaques d'ancrages horizontales enterrés dans un sol frottant. Il est à noter que peu d'études expérimentales ont été réalisées sur des plaques d'ancrage horizontales dans cette période, à l'exception de celle de Ghaly et Hanna (2003) relatives aux plaques d'ancrage hélicoïdales enterrées dans un sable, et celle de Wang et al (2013) sur les plaques d'ancrage hélicoïdales enterrées dans une argile.

Tableau 2-5 Études théoriques sur les plaques d'ancrages horizontales dans un sol frottant, 2003 - 2015

Auteurs	Méthode	Forme de la plaque	Angle de frottement	Rugosité de la plaque	H/B ou H/D
Meyerhof et Adams (1968)	Équilibre limite : semi-analytique	Filante, circ., rec.	-	-	-
Vesic (1971)	Expansion de cavité	Filante, circ.	0° - 50°	-	0 - 5
Rowe et Davis (1982)	Éléments finis élastoplastique	Filante	0° - 45°	Lisse	1 - 8
Vermeer et Sutjiadi (1985)	Éléments finis élastoplastique / Borne supérieure	Filante	Tout	-	1 - 8
Tagaya et al. (1988)	Éléments finis élastoplastique	Circ., rec.	31,6°; 35,1°; 42°	-	-
Tagaya et al. (1983)	Éléments finis élastoplastique	L/B = 2	42°	-	-
Saeedy (1987)	Équilibre limite	Circ.	20° - 45°	-	1 - 10
Murray et Geddes (1987)	Analyse limite et équilibre limite	Filante, circ., rec.	Tout	-	Tout
Koutsabeloulis et Griffiths (1989)	Éléments finis : méthode des contraintes initiales	Filante, circ.	20°, 30°, 40°	-	1 - 8
Sarac (1989)	Équilibre limite	Circ., rec.	0° - 50°	-	1 - 4
Basudhar et Singh (1994)	Analyse limite : borne inférieure	Filante	32°	Rugueuse/lisse	1 - 8
Kanakapura et al. (1994)	Méthode des caractéristiques	Filante	5° - 50°	Rugueuse	2 - 10
Ghaly et Hanna (1994)	Équilibre limite	Circ.	30° - 46°	-	1-10
Smith (1998)	Analyse limite borne inférieure	Filante	25° - 50°	Rugueuse	1 - 28
Sakai et Tanaka (1998)	Éléments finis élastoplastique	Circ.	Dense	-	1 - 3
Merifield et al (2006)	Borne supérieure tridimensionnelle	Circ., carrée	20° - 40°	Rugueux	1 - 10
Merifield et Sloan (2006)	Borne supérieure et inférieure / Éléments finis	Filante	20° - 40°	Lisse / Rugueuse	1 - 10
Hanna et al (2007)	Équilibre limite	Hélicoïdale, Circ.	30° - 40°	Rugueuse	1 - 8
Kumar et Kouzer (2008)	Borne supérieure - Éléments finis	Filante	20° - 40°	Rugueuse	1 - 7
Ghosh (2009)	Borne supérieure (pseudo-dynamique)	Filante	30° - 50°	Rugueuse	-
Ahmad izadeh et al (2011)	Borne supérieure	Filante	15° - 55°	Rugueuse	1 - 7
Khatri et Kumar (2011)	Borne inférieure - Éléments finis	Filante	25° - 40°	Rugueuse	1 - 7
Bhattacharya et Kumar (2014)	Borne inférieure - Éléments finis	Filante	30°	Rugueuse	3 ; 5 ; 7
Mabrouki et Mellas (2014)	Différences finies	Circ.	25° - 40°	Rugueuse	1 - 5
Ganesh et Sahoo (2015)	Éléments finis	Circ.	20° - 45°	Lisse	1 ; 3 ; 5

2.5 Conclusions

Dans ce chapitre, une recherche bibliographique a été menée sur les ancrages de sol et les méthodes de calcul de la capacité ultime d'arrachement des plaques d'ancrage horizontales. Les ancrages de sol peuvent être divisés en cinq catégories de base : les plaques d'ancrage, les ancrages directs, les ancrages hélicoïdaux, les tirants d'ancrage et les pieux d'ancrage.

Le comportement des plaques d'ancrages horizontales a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche. Les anciennes méthodes de calcul de la résistance à l'arrachement des plaques

d'ancrage sont généralement basées sur la méthode d'équilibre limite ou sur des observations faites à partir des modèles expérimentaux réalisés dans des chambres d'étalonnage ou en centrifugeuse. Des mécanismes de rupture ont été proposés par plusieurs auteurs pour concevoir le comportement des plaques d'ancrages. On cite par exemple, Mors (1959) qui a conclu que le mécanisme de rupture dans le sol pour une plaque circulaire peut avoir une forme de cône tronqué ayant un angle au sommet de $\alpha = 90^\circ + \varphi/2$. Meyerhof et Adams (1968) ont supposé que le mécanisme de rupture possède une surface de rupture courbée, et la capacité ultime d'arrachement est obtenue par l'étude de l'équilibre du bloc de sol situé directement au-dessus de la plaque. Veesaert et Clemence (1977) ont rapporté que la surface de rupture pour une plaque circulaire peut être considérée linéaire faisant un angle $\beta = \varphi/2$ par rapport à la verticale.

Les méthodes relativement récentes sont basées généralement sur la méthode des éléments finis ou en combinaison avec la méthode d'analyse limite. Le facteur d'arrachement des plaques d'ancrage a été estimé pour différentes valeurs de l'angle de frottement interne du sol, et du rapport profondeur/largeur(ou diamètre). Ces méthodes ont permis de mieux appréhender le comportement des plaques d'ancrage et de cerner les paramètres qui influent sur la valeur du facteur d'arrachement. Koutsabelouis et Griffith (1989) par exemple ont montré l'influence significative de la règle d'écoulement sur la charge ultime d'arrachement des plaques d'ancrage circulaires, contrairement aux plaques d'ancrage filantes dont la règle d'écoulement a une petite influence.

Chapitre 3

Calcul numérique des pressions passives et actives des terres pour un écran rigide vertical

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, une étude numérique de la poussée et de la butée des terres a été établie par la méthode des éléments finis, en utilisant le code de calcul Plaxis 2D (Brinkgreve R.B.J et Vermeer P.A 2002), pour un sol pulvérulent soutenu par un écran rigide vertical. Cette étude a pour but, de calculer les coefficients passifs et actifs des pressions des terres pour différentes configurations géo-mécaniques. L'influence des paramètres géotechniques (l'angle de frottement interne du sol et la règle d'écoulement) et des paramètres géométriques (l'inclinaison de la surface du sol et la distance entre l'écran et la crête de la pente du massif) sur les pressions passives et actives des terres a été étudiée.

Les résultats numériques de la présente étude seront comparés avec ceux disponibles dans la littérature.

3.2 Présentation du problème

Le problème étudié considère un écran rigide lisse et vertical, de hauteur $h = 1\text{m}$, qui permet de soutenir un massif de sol constitué de sable dense. Cet écran est soumis à un déplacement imposé horizontalement, soit vers le massif du sol pour provoquer le phénomène de la butée, soit dans le sens contraire pour procréer le phénomène de la poussée. Les dimensions du modèle dans les directions x et y sont pour valeur de huit et six fois la taille du mur respectivement, comme montré sur la Figure 3-1, ce qui permet d'éliminer l'effet des frontières du modèle sur les résultats de calcul. Les analyses numériques présentées dans ce chapitre comprennent deux cas pour évaluer les coefficients passifs et actifs des pressions des terres. Dans le premier cas, la surface supérieure du terrain est supposée inclinée avec un angle β , qui a les valeurs suivantes : $0, \pm\varphi'/3, \pm\varphi'/2, \pm2\varphi'/3$, où le positif de β est pour la poussée des terres et le négatif de β est pour la butée des terres, suivant les indications de la Figure 3-1 (a). Le deuxième cas traite le même problème, avec un décalage de la crête du massif de sol, situé à une distance s , comme illustré dans la Figure 3-1 (b).

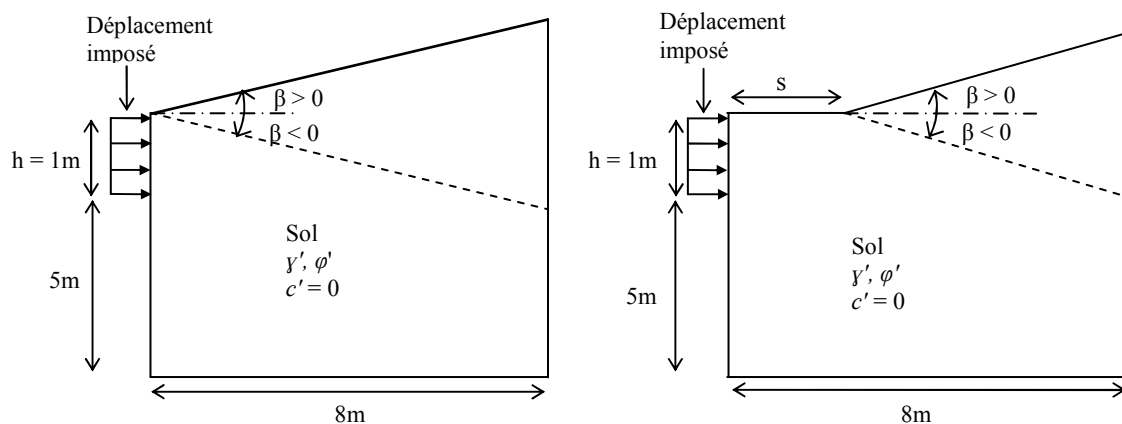


Figure 3-1 Présentation du problème

L'objectif de cette étude paramétrique est de montrer ce qui suit :

- L'influence de la variation de l'angle de frottement interne du sol sur les pressions actives et passives des terres, cet angle varie de 20° à 40° avec un incrément de 5° ; en appliquant, pour chaque valeur de l'angle de frottement φ' , la règle d'écoulement associée $\psi' = \varphi'$.
- L'influence de la règle d'écoulement sur les pressions actives et passives des terres. Quelques analyses numériques ont été effectuées avec une règle d'écoulement non associée en tenant l'angle de dilatance $\psi' = 0$ dans le cas de $\varphi' = 30$ et $\varphi' = 40$.

- L'influence de la variation de la distance s entre le mur et le début de la pente sur les pressions actives et passives des terres.
- L'influence de l'inclinaison de la surface du sol sur les pressions actives et passives des terres.

Le modèle numérique a été établi en déformation plane, avec des éléments finis triangulaire à 15 nœuds. Plusieurs tests numériques préliminaires ont été effectués pour étudier l'effet de la taille du modèle et du maillage sur les résultats de calcul. Un maillage moyen raffiné au voisinage du mur a été adopté comme montré sur la Figure 3-3, comportant 3284 éléments, ainsi le mur a été modélisé par un déplacement imposé horizontalement et libre verticalement pour assurer une interface lisse.

Pour les conditions aux limites, les déplacements sont bloqués horizontalement ($u_x=0$) au niveau des deux frontières verticales, et bloqués horizontalement et verticalement ($u_x=u_y=0$) au niveau de la base du modèle (Figure 3-2).

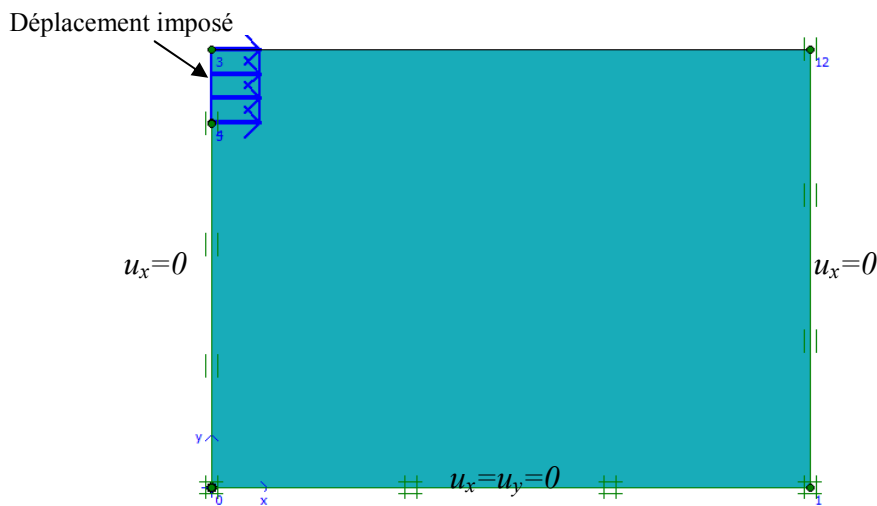


Figure 3-2 Modèle géométrique et conditions aux limites pour $s = 0$ et $\beta = 0$

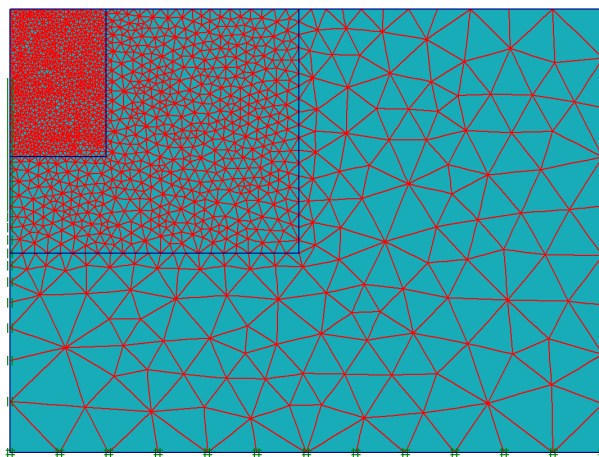


Figure 3-3 Maillage du modèle pour $s = 0$ et $\beta = 0$

Le modèle de comportement adopté pour le sol est élastique parfaitement plastique avec le critère de Mohr-Coulomb, avec les caractéristiques géotechniques du sol représentées dans le Table 3-1.

Une seule phase de calcul a été envisagée dans le cas d'un massif de sol à surface horizontale ($\beta=0$), il s'agit d'un calcul plastique en appliquant un déplacement imposé horizontalement au niveau du mur.

Cependant, dans le cas d'un massif de sol à surface inclinée ($\beta \neq 0$), deux phases de calcul ont été envisagées, la première est un calcul plastique en appliquant le chargement gravitaire pour calculer les contraintes effectives initiales, et la deuxième phase est un calcul plastique en remettant les déplacements engendrés dans la première phase à zéro, tout en appliquant un déplacement imposé au niveau du mur.

Table 3-1 Les caractéristiques géotechniques du sol

Paramètres	Désignations	Sable
Modèle et type de comportement	drainé	Mohr-Coulomb
Poids volumique apparent	γ' (kN/m ³)	20
Poids volumique saturé	γ' (kN/m ³)	20
Module d'Young	E' (kN/m ²)	27000
Coefficient de Poisson	ν'	0,35
Cohésion	c' (kN/m ²)	0
Angle de frottement interne	φ' (°)	varie de 20 à 40
Angle de dilatance	ψ' (°)	Variable ($\psi' = \varphi'$ ou $\psi' = 0$)

Les valeurs des déplacements imposés sont fixées de manière à ce que la composante de déplacement horizontale soit égale à une valeur positive pour la butée des terres (déplacement du mur vers le sol), ou à une valeur négative pour la poussée des terres (déplacement du sol vers le mur), et que la composante verticale soit libre. En notant que le déplacement du mur requis pour mobiliser les pressions passives est plus grand que celui nécessaire pour mobiliser les pressions actives des terres.

3.3 Résultats et discussions

Pendant les calculs, les forces de réaction correspondantes aux déplacements imposés selon les directions x et y sont calculées et stockées comme des résultats de calcul (Force-X, Force-Y). Dans notre cas, la force de réaction selon la direction y est toujours nulle (Force-Y=0), et la force selon la direction x Force-X représente la force de poussée F_{ax} ou la force de

butée F_{px} . Par conséquent, les coefficients passifs et actifs des terres K_p et K_a sont calculés à partir des relations suivantes :

$$K_p = 2F_{px}/\gamma h^2 \cos\delta \quad (3-1)$$

$$K_a = 2F_{ax}/\gamma h^2 \cos\delta \quad (3-2)$$

Avec :

F_{px} : Résultante de la butée du terrain ;

F_{ax} : Résultante de la poussée du terrain ;

γ : Poids volumiques du sol ;

h : la hauteur du mur ;

δ : Angle de frottement de l'interface. ($\delta = 0$ pour un écran lisse)

Pour bien exploiter les résultats de calcul, ils sont présentés sous forme de tableaux et graphes qui montrent l'influence des différents paramètres (l'angle de frottement interne du sol, la règle d'écoulement, l'inclinaison de la surface du sol et la distance s de la crête) sur les coefficients passifs et actifs des terres K_p et K_a .

Les résultats obtenus sont comparés avec des résultats obtenus par d'autres chercheurs qui ont étudié le même problème dans les mêmes conditions et avec les mêmes caractéristiques du sol, en l'occurrence les travaux de Benmeddour D. et al (2012), effectués par un calcul numérique en différences finies avec le code FLAC 2D, ainsi que les travaux de Soubra A.h. et Macuh B. (2002), par une méthode analytique en analyse limite.

3.3.1 Cas de la butée

3.3.1.1 L'effet de la variation de l'angle de frottement interne et l'angle d'inclinaison de la surface du sol

En commençant par le premier cas, dont on considère qu'il n'y a pas de décalage entre le début de la pente et le mur ($s = 0$), les résultats des calculs numériques du coefficient passif des terres K_p sont présentés sous forme de courbes dans les figures Figure 3-5, Figure 3-6, Figure 3-7 et Figure 3-8 pour les valeurs de l'angle d'inclinaison de la surface du sol $\beta/\varphi' = 0, -1/3, -1/2, -2/3$ respectivement. L'angle de frottement interne du sol φ' varie de 20° à 40° , et la règle d'écoulement associée $\varphi' = \psi'$ a été adoptée, (voir aussi tableau A-1 en annexes).

La comparaison des résultats présentés dans ces figures montre généralement une bonne concordance entre la méthode des éléments finis utilisée dans ce travail et les deux autres

méthodes, l'analyse limite selon Soubra et Macuh (2002), et la méthode des différences finies selon le travail de Benmeddour (2012). Néanmoins, nos résultats sont légèrement plus proches aux résultats analytiques de Soubra et Macuh (2002), par rapport aux résultats numériques de Benmeddour (2012).

La Figure 3-4 montre que la variation de l'angle de frottement interne du sol influe directement sur la composante horizontale de la force de butée qui augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol.

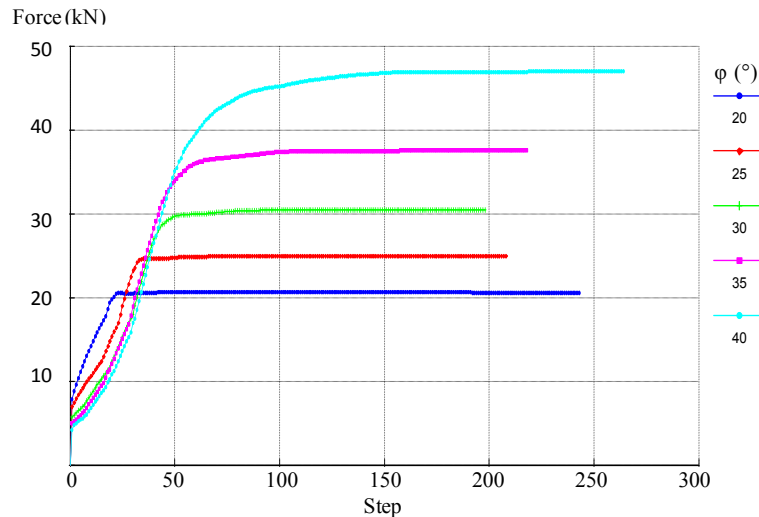


Figure 3-4 La variation de F_{px} en fonction des étapes de calcul

Les figures Figure 3-5, Figure 3-6, Figure 3-7 et Figure 3-8 montrent que le coefficient passif des terres K_p augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol. La variation de K_p en fonction de l'angle de frottement interne du sol est non-linéaire pour une surface de sol horizontale ou pour des petites valeurs de l'angle d'inclinaison de la surface du sol. Cependant, cette variation s'avère linéaire pour des grandes valeurs de l'angle d'inclinaison de la surface du sol (pour $\beta/\varphi' = -1/2$ et $\beta/\varphi' = -2/3$).

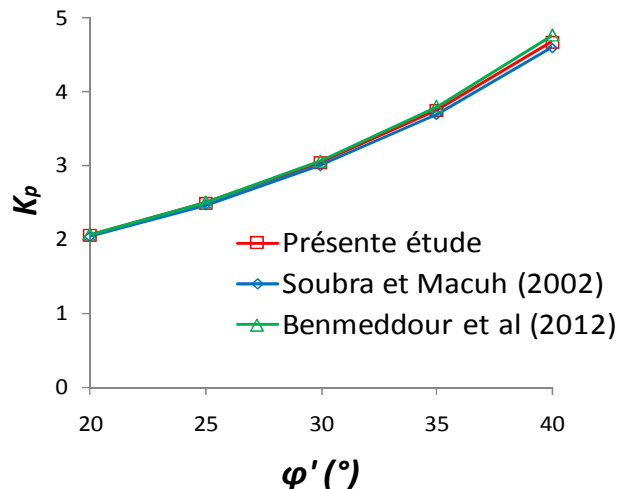


Figure 3-5 Variation de K_p en fonction de φ' pour $\beta/\varphi' = 0$

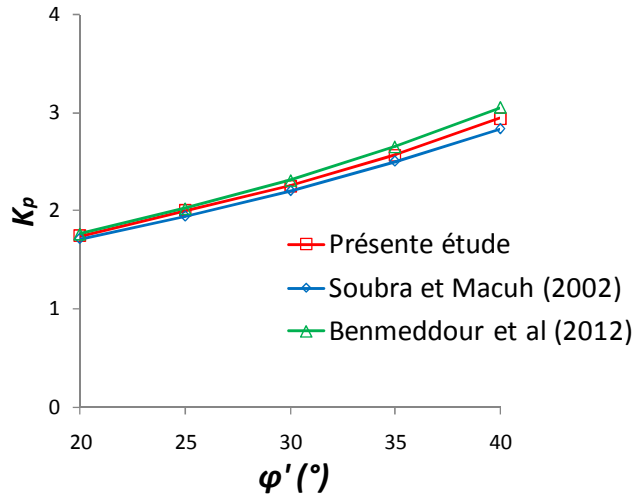


Figure 3-6 Variation de K_p en fonction de φ' pour $\beta/\varphi' = -1/3$

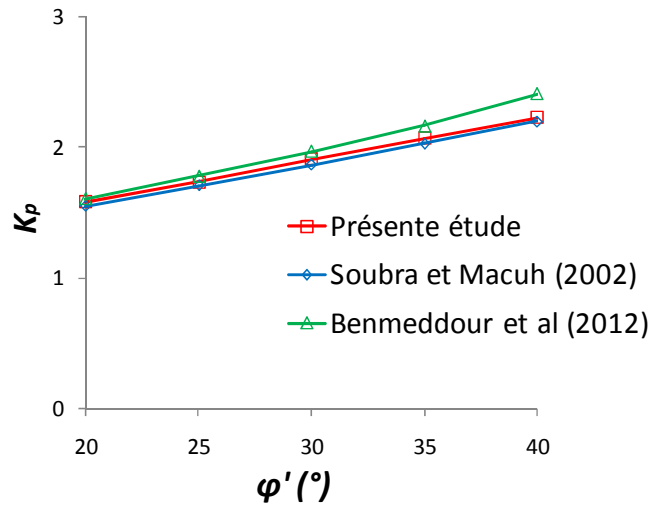


Figure 3-7 Variation de K_p en fonction de φ' pour $\beta/\varphi' = -1/2$

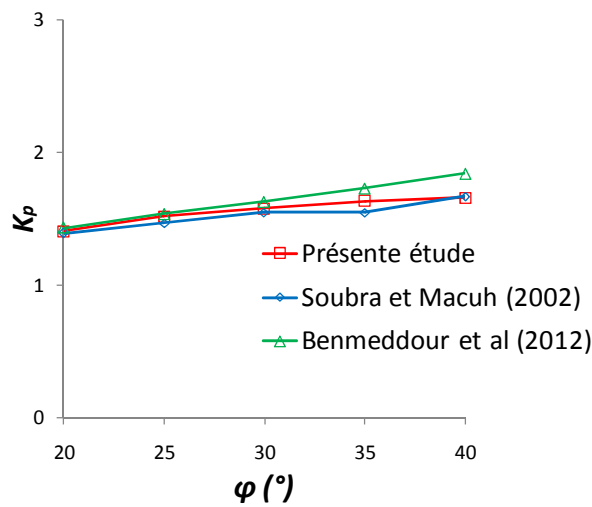


Figure 3-8 Variation de K_p en fonction de φ' pour $\beta/\varphi' = -2/3$

3.3.1.2 L'effet de la variation de la distance entre le mur et la crête du massif de sol

Pour le deuxième cas du problème avec un décalage s entre le mur et le début de la pente, la Figure 3-9 présente les résultats des calculs relatifs au coefficient de butée K_p obtenus dans le présent travail en fonction de la variation de l'angle de frottement interne du sol et du rapport s/h qui varie de 0 à 3, (voir aussi tableau A-2 en annexes). Ces résultats montrent que le coefficient passif des terres K_p augmente avec l'augmentation du rapport s/h jusqu'à une certaine valeur de s/h variable en fonction de l'angle de frottement interne du sol. A partir de cette valeur de s/h , le coefficient K_p devient constant et égale à celui d'une surface horizontale. En notant que le rapport s/h a une grande influence sur la valeur de K_p notamment pour les grandes valeurs de φ .

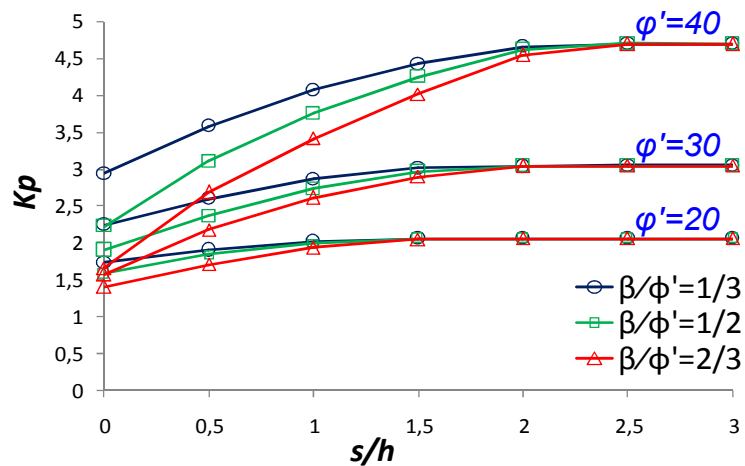


Figure 3-9 La variation de K_p en fonction de s/h

L'application de la théorie de Coulomb (1776) sur notre problème permet de vérifier la valeur de la distance s entre la crête et le mur par rapport à la largeur du coin triangulaire de Coulomb. Pour l'état passif Coulomb (1776) considère un coin à base de triangle rectangle dont l'hypoténuse représente le plan de rupture faisant un angle θ avec l'horizontale comme illustré sur la Figure 3-10, avec $\theta = \pi/4 - \varphi'/2$. La largeur du coin triangulaire est noté s_p dans le cas passif, et sera calculée pour différentes valeurs de l'angle de frottement interne du sol.

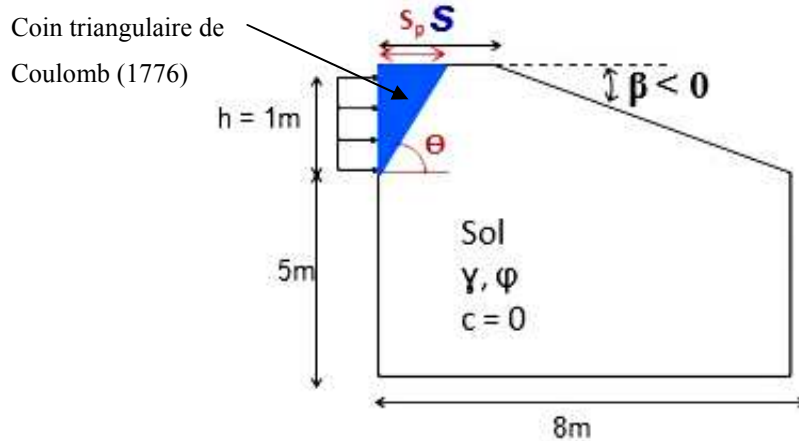


Figure 3-10 Application de la théorie de Coulomb (1776), (butée)

On a :

$$\frac{s_p}{h} = \tan\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \quad (3-3)$$

Par substitution de θ dans la relation (3-3) on obtient :

$$\frac{s_p}{h} = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (3-4)$$

Alors :

Pour $\varphi' = 20^\circ$ on trouve $s_p/h = 1,43$

Pour $\varphi' = 30^\circ$ on trouve $s_p/h = 1,73$

Pour $\varphi' = 40^\circ$ on trouve $s_p/h = 2,14$

La projection de ces valeurs, du rapport s_p/h , sur les courbes tracées sur la Figure 3-10, donne presque les mêmes valeurs de s/h à partir desquelles le coefficient passif des terres K_p devient constant et égale à celui d'une surface horizontale, pour les trois valeurs de β étudiés.

Par conséquent, on peut écrire la relation générale (3-5) qui donne la distance critique s_{cp} entre le mur et la crête du talus, à partir de laquelle il n'y a plus d'influence de la pente sur le coefficient passif des terres.

$$s_{cp} = h \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (3-5)$$

3.3.2 Cas de la poussée

3.3.2.1 L'effet de la variation de l'angle de frottement interne et l'inclinaison de la surface du sol

Pour le cas de la poussée, l'angle d'inclinaison de la surface du sol est positif, et le déplacement imposé est appliqué du sol vers le mur. La Figure 3-11 présente la variation de la force de poussée en fonction des étapes de calcul pour le cas d'une surface de sol horizontale ($\beta/\varphi' = 0$) et pour φ' varie de 20° à 40° , où on remarque que la force de poussée F_{ax} diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol φ' .

Les résultats de calcul du coefficient actif des terres K_a , sont présentés sur les figures Figure 3-13, Figure 3-14, Figure 3-15 et Figure 3-15 pour les valeurs de l'angle d'inclinaison de la surface du sol $\beta/\varphi' = 0, 1/3, 1/2, 2/3$ respectivement. L'angle de frottement interne du sol φ' varie de 20° à 40° , et la règle d'écoulement utilisée dans les calculs est associée $\varphi'=\psi'$, (voir aussi le tableau A-3 en annexes).

Les valeurs du coefficient de poussée K_a présentées sur ces figures montrent une bonne concordance entre la méthode des éléments finis utilisée dans ce travail et les deux autres méthodes, l'analyse limite selon Soubra et Macuh (2002), et la méthode des différences finies utilisée par Benmeddour (2012). Il est à noter que l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol provoque une diminution des valeurs du coefficient de poussée K_a , et l'augmentation de l'inclinaison de la surface du massif de sol engendre une augmentation du coefficient de poussée K_a .

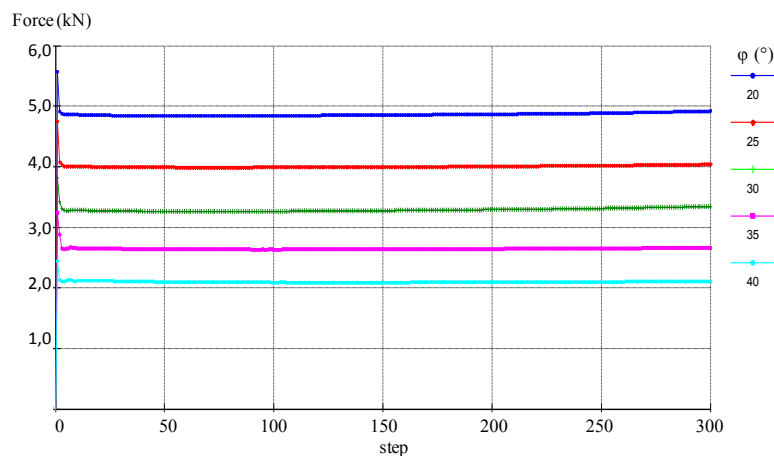


Figure 3-11 La variation de F_{ax} en fonction des étapes de calcul pour φ' varie de 20° à 40°

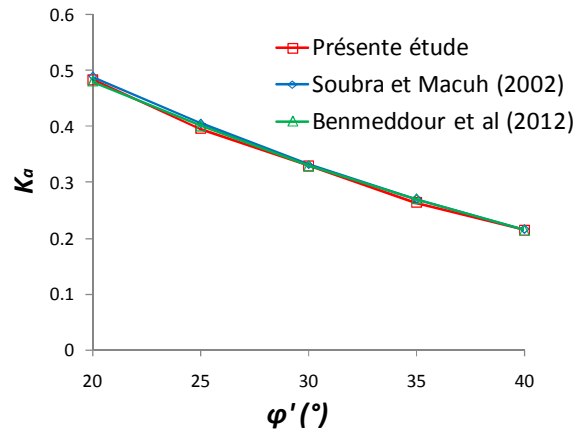


Figure 3-12 Variation de K_a en fonction de φ' pour $\beta/\varphi'=0$

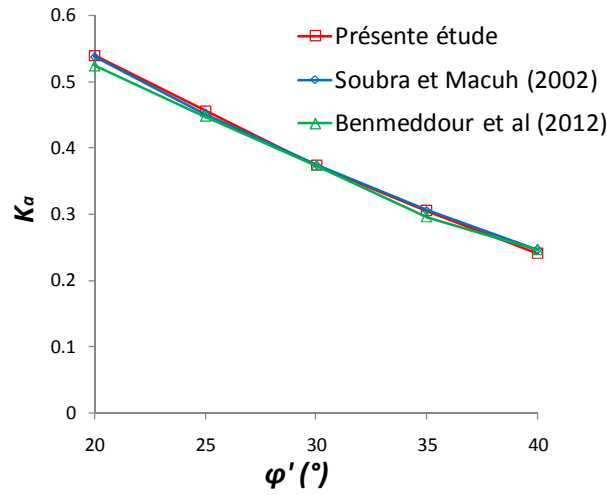


Figure 3-13 Variation de K_a en fonction de φ' pour $\beta/\varphi'=1/3$

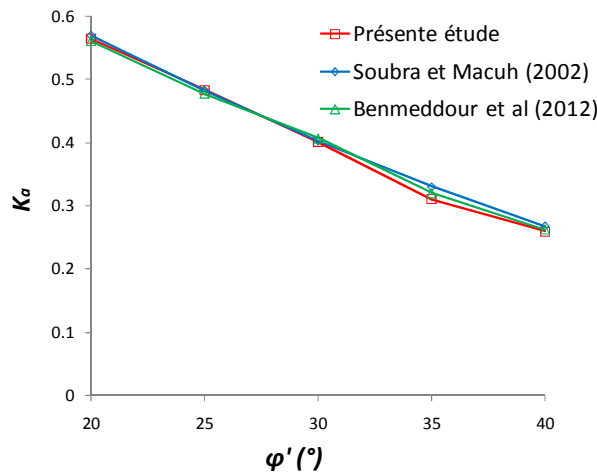
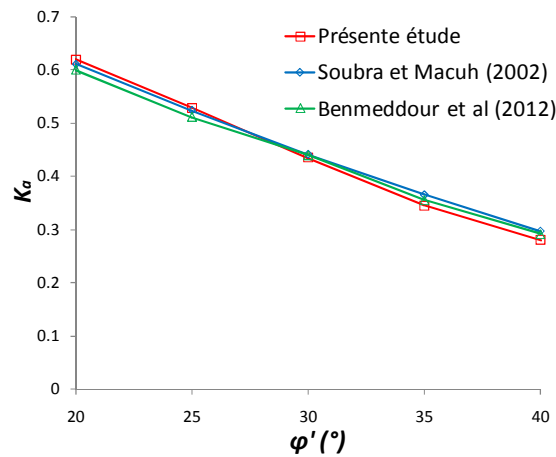
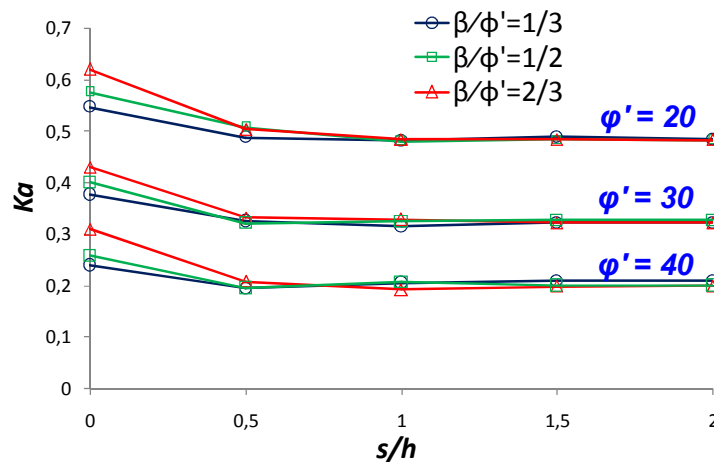


Figure 3-14 Variation de K_a en fonction de φ' pour $\beta/\varphi'=1/2$


 Figure 3-15 Variation de K_a en fonction de ϕ' pour $\beta/\phi'=2/3$

3.3.2.2 L'effet de la variation de la distance entre le mur et la crête du massif de sol

Pour le deuxième cas du problème avec un décalage s entre le mur et le début de la pente, les résultats de calcul du coefficient de poussée K_a sont présentés sur la Figure 3-16 qui montrent la variation de K_a en fonction des différentes valeurs de l'angle de frottement interne du sol $\phi'=20^\circ$, 30° et 40° , et pour différentes valeurs du rapport s/h qui varie de 0 à 2. (voir aussi le tableau A-3 en annexes). Ces résultats ont permis de mettre en évidence que le coefficient de poussée K_a diminue avec l'accroissement du rapport s/h jusqu'à stabilisation de K_a pour une valeur de s/h comprise entre 0,5 et 1.


 Figure 3-16 Variation de K_a en fonction du rapport s/h

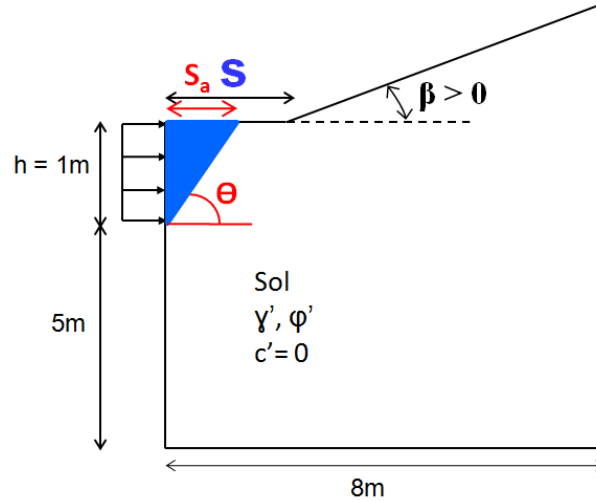


Figure 3-17 Application de la théorie de Coulomb (1976), (poussée)

Pareillement au cas de la butée, l'application de la théorie de Coulomb (1776) sur notre modèle permet de comparer la largeur du coin triangulaire de Coulomb, noté s_a dans ce cas actif, par rapport à la distance s entre le mur et le pied du talus (Figure 3-17). En rappelant que le plan de rupture dans la théorie de Coulomb dans le cas de poussée fait un angle $\theta = \pi/4 + \varphi'/2$ avec l'horizontale comme illustré sur la Figure 3-17.

On a alors :

$$\frac{s_a}{h} = \tan\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \quad (3-6)$$

Par substitution de θ dans la relation (3-6) on obtient :

$$\frac{s_a}{h} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (3-7)$$

Alors :

Pour $\varphi' = 20^\circ$ on trouve $s_a/h = 0,70$

Pour $\varphi' = 30^\circ$ on trouve $s_a/h = 0,57$

Pour $\varphi' = 40^\circ$ on trouve $s_a/h = 0,46$

Par projection des valeurs obtenues du rapport s_a/h sur les courbes tracées sur la Figure 3-16, on trouve presque les mêmes valeurs de s/h à partir desquelles le coefficient actif des terres K_a devient constant et égale à celui d'une surface horizontale, pour les trois valeurs de β étudiées.

Par conséquent, on peut écrire la relation générale (3-8) qui donne la distance critique s_{ca} entre le mur et la crête du talus, à partir de laquelle il n'y a plus d'influence de la pente sur le coefficient actif des terres.

$$s_{ca} = h \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2}\right) \quad (3-8)$$

3.3.3 L'effet d'inclinaison de la surface du sol et de la distance s entre la crête et le mur sur le mécanisme de rupture

La Figure 3-18 présente la distribution des déplacements dans le cas de la butée et de la poussée des terres pour $\varphi' = 30^\circ$ avec $\beta/\varphi' = 0 ; 1/3$ et $s/h = 0,4 ; 1$. Cette figure montre que la zone de concentration des déplacements est plus petite dans le cas de la poussée et beaucoup plus large dans le cas de la butée.

Il est à noter que le mécanisme de rupture est influencé par le rapport s/h et par l'inclinaison de la surface du sol β/φ' , où le plan de rupture est rectiligne pour une surface de sol horizontale ($\beta/\varphi' = 0$) que ce soit pour la poussée ou pour la butée. Le plan de rupture fait un angle $\theta = \pi/4 \pm \varphi'/2$ avec l'horizontale semblablement à la théorie de Coulomb (1776), ce qui donne 30° pour le cas de la butée et 60° pour le cas de la poussée.

Par contre, pour une surface de sol inclinée ($\beta/\varphi' = \pm 1/3$) avec $s/h = 0,4 ; 1$, le plan de rupture est faiblement courbé à côté de la surface, faisant un angle θ très sensible par la distance s entre le mur et le début de la pente, en particulier pour le cas de la butée. L'angle θ diminue de 30° pour une surface horizontale ($\beta/\varphi' = 0, s/h = 0$) jusqu'à 23° pour $s/h = 1$, et jusqu'à 21° pour $s/h = 0,4$. Ceci peut être expliqué par le début de la pente qui se trouve dans la zone critique du coin triangulaire de Coulomb ($s < s_{cp} = 1,73$). Cependant, pour le cas de la poussée, le plan de rupture est très peu influencé par la distance s , où θ reste stable à 60° pour $s/h = 1$, et diminue légèrement $\theta = 57^\circ$ pour $s/h = 0,4$ (le début de la pente est dans la zone critique $s < s_{ca} = 0,57$).

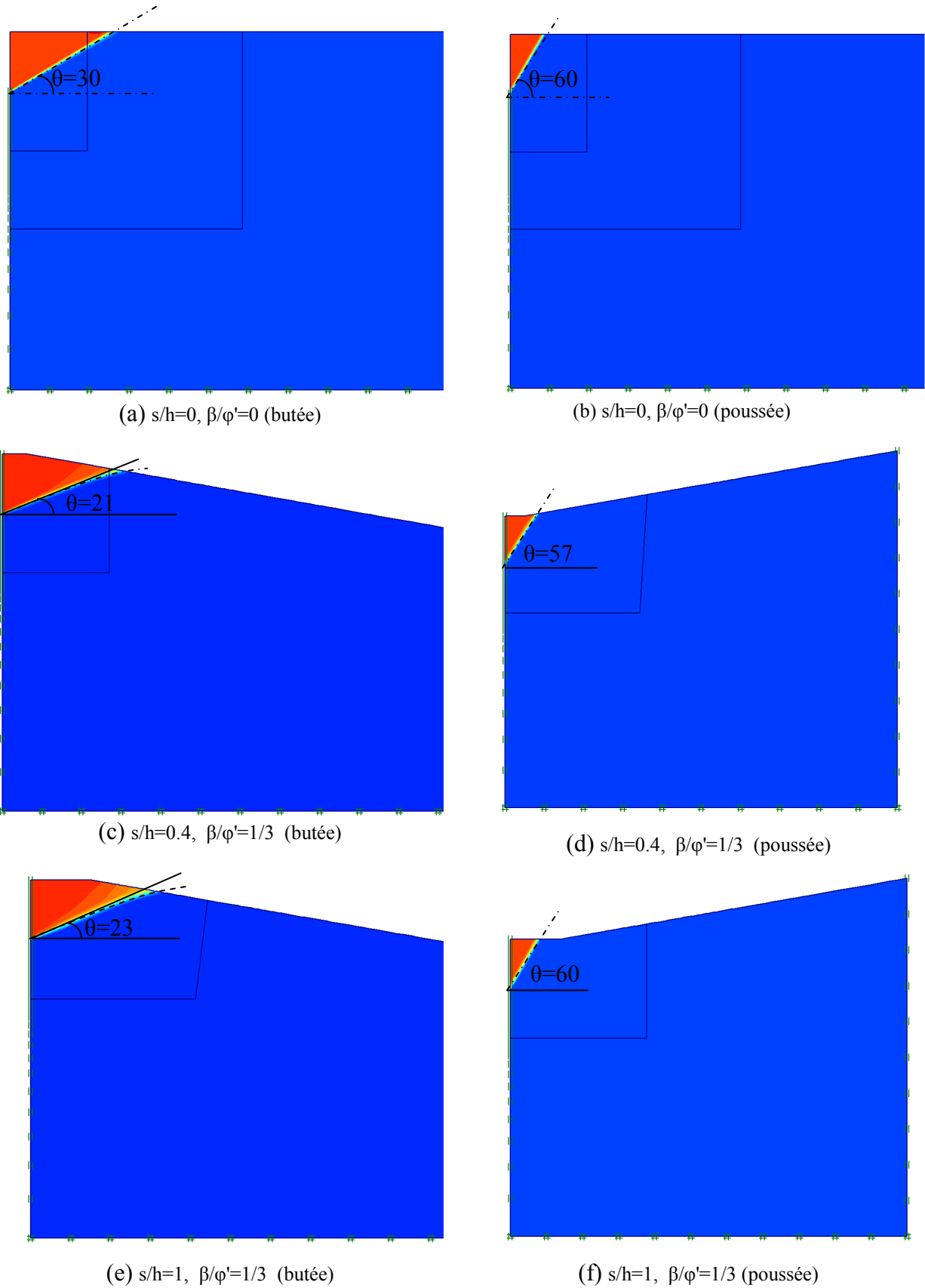


Figure 3-18 Champs de déplacement pour la poussée et la butée, pour $\varphi'=30^\circ$

3.3.4 Influence de la règle d'écoulement sur les pressions des terres

Afin de monter l'influence de la règle d'écoulement sur les valeurs des pressions passives et actives des terres, d'autres calculs numériques ont été effectués avec une règle d'écoulement non associée, dans le cas de $\varphi' = 30^\circ$ et 40° avec $\beta/\varphi' = 0 ; 1/3 ; 2/3$. Les résultats de calcul sont présentés sur les tableaux Table 3-2 et Table 3-3 en comparaison avec les résultats de Benmeddour (2012), qui montrent une bonne concordance entre les deux méthodes de calcul.

Il est à noter que le type de la règle d'écoulement a une grande influence sur les coefficients passifs et actifs des terres surtout pour une grande valeur de l'angle de frottement interne du sol, comme illustré également sur la Figure 3-19 et la Figure 3-20. La règle d'écoulement non associée provoque une diminution du coefficient de butée et une augmentation du coefficient de poussée par rapport à la règle d'écoulement associée.

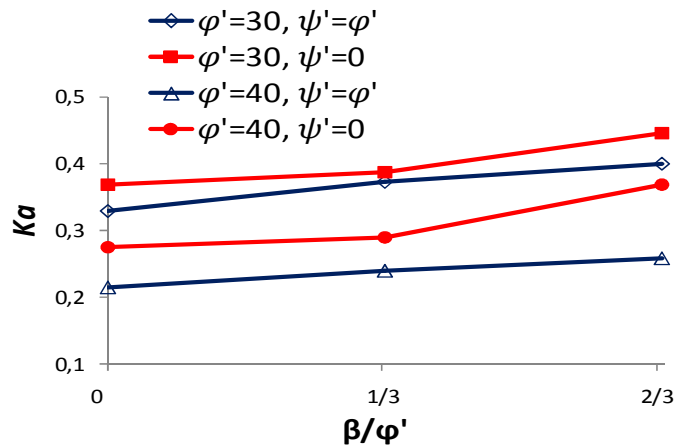
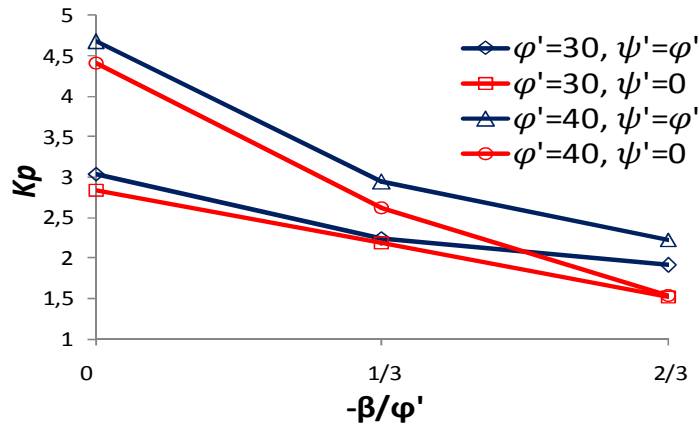
En général, la règle d'écoulement associée ne présente pas fidèlement le comportement réel des matériaux, mais elle est généralement plus utilisée par les bureaux d'études dans le calcul des pressions passives et actives des terres. Il est important donc de noter que la règle d'écoulement associée surestime les pressions passives des terres et sous-estime les pressions actives des terres, chose qui conduit absolument à un sous-dimensionnement des ouvrages de soutènement et impose l'introduction des coefficients de sécurité dans les calculs.

Table 3-2 Influence de la règle d'écoulement sur K_p

φ'	β/φ'	K_p			
		Benmeddour (2012)		Présente étude	
		$\psi'=\varphi'$	$\psi'=0$	$\psi'=\varphi'$	$\psi'=0$
30	0	3,061	2,983	3,043	2,844
	-1/3	2,308	2,206	2,248	2,191
	-2/3	1,631	1,540	1,911	1,527
40	0	4,765	4,147	4,677	4,415
	-1/3	3,046	2,650	2,942	2,626
	-2/3	1,843	1,540	1,661	1,535

Table 3-3 Influence de la règle d'écoulement sur K_a

φ'	β/φ'	K_a			
		Benmeddour (2012)		Présente étude	
		$\psi'=\varphi'$	$\psi'=0$	$\psi'=\varphi'$	$\psi'=0$
30	0	0,330	0,361	0,330	0,369
	1/3	0,373	0,411	0,373	0,388
	2/3	0,440	0,486	0,400	0,445
40	0	0,215	0,281	0,215	0,276
	1/3	0,246	0,327	0,240	0,289
	2/3	0,291	0,398	0,259	0,369


 Figure 3-19 Influence de la règle d'écoulement sur K_a

 Figure 3-20 Influence de la règle d'écoulement sur K_p

3.4 Conclusions

Le calcul des forces de poussée et de butée dépend de plusieurs facteurs tels que les propriétés physiques, mécaniques et géométriques du massif de sol. Le problème posé dans ce chapitre est la détermination des coefficients de butée K_p et de poussée K_a , ainsi que l'étude de l'influence de la variation de l'angle de frottement, l'inclinaison de la surface du sol, la distance entre le mur et la pente du massif, et la règle d'écoulement sur les pressions passives et actives des terres. Pour cela un modèle numérique a été élaboré par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 2D (2010).

Les simulations numériques réalisées dans ce travail ont donné des résultats très satisfaisants en comparaison avec les résultats analytiques obtenus par Soubra et Macuh (2002) qui utilisent la théorie de la borne supérieure de l'analyse limite, et les résultats numériques en différences finies obtenus par Benmeddour et al (2012).

L'angle de frottement interne du sol a une influence significative sur les coefficients passif et actif des terres. Son augmentation conduit à l'augmentation du coefficient K_p , et à la diminution du coefficient K_a .

Pour l'effet de l'inclinaison de la surface du sol, on peut noter que K_a augmente avec l'augmentation (positive) de l'angle d'inclinaison de la surface du sol ; et K_p diminue avec l'augmentation (négative) de l'angle d'inclinaison de la surface du sol.

L'étude de l'influence de la proximité de la pente a permis de mettre en évidence que les valeurs de K_p augmentent considérablement avec l'augmentation du rapport s/h pour atteindre sa valeur limite maximale pour $s/h = \tan (\pi/4 - \varphi'/2)$. Tandis que K_a diminue avec l'augmentation du rapport s/h pour atteindre sa valeur limite minimale pour $s/h = \tan (\pi/4 + \varphi'/2)$. Ces deux valeurs limites des coefficients K_p et K_a sont égales aux valeurs obtenues pour une surface de sol horizontales ($\beta = 0$). Alors, cette influence de la proximité de la pente disparaît au-delà des distances critiques $s_{cp} = h \times \tan (\pi/4 - \varphi'/2)$ pour la butée et $s_{ca} = h \times \tan (\pi/4 + \varphi'/2)$ pour la poussée, tout en signalant que l'influence de la proximité de la pente sur K_a est moins importante que sur K_p .

Il a été observé que le champ de déplacement et le mécanisme de rupture engendrés par les forces de poussée ou de butée dépendent de la proximité de la pente (le rapport s/h) et de l'inclinaison de la surface du sol.

L'étude de l'influence de la règle d'écoulement sur les pressions des terres, a mis en évidence que la règle d'écoulement associée influe considérablement sur les coefficients passifs et actifs des pressions des terres. Pour ce paramètre, il est important de noter que la règle d'écoulement associée surestime les pressions passives des terres et sous-estime les pressions actives des terres.

Chapitre 4

Etude numérique de la capacité ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage isolée

4.1 Introduction

L'étude du comportement d'une plaque d'ancrage isolée a été largement abordée par de nombreux chercheurs en utilisant des méthodes expérimentales, analytiques ou numériques comme il a été montré dans le deuxième chapitre.

Ce chapitre présente une étude numérique de la capacité ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage isolée de forme carrée ou filante, installée horizontalement dans un sable dense. La méthode des éléments finis a été utilisée à l'aide des deux logiciels Plaxis 2D et Plaxis 3D. Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbes qui donnent l'évolution du facteur d'arrachement N_γ en fonction de la profondeur et de l'angle de frottement interne du sol.

4.2 Présentation du problème

Comme illustré sur la Figure 4-1, le problème étudié dans cette partie de la thèse comprend une plaque d'ancrage isolée de forme carrée ou filante de largeur B , installée

horizontalement dans un sol frottant à une profondeur H et soumise à une force d'arrachement verticale. La plaque d'ancrage est supposée rigide et rugueuse.

En pratique, la capacité ultime d'arrachement peut être estimée en utilisant l'équation suivante :

$$q_u = \gamma H N_\gamma \quad (4-1)$$

Avec γ est le poids volumique du sol, H la profondeur d'ancrage et N_γ le facteur d'arrachement.

Il est intéressant de noter que l'équation (4-1) est similaire à celle proposée par Terzaghi (1943) pour calculer la capacité portante des fondations superficielles.

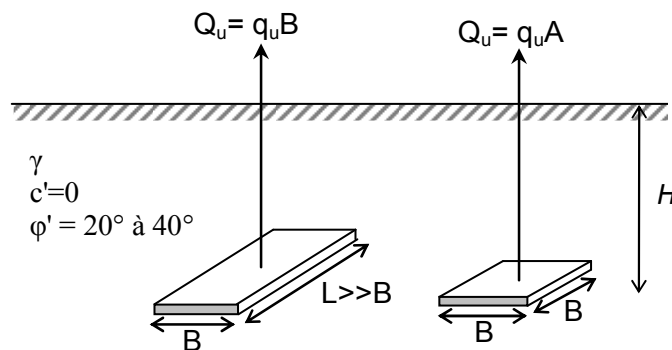


Figure 4-1 Présentation du problème

Le facteur d'arrachement N_γ dépend du mécanisme de rupture considéré ainsi que d'hypothèses simplificatrices. Dans ce travail, N_γ est estimé à partir des simulations numériques et il sera calculé pour cinq valeurs du rapport profondeur/largeur $H/B = 1, 2, 3, 4$ et 5 , et pour un angle de frottement interne du sol ϕ' variant de 20° à 40° . Les résultats obtenus seront comparés avec des résultats analytiques et expérimentaux disponibles dans la littérature.

4.3 Modélisation numérique

4.3.1 Cas d'une plaque d'ancrage filante

Pour l'étude de la capacité ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage filante, le modèle numérique a été établi en déformations planes en utilisant la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 2D (Brinkgereve et Vermeer 2010). Les dimensions du modèle sont de dix fois la largeur de la plaque dans la direction horizontale, et de trois fois la profondeur d'ancrage maximale étudiée dans ce problème selon la direction verticale. L'axe vertical (oy) est un plan de symétrie du problème (Figure 4-2).

Le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb, avec les paramètres suivants : le module de Young $E = 30000 \text{ kN/m}^2$, le coefficient de poisson $\nu = 0,3$, le poids volumique du sol $\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$, l'angle de frottement interne du sol $\varphi' = 20^\circ, 30^\circ \text{ et } 40^\circ$, une cohésion nulle, et l'angle de dilatance $\psi' = \varphi'$.

La plaque d'ancrage est supposée rigide indéformable de largeur $B = 2 \text{ m}$, elle a été modélisée par des déplacements imposés verticalement et bloqués horizontalement au niveau des nœuds, pour les cinq profondeurs étudiées comme illustré sur la Figure 4-2

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure, et en bloquant les déplacements horizontaux pour les deux frontières latérales (Figure 4-2). Le maillage a été adopté après plusieurs tests, il est constitué de 2631 éléments triangulaires de 15 nœuds, avec un maillage raffiné localement dans les zones de forte concentration de déformations au voisinage de la plaque d'ancrage, comme illustré sur la Figure 4-3. Un maillage unique a été utilisé pour les cinq profondeurs étudiées.

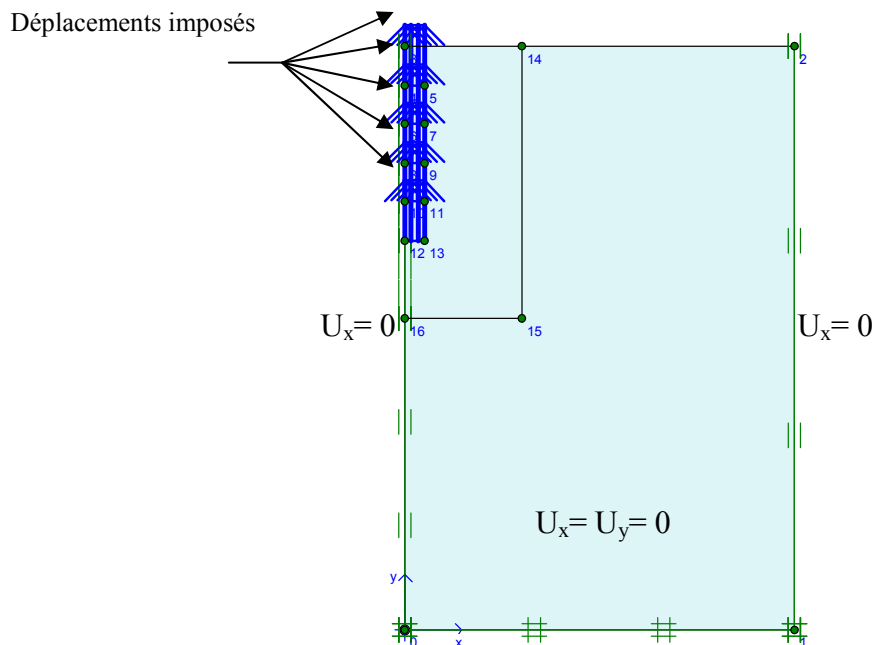


Figure 4-2 Modèle géométrique et conditions aux limites pour une plaque d'ancrage filante

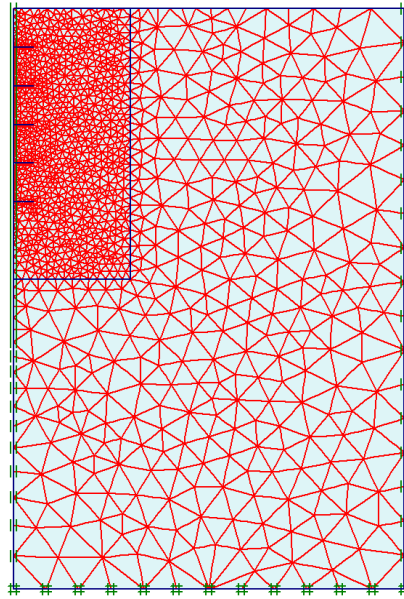


Figure 4-3 Maillage adopté pour une plaque d'ancrage filante

Lors du processus de calcul, les déplacements imposés augmentent progressivement par incrément jusqu'à la stabilisation de la force résultante qui présente la charge ultime d'arrachement Q_u de la plaque d'ancrage, puis le facteur d'arrachement N_y peut être calculé à partir de la relation (4-1).

4.3.2 Cas d'une plaque d'ancrage carrée

L'analyse en déformation plane ou en axisymétrie ne permet pas d'étudier fidèlement le comportement d'une plaque d'ancrage de forme carrée, à l'exception de quelques approches en axisymétrie par simplification de la forme carrée à une forme circulaire équivalente. De tels calculs de justification ont été menés par la division de Mécanique des Sols, des Roches et de Géologie de l'Ingénieur du LCPC dans le cadre de l'exploitation des études expérimentales réalisées sur des fondations superficielles en surface et enterrées (Mestat et Berthelon, 2001). Une comparaison a été faite entre un calcul en symétrie de révolution et un autre véritablement tridimensionnel, qui a permis de justifier le choix d'une modélisation en symétrie de révolution, à condition de ne pas dépasser un certain niveau de tassement et d'être prudent lorsqu'on cherche des charges de rupture.

Alors, dans ce travail, une modélisation tridimensionnelle a été choisie afin de traiter le problème convenablement et aboutir à des résultats plus convaincants. Pour cela un modèle numérique tridimensionnel a été établi en éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis Tunnel 3D,

en considérant une plaque d'ancrage carrée de côté $B = 1\text{ m}$ ancrée horizontalement dans un sol frottant à une profondeur H avec le rapport $H/B = 1, 2, 3, 4,$ et 5 . La plaque d'ancrage rigide et rugueuse est soumise à une force d'arrachement verticale.

Les conditions de symétrie de ce problème permettent de prendre un quart de modèle. Les dimensions adoptées pour ce cas, sont de 10 m hauteur selon l'axe vertical (oy) perpendiculaire à la plaque d'ancrage, et de 6 m de côté selon les axes horizontaux (ox) et (oz).

Le comportement du sol a été décrit par un modèle de comportement élastique parfaitement plastique et le critère de Mohr Coulomb, avec les mêmes caractéristiques prises précédemment, le module de Young $E = 30000\text{ kN/m}^2$, le coefficient de poisson $\nu = 0,3$, le poids volumique du sol $\gamma' = 18\text{ kN/m}^2$, l'angle de frottement interne du sol $\varphi' = 20^\circ, 30^\circ$ et 40° , la cohésion est nulle, et l'angle de dilatance $\psi' = \varphi'$.

La plaque d'ancrage rigide indéformable a été modélisée par des déplacements imposés verticalement et bloqués horizontalement au niveau des nœuds.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure, et en bloquant les déplacements horizontaux pour les plans de symétrie et les plans périphériques du modèle.

La génération du maillage tridimensionnelle demande une attention particulière afin de minimiser le temps de calcul et aboutir à des résultats plus concluants. D'après les multiples tests de maillage effectués sur notre modèle, la remarque la plus importante qui doit être soulignée est le raffinement du maillage non seulement au voisinage de la plaque d'ancrage (la zone de forte concentration de déformation), mais en particulier la plaque d'ancrage elle-même doit être bien raffinée (Figure 4-4).

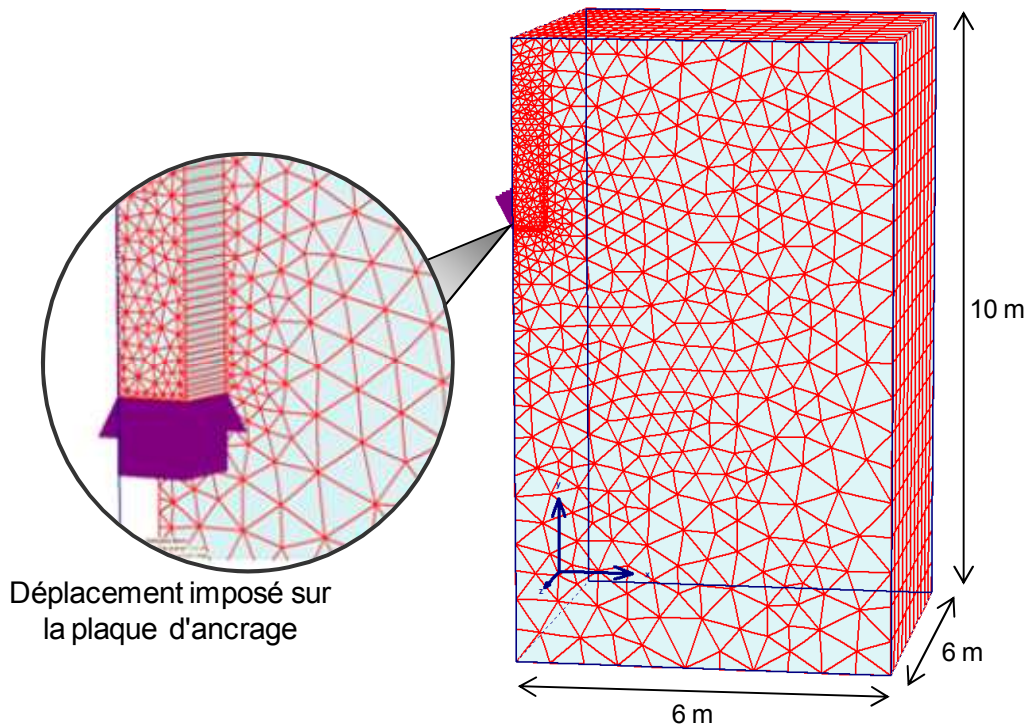


Figure 4-4 Maillage tridimensionnel pour une plaque d'ancrage carrée

4.4 Résultats et discussions

4.4.1 Cas d'une plaque d'ancrage filante

4.4.1.1 Courbe charge-déplacement

Les forces de réaction correspondantes aux déplacements imposés verticalement selon la direction y représentent la force ultime d'arrachement Q_u . La capacité ultime d'arrachement q_u est calculée par la relation (4-2) :

$$q_u = \frac{Q_u}{B} \quad (4-2)$$

La Figure 4-5 représente l'évolution de la force de réaction en fonction du déplacement imposé pour une plaque d'ancrage filante dans le cas de l'angle de frottement interne du sol $\varphi' = 20^\circ$ avec $H/B = 1, 2, 3, 4,$ et 5 . Pour chaque profondeur étudiée, la force de réaction augmente avec l'augmentation du déplacement imposé, jusqu'à stabilisation à une certaine valeur qui représente la force ultime d'arrachement. Cette dernière augmente avec l'augmentation de la profondeur d'ancrage.

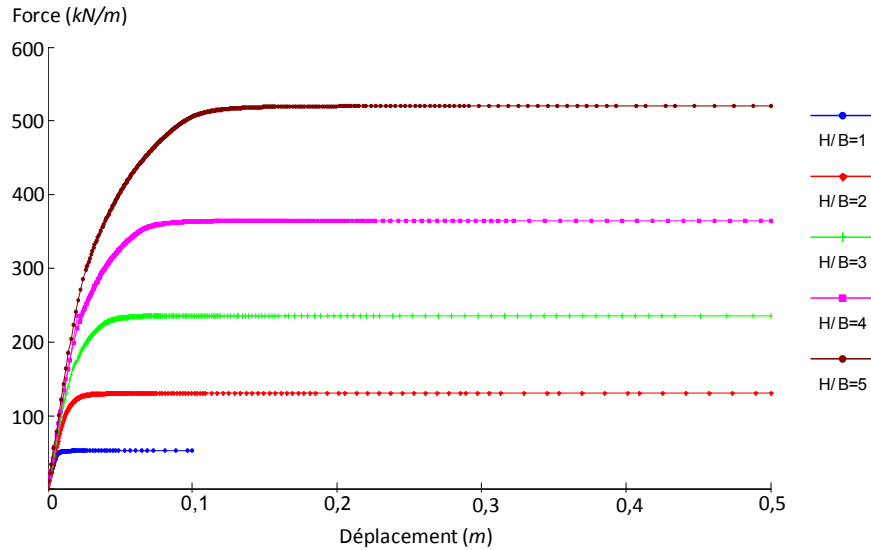


Figure 4-5 La force ultime d'arrachement pour une plaque d'ancrage filante

4.4.1.2 Facteur d'arrachement

La Figure 4-6 présente la comparaison entre les valeurs de N_y obtenues lors de la présente étude et les deux bornes inférieure et supérieure obtenues par Merifield et Sloan (2006) en utilisant la méthode d'analyse limite. D'une manière générale, les valeurs de N_y obtenues par la présente étude sont en très bon accord avec les résultats de Merifield et Sloan (2006). Les courbes N_y obtenues dans la présente étude sont situées entre les deux bornes données par Merifield et Sloan (2006). Il est à noter que les valeurs données par la borne inférieure de Merifield et Sloan (2006) sont égales aux valeurs données par l'équation (4-3) développée par Murray et Geddes (1987).

On peut noter donc que les calculs numériques en éléments finis donnent des valeurs de N_y moyennes par rapport aux deux bornes supérieure et inférieure de la méthode d'analyse limite

$$N_y = 1 + \frac{H}{B} \tan \varphi' \quad (4-3)$$

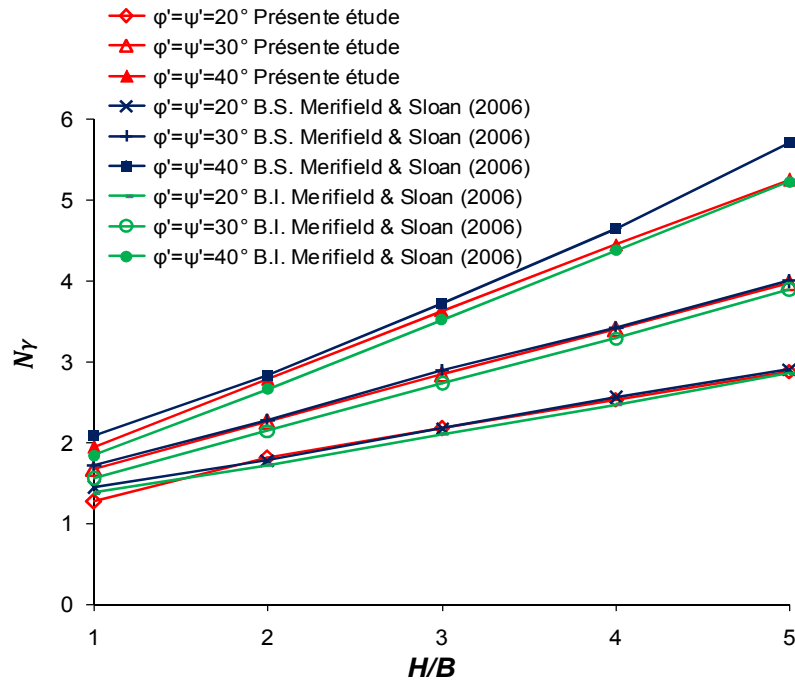


Figure 4-6 Comparaison du facteur d'arrachement obtenu par les calculs numériques avec les résultats de Merifield et Sloan (2006) obtenus par les bornes inférieure et supérieure de l'analyse limite

La Figure 4-6 montre que la variation du facteur d'arrachement N_γ est linéaire par rapport à H/B pour les trois valeurs de l'angle de frottement interne du sol étudiées. En choisissant une relation entre N_γ et H/B donnée par la relation (4-4) et en ajustant la pente a , on obtient les trois relations (4-5), (4-6) et (4-7) ci-dessous.

$$N_\gamma = a \frac{H}{B} + 1 \quad (4-4)$$

avec a est un paramètre fonction de l'angle de frottement interne du sol

$$\text{Pour } \phi' = 20^\circ \text{ on a : } N_\gamma = 0,388 \frac{H}{B} + 1 \quad (4-5)$$

$$\text{Pour } \phi' = 30^\circ \text{ on a : } N_\gamma = 0,603 \frac{H}{B} + 1 \quad (4-6)$$

$$\text{Pour } \phi' = 40^\circ \text{ on a : } N_\gamma = 0,863 \frac{H}{B} + 1 \quad (4-7)$$

A partir des valeurs de a données dans les équations (4-5), (4-6) et (4-7), la relation linéaire (4-8) représentée sur la Figure 4-7 est ajustée :

$$a = 0,02 + \tan \phi' \quad (4-8)$$

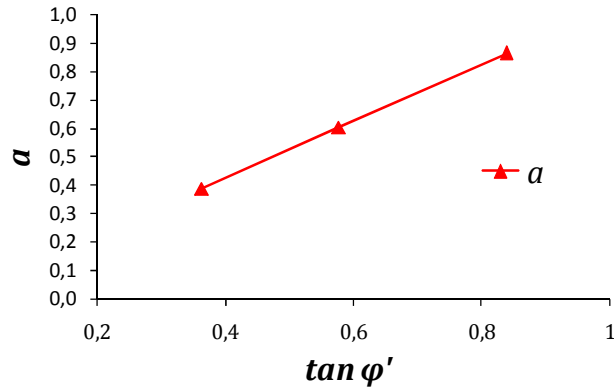


Figure 4-7 Variation du paramètre a en fonction de $\tan \phi'$

Finalement le facteur d'arrachement d'une plaque d'ancrage filante enterrée dans un sol frottant peut être exprimé par la relation (4-9) suivante :

$$N_Y = 1 + \frac{H}{B} (0,02 + \tan \phi') \quad (4-9)$$

La relation (4-9) établie dans cette étude est très proche à la relation (4-3) de Murray et Geddes (1987), obtenue par la méthode de la borne inférieure en analyse limite. Pour vérifier les valeurs qui donne cette relation (4-9), le facteur d'arrachement N_Y a été calculé pour un angle de frottement interne ϕ' varie de 20° à 40° et pour un rapport profondeur/largeur H/B qui varie de 1 à 10. Les valeurs obtenues sont comparées avec les résultats de Merifield & Sloan (2006) obtenus par la méthode de la borne inférieure en analyse limite. Cette comparaison est présentée dans les Figure 4-8 et Figure 4-9, qui montre une très bonne concordance entre les deux résultats.

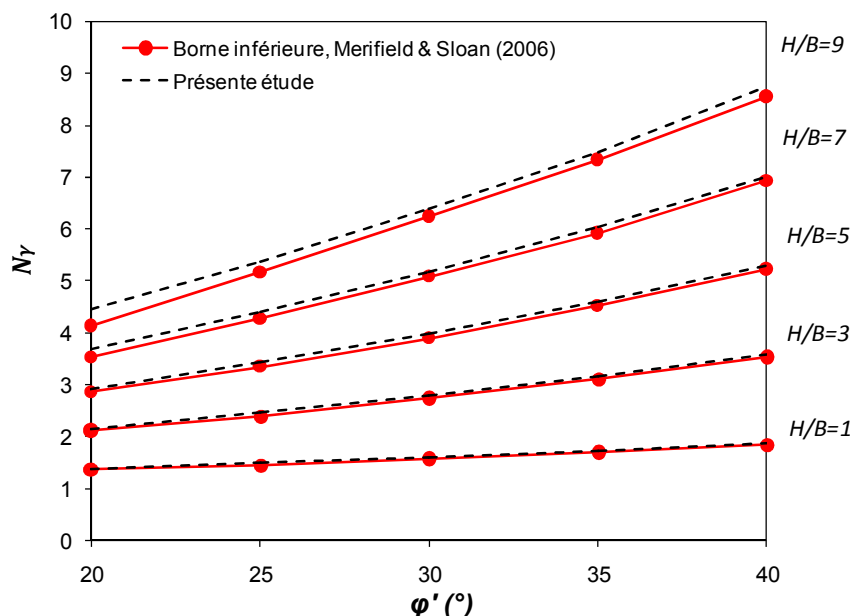


Figure 4-8 Comparaison du facteur d'arrachement obtenu par la relation (4-9) avec la solution de Merifield et Sloan (2006) par la méthode de la borne inférieure

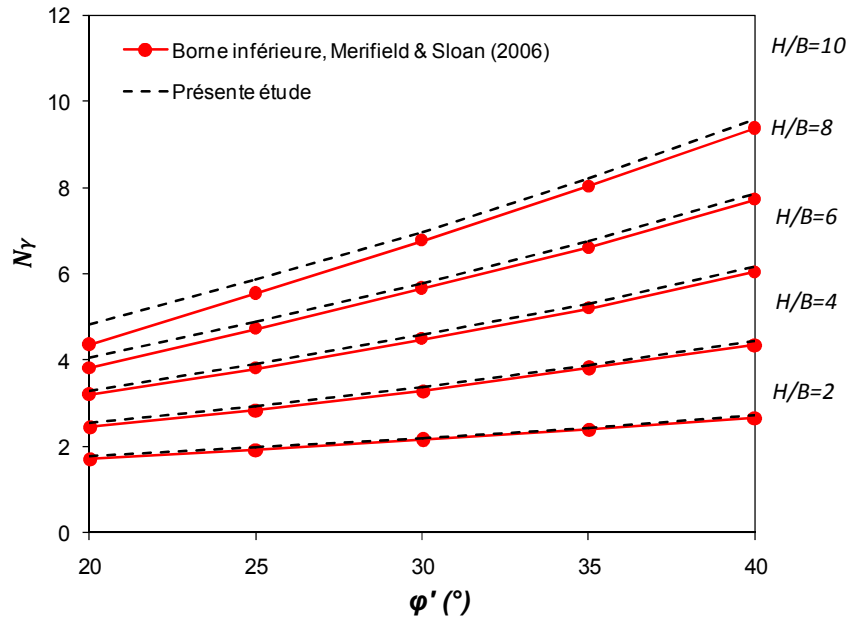


Figure 4-9 Comparaison du facteur d'arrachement obtenu par la relation (4-9) avec la solution de Merifield et Sloan (2006) par la méthode de la borne inférieure

4.4.1.3 Influence de la non associativité du sol

Les calculs numériques effectués précédemment avec une règle d'écoulement associée ont donné des bons résultats en regard des résultats des méthodes d'analyse limite disponibles dans la littérature. Ces derniers considèrent également un sol associé, mais en réalité le sol possède un comportement non associé. Pour cela, des calculs numériques avec une règle d'écoulement non associée ($\psi' = 0$ et $\psi' = \phi'/2$) ont été effectués dans cette étude afin de démontrer l'influence de la non associativité du sol sur le facteur d'arrachement d'une plaque d'ancrage filante dans un sol frottant.

La Figure 4-10 présente une comparaison des valeurs de N_γ obtenues dans cette étude pour les trois cas $\psi'=\phi'$, $\psi'=0$ et $\psi'=\phi'/2$. Il est observé que la règle d'écoulement a une grande influence sur le facteur d'arrachement surtout pour des valeurs de ϕ' élevées. Cependant pour le cas d'un sol parfaitement non associé $\psi'=0$, les résultats des calculs sont un peu perturbés notamment pour $\phi'=30^\circ$ et 40° où on remarque que la variation de N_γ n'est pas linéaire et les valeurs obtenues sont très proches les unes des autres notamment pour $H/B \leq 3$. Par contre, pour le cas de $\psi'=\phi'/2$ les résultats semblent raisonnables, et l'évolution du facteur d'arrachement est linéaire selon les équations (4-10), (4-11) et (4-12) correspondant aux cas de $\phi'=20^\circ$, 30° et 40° respectivement.

$$\text{Pour } \phi' = 20^\circ \text{ on a : } N_\gamma = 0,35 \frac{H}{B} + 1,1 \quad (4-10)$$

$$\text{Pour } \phi' = 30^\circ \text{ on a : } N_\gamma = 0,53 \frac{H}{B} + 1,1 \quad (4-11)$$

$$\text{Pour } \varphi' = 40^\circ \text{ on a : } N_\gamma = 0,70 \frac{H}{B} + 1,1 \quad (4-12)$$

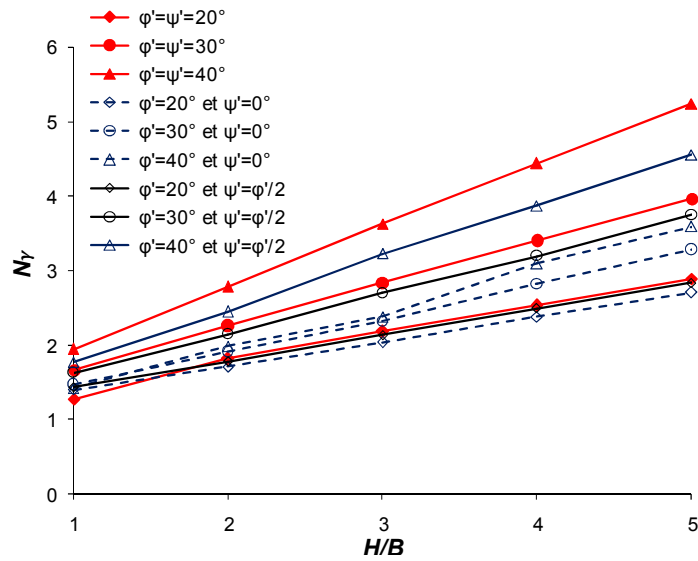


Figure 4-10 Influence de la règle d'écoulement sur le facteur d'arrachement

En suivant la même méthode appliquée précédemment pour établir une équation générale qui donne le facteur d'arrachement d'une plaque d'ancrage filante, on obtient la relation (4-13) qui est basée sur les résultats des calculs relatifs au cas d'un sol non associé avec $\psi' = \varphi'/2$.

$$N_\gamma = 1,1 + \frac{H}{B} (0,091 + 0,733 \tan \varphi') \quad (4-13)$$

La Figure 4-11 représente une comparaison du facteur d'arrachement calculé par l'équation (4-13) avec celui obtenu par des essais expérimentaux réalisés antérieurement par Dickin (1988), Das et Seely (1959), et Rowe et David (1982). Les valeurs de N_γ obtenues par l'équation (4-13) sont en excellent accord avec les résultats expérimentaux de Rowe et David (1982) et ceux de Dickin (1988) dans le cas de $L/B=8$. Les résultats expérimentaux des autres auteurs montrent aussi que la capacité ultime d'arrachement pour $L/B=5$ est supérieure à celle du cas $L/B=8$, et supérieure aussi à celle donnée par l'équation (4-13), ceci est due peut être à la forme de la plaque d'ancrage.

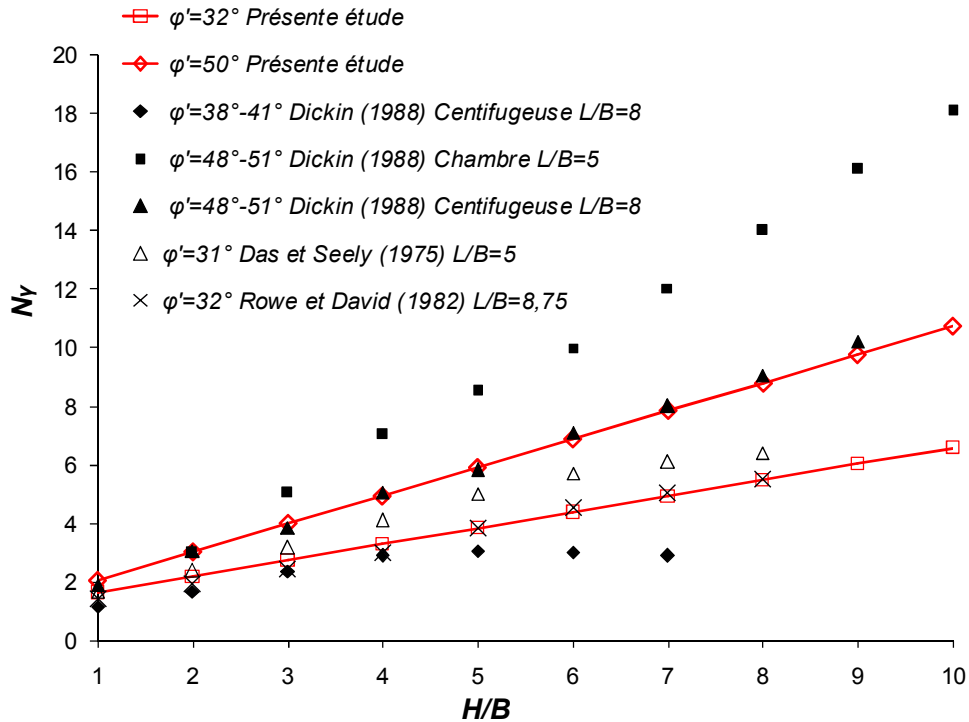


Figure 4-11 Comparaison du facteur d'arrachement avec les résultats expérimentaux des autres auteurs

4.4.2 Cas d'une plaque d'ancrage carrée

4.4.2.1 Facteur d'arrachement

La Figure 4-12 présente la comparaison entre les valeurs de N_y obtenues par la présente modélisation tridimensionnelle et les résultats de Merifield et al (2006) obtenus par la méthode de la borne inférieure de l'analyse limite, et les résultats de Murray et Geddes (1987) obtenus par la méthode de la borne supérieure de l'analyse limite. D'une manière générale, les résultats de la présente étude sont en bon accord avec les résultats obtenus par Merifield et al (2006), et Murray et Geddes (1987).

Le facteur d'arrachement N_y augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol, et augmente aussi avec l'augmentation de la profondeur d'ancrage. Il est à noter que la variation de N_y en fonction de la profondeur est non linéaire contrairement au cas d'une plaque d'ancrage filante qui donne une variation parfaitement linéaire.

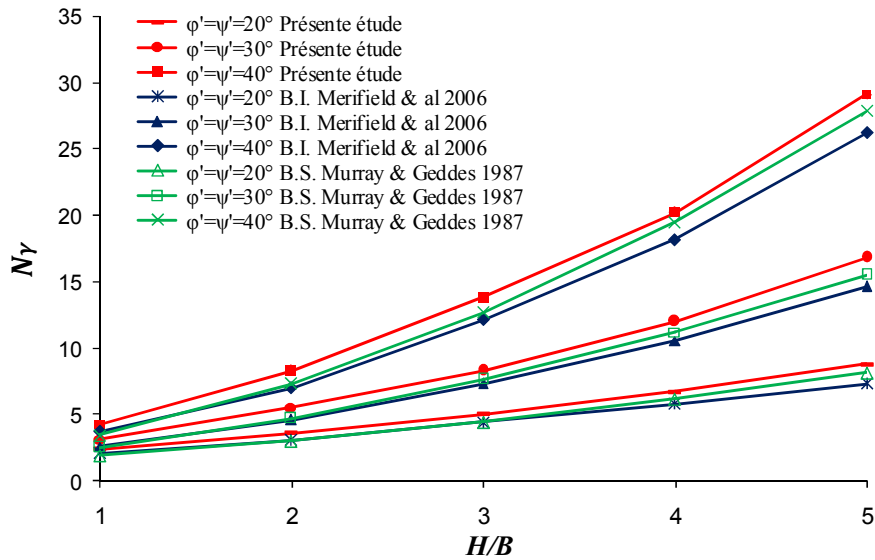


Figure 4-12 Facteur d'arrachement pour une plaque d'ancrage carrée

4.4.2.2 Facteur de forme

Les résultats des calculs numériques de la capacité ultime d'arrachement des deux types de plaques (filante et carrée), montrent que le facteur d'arrachement est très sensible par la forme de la plaque. L'effet de la forme de la plaque peut être examiné par le calcul du facteur de forme donné par la relation conventionnelle (4-14), avec $N_{\gamma_{carrée}}$ et $N_{\gamma_{filante}}$ sont les facteurs d'arrachement des plaques d'ancrage de forme carrée et filante respectivement.

$$S_F = \frac{N_{\gamma_{carrée}}}{N_{\gamma_{filante}}} \quad (4-14)$$

La Figure 4-13 montre la variation du facteur de forme, obtenu numériquement, en fonction de la profondeur pour une plaque d'ancrage carrée et une autre filante. Dans la même figure, on trouve le facteur de forme obtenu par Merifield et al (2006) par la méthode de la borne inférieure, et celui obtenu expérimentalement par Murray et Geddes (1987). Il est remarqué que le facteur de forme dans ce cas est très élevé, il varie de 2,16 pour $H/B=1$ jusqu'à 2,55 pour $H/B=5$.

Le facteur de forme obtenu dans la présente étude est supérieur de 12% de celui obtenu par Merifield et al (2006), et de 33% par rapport à celui obtenu expérimentalement par Murray et Geddes (1987). Il est à noter aussi que la variation du facteur de forme obtenu dans

la présente étude et celui obtenu par Merfield et al (2006) est presque linéaire en fonction du rapport H/B .

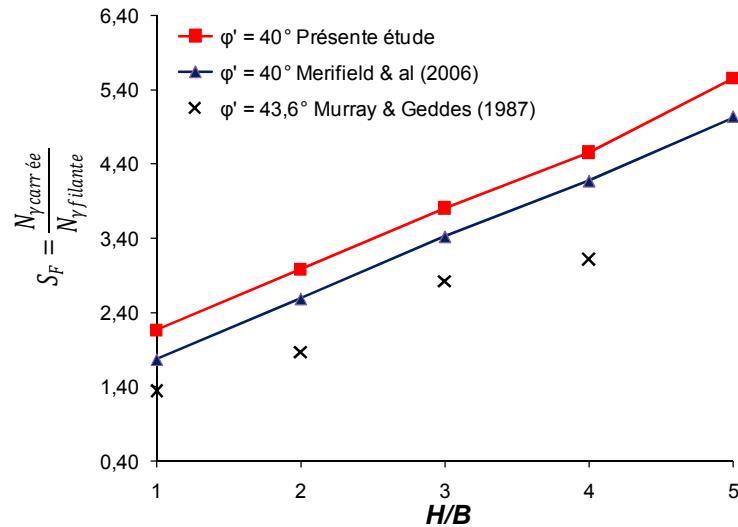


Figure 4-13 Facteur de forme pour une plaque carrée et une plaque filante

4.5 Conclusions

Dans ce chapitre, une étude numérique de la capacité d'arrachement d'une plaque d'ancrage isolée de forme carrée ou filante a été faite par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis. Pour chaque cas, le facteur d'arrachement N_y a été évalué et comparé avec des résultats disponibles dans la littérature. Cette comparaison a montré que les valeurs de N_y obtenues numériquement dans la présente étude sont en excellent accord avec les résultats des autres auteurs.

Pour une plaque d'ancrage filante, les valeurs numériques de N_y obtenues pour $\phi' = \psi' = 20^\circ, 30^\circ$ et 40° avec $H/B \leq 5$ sont en excellent accord avec les résultats de Merifield et Sloan (2006) obtenus par la borne inférieure et la borne supérieure de l'analyse limite. Ces résultats numériques montrent que l'évolution du facteur d'arrachement N_y en fonction de la profondeur est parfaitement linéaire pour les trois valeurs de ϕ' étudiées. Suite à ces résultats, une relation simple et proche à celle de Murray et Geddes (1987) a été développée pour le calcul du facteur d'arrachement d'une plaque d'ancrage filante installée horizontalement dans un sol frottant. Les valeurs de N_y obtenues par cette relation pour ϕ' varie de 20° à 40° et H/B varie de 1 à 10 sont très satisfaisantes par rapport aux résultats obtenus par Merifield et Sloan (2006) en utilisant l'analyse limite.

L'étude de l'influence de la non associativité du sol sur la capacité ultime d'arrachement d'une plaque filante a permis de mettre en évidence que le calcul avec une règle

d'écoulement associée surestime la capacité ultime d'arrachement notamment pour les grandes valeurs de φ' . Par ailleurs, les calculs effectués dans cette partie avec une règle d'écoulement non associée ($\psi'=\varphi'/2$) ont démontré que la variation du facteur d'arrachement en fonction de la profondeur est également linéaire. Ces résultats ont permis d'établir une nouvelle équation générale qui donne le facteur d'arrachement d'une plaque d'ancrage filante enterrée horizontalement dans le sable. Cette équation donne des valeurs de N_y très proches à celles obtenues expérimentalement par d'autres auteurs.

Pour le cas d'une plaque d'ancrage carrée, la modélisation numérique tridimensionnelle a donné des valeurs de N_y , pour $\varphi' = \psi' = 20^\circ, 30^\circ$ et 40° avec $H/B \leq 5$, en bon accord avec les résultats disponibles dans la littérature. Il est à noter que N_y augmente d'une manière non linéaire avec l'augmentation de la profondeur.

Le calcul du facteur de forme entre les deux types de plaques d'ancrage a démontré que la forme de l'ancrage a une grande influence sur la capacité ultime d'arrachement. il est remarqué aussi que le facteur de forme augmente linéairement avec l'augmentation du rapport H/B .

Chapitre 5

Etude analytique et numérique tridimensionnelle de la capacité ultime d'arrachement d'un groupe de plaques d'ancrage

5.1 Introduction

Le présent chapitre concerne l'étude numérique et analytique de la capacité ultime d'arrachement d'un groupe de plaques d'ancrages installées horizontalement dans un sable dense. Deux configurations, linéaire et carrée, du groupe des plaques ont été étudiées. Une analyse tridimensionnelle par la méthode des éléments finis a été utilisée en considérant un modèle élastique parfaitement plastique, pour le comportement du sol, régi par le critère de Mohr-Coulomb. Un calcul analytique basé sur un mécanisme de rupture simplifié a été développé dans cette étude. L'effet de l'interférence a été évalué par le calcul de l'efficacité du groupe η en fonction de l'espacement entre les plaques.

Une étude numérique paramétrique a été effectuée dans ce travail afin de déterminer les principaux paramètres qui influent sur l'efficacité du groupe. De nouvelles équations ont été développées dans cette étude pour évaluer l'efficacité du groupe de plaques d'ancrage carrées.

Les résultats obtenus ont été présentés sous forme de courbes et comparés avec d'autres résultats expérimentaux existants dans la littérature.

5.2 Etat de l'art

Dans la littérature, il existe différents travaux théoriques, numériques et expérimentaux pour étudier le comportement d'une plaque d'ancrage isolée et calculer sa résistance ultime d'arrachement. On peut citer ainsi Meyerhof et Adams (1968), Das (1978), Murray et Geddes (1987), Merifield et Sloan (2006), Hanna et al (2007), Khatri et Kumar (2009, 2010, 2011), Wang et al (2013), et Bhattacharya et Kumar (2014).

Cependant, très peu d'information sont disponibles dans la littérature concernant l'étude de la résistance ultime d'arrachement d'un groupe de plaques d'ancrage. Le Tableau 5-1 présente quelques travaux expérimentaux et numériques existants. Meyerhof et Adams (1968) ont proposé une relation théorique permettant de calculer la force ultime d'arrachement de groupe de fondations circulaires ou rectangulaires, ancrées dans le sable ou dans l'argile. Das et Yang (1987) ont développé un modèle expérimental pour évaluer la force ultime d'arrachement d'un groupe de plaques d'ancrage circulaires ancrées dans un sable moyennement dense. Das et Yang (1987) ont comparé leurs résultats en termes d'efficacité du groupe avec la solution théorique de Meyerhof et Adams (1968), où ils ont trouvé que le rapport espacement/diamètre (S/D) pour une efficacité de groupe $\eta=100\%$, est approximativement égal à deux fois celui obtenu théoriquement. Néanmoins, la tendance générale de l'évolution de l'efficacité du groupe en fonction du rapport S/D est similaire à celle de la théorie.

Dans le présent travail, une attention particulière a été portée au modèle expérimental de Geddes et Murray (1996), qui concerne l'étude de la force d'arrachement d'un groupe de plaques d'ancrage carrées ancrées dans un sable dense à une profondeur constante. Plusieurs configurations ont été étudiées par Geddes et Murray (1996) afin de calculer l'efficacité du groupe, où ils ont trouvé qu'à partir d'un rapport d'espacement critique ($S/B = 2,9$ dans les conditions de l'essai), l'efficacité du groupe maximale est égale à 100%, et reste à ce niveau même en augmentant l'espacement. Cet espacement critique est valable pour l'ensemble des configurations et du nombre de plaques d'ancrage étudiées.

Abbad et al (2012), ont étudié l'interaction des zones de rupture des plaques d'ancrage carrées installées à une profondeur de $5B$ dans un milieu analogique formé de grains en plastique. Ils ont utilisé des photos numériques de grandes résolutions traitées par un logiciel

de corrélation d'images afin d'observer le champs de déplacement et de déformation plane du milieu analogique, ils ont trouvé qu'un espacement minimal entre axes d'environ sept fois la largeur de la plaque ($7B$) est nécessaire pour que deux plaques d'ancrage voisines agissent indépendamment.

En outre, d'autres travaux analytiques sur l'interférence de groupe de plaques d'ancrage de forme filantes ont été établis par Kumar et Kouzer (2008), Kouzer et Kumar (2009), Merifield et Smith (2010), Ghosh et Kumari (2012), Kumar et Naskar (2012), et Sahoo et Kumar (2013, 2014). Ces travaux entrent dans le cadre de l'analyse limite en utilisant la méthode de la borne inférieure ou la borne supérieure. Le Tableau 5-1 présente les travaux expérimentaux et analytiques antérieurs relatifs à l'étude de l'interférence des plaques d'ancrages dans le sol.

Tableau 5-1 Etudes expérimentales et théoriques antérieures de groupe de plaques d'ancrage

Auteur	Méthode	Forme	Type de sol	Rugosité	S/B
Meyerhof et Adams (1968)	Equilibre limite - semi-analytique, Expérimentale	Circ. Rect.	Sable Argile	-	1-8 1-5
Das et Jin-Kaun (1987)	Expérimentale	Circ.	Sable $\phi' = 37^\circ$	-	4-6
Geddes et Murray (1996)	Expérimentale	Carrée	Sable $\phi' = 43,6^\circ$	$\delta = 10,6^\circ$	0-2
Kumar et Kouzer (2008)	Borne inférieure - MEF	Filante	Sable $\phi' = 25^\circ - 45^\circ$	Rugueuse	0-8
Kouzer et Kumar (2009)	Borne inférieure - MEF	Filante	Sable $\phi' = 25^\circ - 40^\circ$	Rugueuse	0-12
Merifield et Smith (2010)	Bornes inférieure et supérieure - MEF	Filante	Argile $E/c_u = 400$	Lisse	1-3
Ghosh et Kumari (2012)	MEF (conditions sismiques)	Filante	Stratifié $\phi' = 25^\circ - 36^\circ$ $c_u = 19,4 - 427 \text{ kN/m}^2$	-	0-17
Kumar et Naskar (2012)	Borne inférieure - MEF	Filante	$\phi = 0^\circ - 30^\circ$, ($c \neq 0, \gamma = 0$), ($c = 0, \gamma \neq 0$)	Rugueuse	0-6
Abbad et al (2013)	Expérimentale	Carrée	Granulaire $c = 0, \phi = 39^\circ$	Lisse	3-7
Sahoo et Kumar (2013)	Bornes inférieure et supérieure - MEF	Filante	Argile, $\phi = 0$ c augmente avec la profondeur	Rugueuse	0-7
Sahoo et Kumar (2014)	Bornes inférieure et supérieure - MEF	Filante	Cohérent - frottant $\phi = 0^\circ - 30^\circ$	Rugueuse	0-16
Emirler et al (2015)	MEF	Carrée	Sable $\phi' = 38^\circ, 44^\circ$	-	6

L'objectif principal du présent travail est, d'une part, l'étude numérique tridimensionnelle par la méthode des éléments finis de l'efficacité du groupe de plaques d'ancrages carrées, installées horizontalement dans un sable dense, pour plusieurs valeurs du rapport espacement/largeur (S/B). L'influence des paramètres sur les résultats de calcul, tel que la profondeur de l'ancrage, la rugosité de l'ancrage, l'angle de frottement interne du sol et la règle

d'écoulement a été étudiée numériquement. D'autre part, un objectif additionnel est de développer une solution analytique de l'efficacité du groupe de plaques d'ancrage carrées enterrées horizontalement dans le sable. Cette solution analytique est basée sur un mécanisme de rupture disponible dans la littérature, où une modification de la forme du mécanisme de rupture a été introduite pour simplifier le calcul de l'interférence des mécanismes de rupture.

Cette étude permettra de souligner des conclusions et des recommandations concernant le calcul de l'efficacité du groupe ainsi que l'espacement critique entre deux plaques d'ancrage carrées enterrées horizontalement dans le sable.

5.3 Modélisation numérique

Dans cette partie du travail, un modèle numérique tridimensionnel en éléments finis a été développé en utilisant le logiciel Plaxis 3D, pour calculer la capacité ultime d'arrachement d'un groupe de plaque d'ancrage. D'après les études expérimentales et analytiques antérieures (Tableau 5-1), le travail expérimental de Geddes et Murray (1996) semble le plus adéquat comme référence pour notre travail car il concerne le problème du groupe de plaque d'ancrage de forme carrée et comporte les données nécessaires pour la modélisation numérique. Geddes et Murray (1996) ont effectué une série de tests d'arrachement au laboratoire sur un groupe de plaque d'ancrage installées horizontalement dans un sable dense. Ces tests ont été déroulés dans un box en acier de dimensions $1,28 \times 1,22m \times 0,89m$. Les plaques d'ancrage ont une forme carrée avec une largeur $B = 50,8mm$, ancrées à une profondeur constante $H = 203,2mm$ pour donner un rapport $H/B = 4$. Des tests d'arrachement vertical ont été effectués sur deux et cinq plaques en configuration linéaire et sur un groupe de quatre plaques en configuration carrée.

La symétrie du problème permet de prendre un quart de modèle dans tous les calculs comme présenté sur la Figure 5-1 qui montre l'exemple de quatre plaques d'ancrage en configuration carrée. La largeur du modèle adoptée est $0,61m$ et la hauteur est $1m$. Le modèle de comportement adopté pour le sol est élastique linéaire parfaitement plastique, régi par le critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée. En faisant référence à l'étude de Bolton (1986) sur la résistance et la dilatance des sables, l'angle de dilatance adoptée est $\psi' = \varphi' - 30^\circ$. Les plaques d'ancrage ont été modélisées par des éléments poutre avec un modèle élastique linéaire. Les valeurs des paramètres du sol et de la rigidité élastique de la plaque d'ancrage sont montrées sur le tableau 5-1.

Tableau 5-2 Paramètres du sol et de la plaque d'ancrage

Paramètres	Unité	Sol	Plaque d'ancrage
Poids volumique, γ'	kN/m^3	16	-
Angle de frottement interne, φ'_{soil}	$^\circ$	43,6	-
Cohésion, c'_{soil}	kN/m^2	0	-
Module de Young, E	kN/m^2	30000	-
Coefficient de Poisson, ν		0,3	-
Angle de dilatance, ψ'_{soil}	$^\circ$	13,6	-
Rigidité axiale	kN/m	-	$7 \times 10^{+11}$
Rigidité de flexion	$kN.m^2/m$	-	$2,5 \times 10^{+7}$

Des éléments d'interface ont été utilisés entre le sol et les plaques d'ancrage. Leurs comportement est défini par le critère de Mohr Coulomb, avec des caractéristiques de résistance au cisaillement calculées par l'introduction du facteur de réduction de la résistance R_{inter} , qui donne les valeurs des paramètres de résistance de l'élément d'interface par l'application de la méthode de réduction de résistance suggérée par Plaxis (Brinkgreve and Vermeer 2010) selon les relations suivantes :

$$c'_i = R_{inter} c'_{soil},$$

$$\tan \varphi'_i = R_{inter} \tan \varphi'_{soil} \leq \tan \varphi'_{soil}$$

$$\psi'_i = 0^\circ \text{ pour } R_{inter} < 1, \text{ sinon : } \psi'_i = \psi'_{soil}$$

avec c'_i , φ'_i et ψ'_i sont la cohésion, l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance de l'élément d'interface respectivement.

Geddes et Murray (1996) ont réalisé un essai à la boîte de cisaillement modifiée sur le sable étudié en contact avec une plaque métallique du même genre des plaques d'ancrage utilisées dans les tests d'arrachement. L'angle de frottement d'interface obtenu est $10,6^\circ$ qui correspond un coefficient d'interface $R_{inter} = 0,19$.

L'arrachement des plaques d'ancrage a été modélisé par l'application des déplacements imposés verticalement vers le haut au niveau des nœuds des plaques d'ancrage. Ces déplacements augmentent progressivement jusqu'à la stabilisation de la force résultante qui présente la charge ultime d'arrachement Q_u du groupe des plaques d'ancrage (Figure 5-4).

Avant d'adopter le modèle numérique de référence, plusieurs tests de calcul ont été exécutés pour vérifier l'influence du maillage et la taille du modèle sur les résultats de calcul. Ces tests ont permis de suggérer non seulement un maillage fin au voisinage de la plaque d'ancrage, mais cette dernière elle-même doit être impérativement discrétisée en 10 éléments au minimum sur le plan x-y, pour avoir des résultats plus appropriés. Il a été également vérifié

que les frontières du modèle numérique basées sur les dimensions du modèle expérimental de Geddes et Murray (1996) n'ont pas d'influence sur la valeur de la force ultime obtenue. Il a été finalement vérifié que les valeurs des paramètres élastiques ont une influence négligeable sur la force ultime d'arrachement calculée par ces analyses numériques.

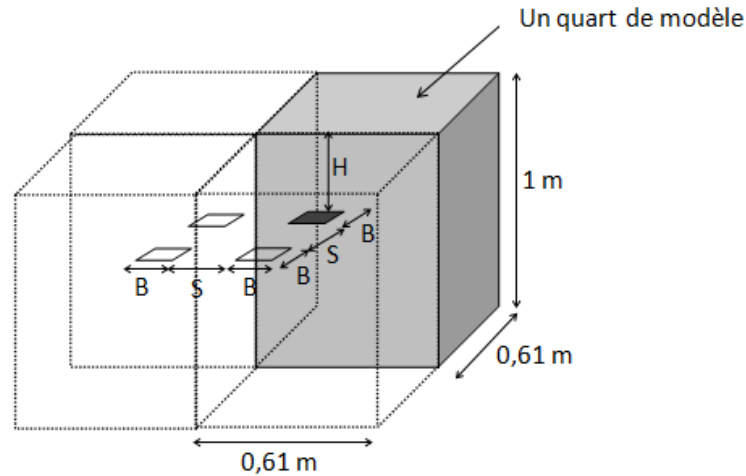


Figure 5-1 Modèle géométrique

5.4 Résultats et discussions

Les analyses numériques établies dans cette étude par la méthode des éléments finis concernent le calcul de la force ultime d'arrachement d'un groupe de plaques d'ancrage carrées. Les plaques sont installées en configuration linéaire : deux (2×1), trois (3×1), quatre (4×1) et cinq (5×1) plaques d'ancrage, ou en configuration carrée : quatre (2×2) et neuf (3×3) plaques d'ancrage, avec un espacement S constant entre les plaques qui varie de 0 à $2,5B$.

L'efficacité du groupe η a été analysée en fonction du rapport espacement/largeur (S/B), pour les deux configurations linéaire et carrée, pour des valeurs de S/B relativement petites. Ensuite, l'espacement critique S_{cr} entre les plaques a été évalué (correspondant à $\eta = 100\%$). S_{cr} est défini comme étant la distance entre plaques à partir de laquelle chaque plaque d'ancrage agit indépendamment sans interférence entre les mécanismes de rupture (résultats discutés dans la section 5.8)

5.4.1 Groupe de plaques d'ancrage carrées en configuration linéaire

La figure 5-2 schématise un groupe de plaques d'ancrages avec une largeur B , installées en configuration linéaire avec un espacement similaire S . La longueur totale est notée L .

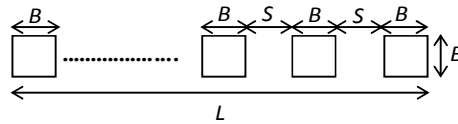


Figure 5-2 Groupe de plaques d'ancrage carrées en configuration linéaire

La Figure 5-3 présente les résultats de la force ultime d'arrachement en fonction du déplacement, pour un groupe de deux plaques d'ancrage avec différentes valeurs du rapport S/B variant de 0 à 2. La courbe inférieure représente le cas d'une plaque d'ancrage isolée. Ces résultats montrent que la force ultime d'arrachement Q_u augmente avec l'augmentation de l'espacement entre les deux plaques. Cette tendance montre la présence de l'effet du groupe sur la capacité ultime d'arrachement.

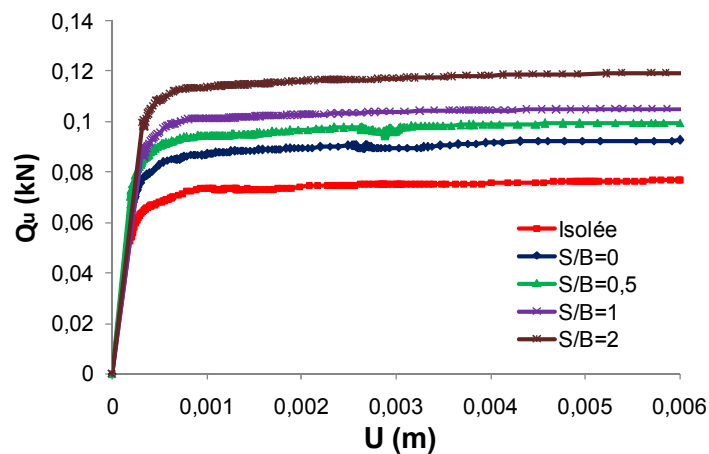


Figure 5-3 La charge ultime d'arrachement pour une plaque d'ancrage isolée et pour deux plaques d'ancrage adjacentes

La Figure 5-4 présente les déplacements totaux obtenus dans le cas de deux plaques d'ancrage avec un rapport $S/B=2$, elle montre aussi l'interférence des deux mécanismes de rupture des deux plaques adjacentes.

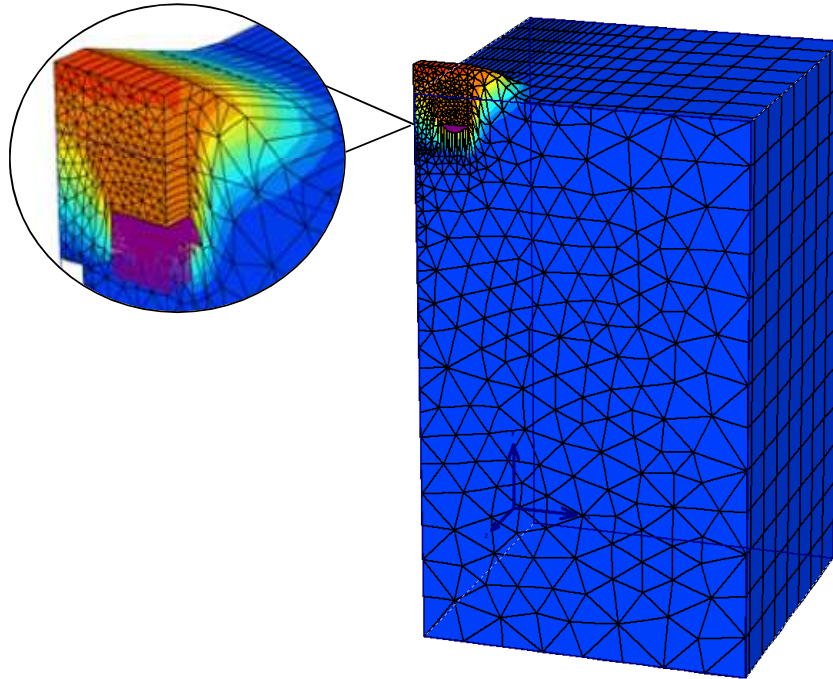


Figure 5-4 Déplacement totaux pour deux plaques d'ancrage carrées, $H/B=2$, $S/B=2$

L'efficacité du groupe η a été calculée par la relation conventionnelle suivante (Das (1990), Geddes et Murray (1996), Emirler et al (2015)) :

$$\eta (\%) = \frac{\text{La charge ultime de } N \text{ ancrage} \times 100}{N \times \text{La charge ultime d'un ancrage isolé}} \quad (5-1)$$

avec N est le nombre total des plaques d'ancrage.

La Figure 5-5 montre l'évolution de l'efficacité du groupe de plaques d'ancrage carrées installées en configuration linéaire (deux (2×1), trois (3×1), quatre (4×1) et cinq (5×1)) en fonction du rapport S/B . Dans la même figure les résultats expérimentaux de Geddes et Murray (1996) pour le cas de deux (2×1) et cinq (5×1) plaques ont été présentés.

Les résultats numériques montrent que l'évolution de l'efficacité du groupe en fonction du rapport S/B est parfaitement linéaire, et peut être ajustée selon les équations (5-2), (5-3), (5-4) et (5-5) pour les configurations (2×1), (3×1), (4×1) et (5×1) respectivement.

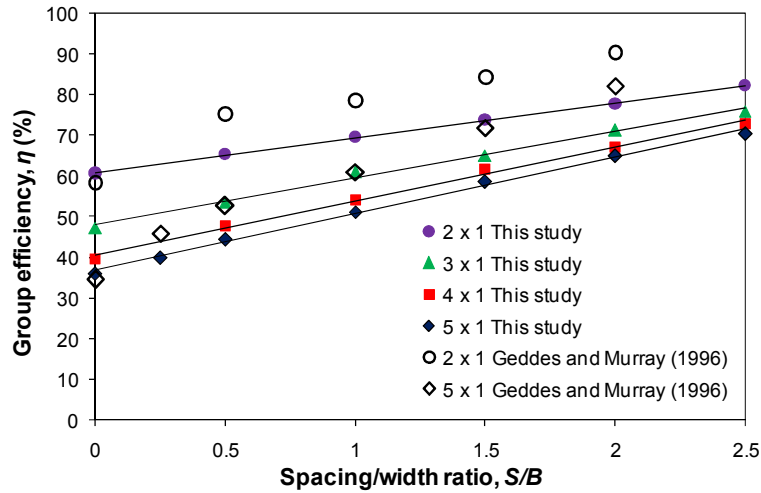


Figure 5-5 L'efficacité du groupe de plaques d'ancrage carrées en configuration linéaire

Pour le cas de deux plaques (2 x 1), l'efficacité du groupe η augmente linéairement de 61% pour $S/B = 0$ (correspondant au cas d'une plaque rectangulaire $L/B = 2$) jusqu'à 78% pour $S/B = 2$. Pour le cas de trois plaques (3 x 1), η augmente linéairement de 48% pour $S/B = 0$ (correspondant au cas d'une plaque rectangulaire $L/B = 3$) jusqu'à 77% pour $S/B = 2,5$. Pour le cas de quatre plaques (4 x 1), η augmente linéairement de 41% pour $S/B = 0$ (correspondant à une plaque rectangulaire $L/B = 4$) jusqu'à 74% pour $S/B = 2,5$. Pour cinq plaques (5 x 1), η augmente également linéairement de 37% for $S/B = 0$ (correspondant à une plaque rectangulaire $L/B = 5$) jusqu'à 72% pour $S/B = 2,5$.

$$\eta_{2 \times 1}(\%) = 8,537 \frac{S}{B} + 60,96 \quad (5-2)$$

$$\eta_{3 \times 1}(\%) = 11,45 \frac{S}{B} + 48,13 \quad (5-3)$$

$$\eta_{4 \times 1}(\%) = 13,25 \frac{S}{B} + 40,68 \quad (5-4)$$

$$\eta_{5 \times 1}(\%) = 13,85 \frac{S}{B} + 36,94 \quad (5-5)$$

Les valeurs de l'efficacité du groupe obtenues expérimentalement par Geddes et Murray (1996) sont plus supérieures que les résultats numériques, à l'exception du premier point ($S/B = 0$) qui est superposé sur le point numérique dans les deux cas (2 x 1) et (5 x 1). Pour le cas de cinq plaques (5 x 1), la différence entre les résultats numériques et expérimentaux augmente avec l'augmentation du rapport S/B ; et pour le cas de deux plaques (2 x 1), cette

différence reste presque constante au environ de 10%. Cependant, les résultats expérimentaux ont également une tendance linéaire à partir du deuxième point pour $S/B = 0,25$ ou $S/B = 0,5$. Pour ce point, Murray et Geddes (1996) ont rapporté que la relation de l'efficacité du groupe en fonction de S/B démontre une initiale perturbation suivie par une tendance linéaire.

L'efficacité du groupe obtenue expérimentalement varie de 59% environ pour $S/B = 0$ jusqu'à 90% environ pour $S/B = 2$ dans le cas de deux plaques (2×1). Pour cinq plaques, η varie de 37% environ pour $S/B = 0$ jusqu'à 71% environ pour $S/B = 2,5$.

D'après ces résultats de configuration linéaire, on peut conclure que l'efficacité du groupe de N plaques est inférieure à celle de $(N - 1)$ plaques pour le même espacement S , et cette différence d'efficacité du groupe diminue quand le rapport espacement/largeur (S/B) augmente.

5.4.2 Groupe de plaques d'ancrage carrées en configuration carrée

Pour une configuration carrée, la figure 5-6 montre les deux cas étudiés : groupe de quatre (2×2) et neuf (3×3) plaques d'ancrage carrées. La figure 2-7 montre les résultats numériques de ces cas en comparaison avec les résultats expérimentaux de Geddes et Murray (1996). Les résultats numériques montrent que η augmente linéairement en fonction du rapport S/B , selon les équations (5-6) et (5-7) pour les cas de quatre (2×2) et neuf (3×3) plaques respectivement. Pour le cas de quatre plaques (2×2), η évolue linéairement de 34% pour $S = 0$ (correspondant au cas d'une seule plaque isolée de largeur égale à $2B$), jusqu'à 67% pour $S/B = 2,5$. Pour le cas de neuf (3×3) plaques, η augmente de 20% pour $S = 0$ (correspondant au cas d'une seule plaque isolée de largeur égale à $3B$), jusqu'à 52% pour $S/B = 2,5$.

Les résultats expérimentaux de Geddes et Murray (1996) pour quatre plaques carrées (2×2) montrent que η évolue presque linéairement avec le rapport S/B , de 34% pour $S = 0$ jusqu'à 85% approximativement pour $S/B = 2,5$. Cependant, les valeurs expérimentales de η sont plus grandes que les valeurs numériques à l'exception du cas de $S/B = 0$ où les valeurs de η sont égales, aussi la différence entre les valeurs numériques et expérimentales de η augmente graduellement avec l'augmentation de S/B .

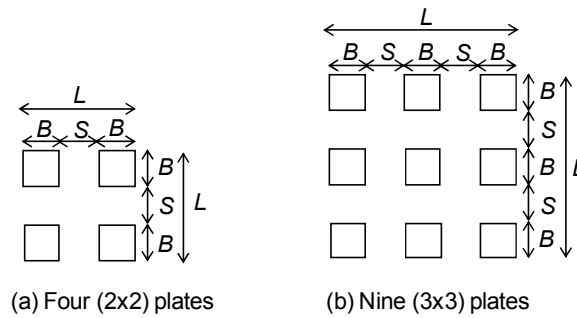


Figure 5-6 Groupe de plaques d'ancrage carrées en configuration carrée

$$\eta_{2 \times 2}(\%) = 13,39 \frac{S}{B} + 33,48 \quad (5-6)$$

$$\eta_{3 \times 3}(\%) = 12,92 \frac{S}{B} + 19,81 \quad (5-7)$$

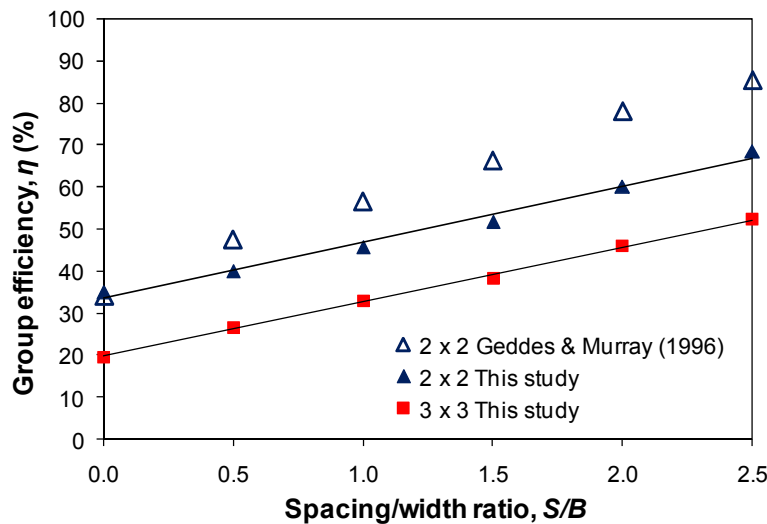


Figure 5-7 Efficacité du groupe de quatre et neuf plaques en configuration carrée

Il est aussi remarquable que pour une valeur donnée du rapport S/B , l'efficacité du groupe de quatre plaques d'ancrage carrées installées en configuration carrée est inférieure à celle de quatre plaques d'ancrage carrées installées en configuration linéaire. La raison est que dans le cas de configuration carrée, le mécanisme de rupture de chacune des quatre plaques interfère avec celui des deux ou trois autres plaques. Par contre, en configuration linéaire, le mécanisme de rupture de chacune des deux plaques intermédiaires interfère seulement avec celui des deux plaques voisines, et le mécanisme de rupture de chacune des deux plaques de rive interfère uniquement avec celui d'une seule plaque. En effet, cette différence d'efficacité

de groupe entre une configuration linéaire et carrée, devient plus grande avec l'augmentation du nombre de plaques d'ancrage.

5.5 Facteur de charge

Les résultats numériques précédents ont mis en évidence que l'efficacité du groupe de plaques d'ancrages carrées installées horizontalement dans le sable, en configuration linéaire ou carrée, évolue linéairement en fonction du rapport S/B . Afin d'établir une équation générale de l'efficacité du groupe de N plaques d'ancrage carrées, les résultats précédents de l'efficacité du groupe, pour les deux configurations linéaire et carrée, ont été retracés en terme de facteur de charge F_L en fonction du rapport L/B .

D'après Geddes et Murray (1996), les relations suivantes ont été considérées :

$$\frac{L}{B} = n + (n - 1) \frac{S}{B} \quad (5-8)$$

avec n est le nombre de plaques d'ancrage par ligne,

$$F_L = \frac{\text{charge ultime de } N \text{ ancrage}}{\text{charge ultime d'un ancrage isolé}} \quad (5-9)$$

ou

$$F_L = \eta \times N/100 \quad (5-10)$$

avec N est le nombre total de plaques d'ancrage, et η est l'efficacité du groupe.

La Figure 5-8 représente la variation du facteur de charge en fonction du rapport L/B pour l'ensemble des configurations linéaires étudiées précédemment. Le facteur de charge évolue linéairement en fonction du rapport L/B pour deux, trois, quatre et cinq plaques d'ancrage en configuration linéaire. Cette relation linéaire peut être exprimée par l'équation suivante :

$$F_L = 0,182 (L/B) + 0,866 \quad (5-11)$$

A partir des équations (5-8), (5-10) et (5-11), on peut écrire la relation générale (5-12) de l'efficacité de groupe de n plaques d'ancrage carrées installées horizontalement dans le sable en configuration linéaire ($n = N$). Cependant, cette relation est valable uniquement pour les caractéristiques géotechniques et géométriques prises dans cette étude.

$$\eta_{n \times 1}(\%) = \frac{18,2}{n} \left(n + (n - 1) \frac{S}{B} \right) + \frac{86,6}{n} \quad (5-12)$$

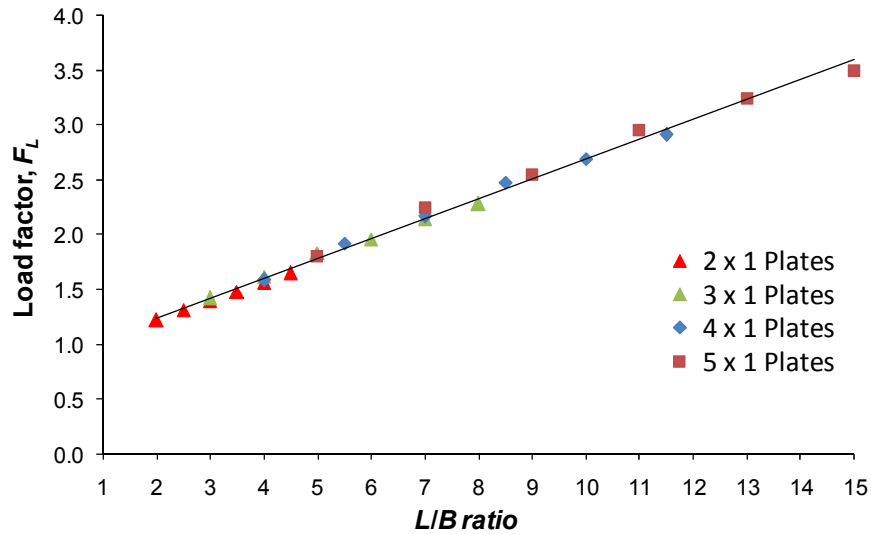


Figure 5-8 Facteur de charge de groupe de plaques d'ancrage en configuration linéaire

Pour une configuration carrée, la Figure 5-9 présente la courbe du facteur de charge en fonction du rapport L/B pour le cas de quatre et neuf plaques d'ancrage, ce qui donne également une forme globale linéaire de l'évolution du facteur de charge par la relation suivante (5-13) :

$$F_L = 0,561 (L/B) + 0,167 \quad (5-13)$$

Ainsi, à partir des équations (5-8), (5-10) et (5-13), on peut écrire la relation générale (5-14) de l'efficacité de groupe de ($N = n \times n$) plaques d'ancrage carrées installées horizontalement dans le sable dans une configuration carrée, qui reste également valable uniquement pour les caractéristiques géotechniques et géométriques prises dans cette étude.

$$\eta_{n \times n}(\%) = \frac{56,1}{n^2} \left(n + (n - 1) \frac{S}{B} \right) + \frac{16,7}{n^2} \quad (5-14)$$

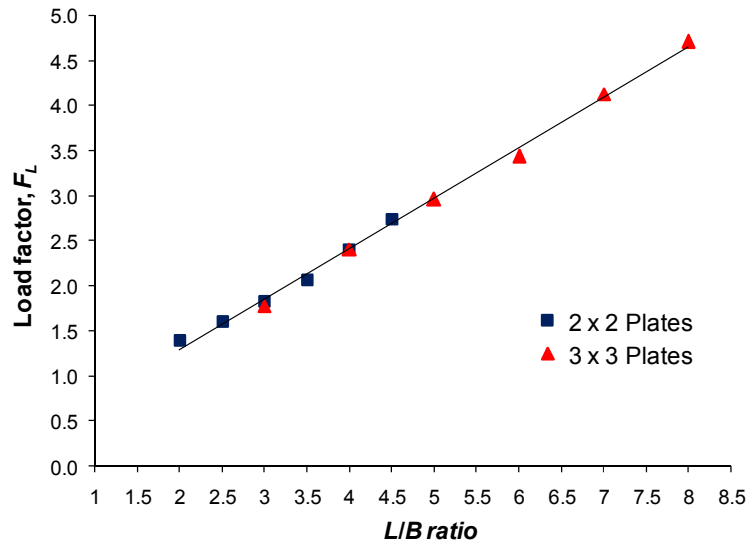


Figure 5-9 Facteur de charge de groupe plaque d'ancrage en configuration carrée

5.6 Etude paramétrique

Les calculs numériques précédents ont permis d'établir les équations générales (5-12) et (5-14) de l'efficacité de groupe pour une configuration linéaire et carrée respectivement. Ces relations concernent le cas de $H/B = 4$ et dépendent des variables suivantes : nombre de plaques d'ancrage, l'espacement entre plaques et la largeur des plaques. Cependant, une étude paramétrique est nécessaire pour vérifier l'influence des différents paramètres sur les résultats obtenus. A cet effet, une étude paramétrique numérique a été effectuée sur un groupe de deux plaques d'ancrage carré, en étudiant l'influence de la profondeur d'ancrage, l'angle de frottement interne du sol, la règle d'écoulement et la rugosité de l'ancrage.

5.6.1 Influence de la profondeur

Pour étudier l'influence de la profondeur sur l'efficacité du groupe, la force ultime d'arrachement de deux plaques d'ancrage a été calculée pour un rapport profondeur/largeur $H/B = 2$ et $H/B = 6$. Ensuite, l'efficacité du groupe a été calculée et comparée avec celle obtenue par le modèle de référence ($H/B = 4$) comme montré sur la Figure 5-10.

La Figure 5-10 montre que l'efficacité du groupe pour un espacement donné diminue avec l'augmentation du rapport H/B . En effet, l'espacement critique (S_{cr}) augmente avec l'augmentation de la profondeur (H). Ceci est expliqué par la relation entre l'espacement

critique et la profondeur estimée théoriquement par $S_{cr} = 2H \tan \theta$ avec θ est l'angle d'inclinaison du plan de rupture par rapport à la verticale comme montré sur la figure 5-16.

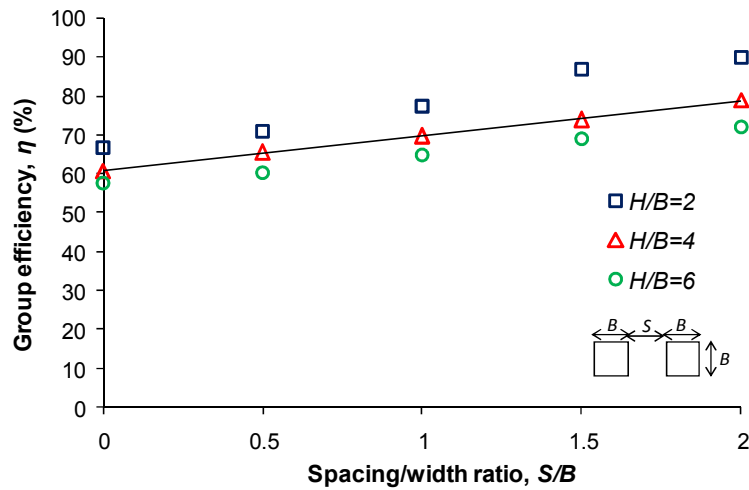


Figure 5-10 Influence de la profondeur d'ancrage

5.6.2 Influence de l'angle de frottement interne du sol

Le modèle numérique de référence a été établi avec un angle de frottement interne du sol $\varphi' = 43,6^\circ$. Cependant, pour étudier l'influence de ce paramètre sur l'efficacité du groupe, d'autres calculs numériques ont été réalisés pour un groupe de deux plaques d'ancrage carrées, avec d'autres valeurs de l'angle de frottement interne du sol, $\varphi' = 30^\circ$ et $\varphi' = 20^\circ$. Les résultats des calculs numériques ont été présentés sur la Figure 5-11, montrant une influence moins faible par rapport au paramètre de profondeur sur l'efficacité du groupe. En fait, η augmente de 8% quand φ' diminue de $43,6^\circ$ à 20° . Cette influence peut être expliquée par la relation du mécanisme de rupture avec l'angle de frottement interne du sol. Certains auteurs comme Veesaert et Clemence (1977) ont trouvé que l'angle d'inclinaison du plan de rupture par rapport à la verticale est égal à la moitié de l'angle de frottement interne du sol. Murray et Geddes (1987), et Merifield et al (2006) ont trouvé que l'angle d'inclinaison du plan de rupture par rapport à la verticale est égal à l'angle de frottement interne du sol. Alors, quand φ' diminue, l'interférence entre les mécanismes de rupture diminue et η augmente.

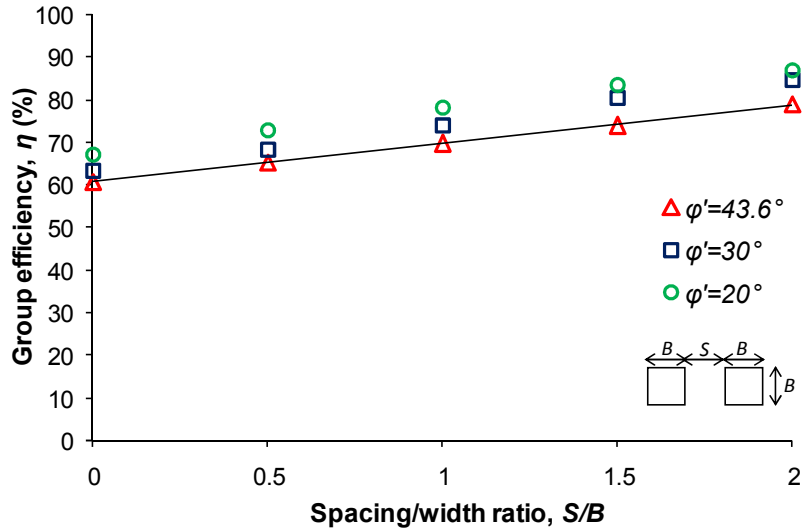


Figure 5-11 Influence de l'angle de frottement interne du sol

5.6.3 Influence de la règle d'écoulement

Pour étudier l'influence de la règle d'écoulement sur l'efficacité du groupe, d'autres calculs numériques ont été établis pour le cas d'un groupe de deux plaques d'ancrage carrées. Une règle d'écoulement associée ($\psi' = \phi'$) a été considérée, et les résultats obtenus de η ont été comparés avec les résultats du cas de référence calculé avec une règle d'écoulement non associée ($\psi' = \phi' - 30^\circ$). Cette comparaison est présentée sur la Figure 5-12 qui montre une influence presque négligeable sur l'efficacité du groupe en fonction du rapport S/B . Néanmoins, il est très important de signaler que la règle d'écoulement a une influence très importante sur la valeur de la charge ultime d'arrachement. Cette dernière est surestimée avec une règle d'écoulement associée (plus de 38%).

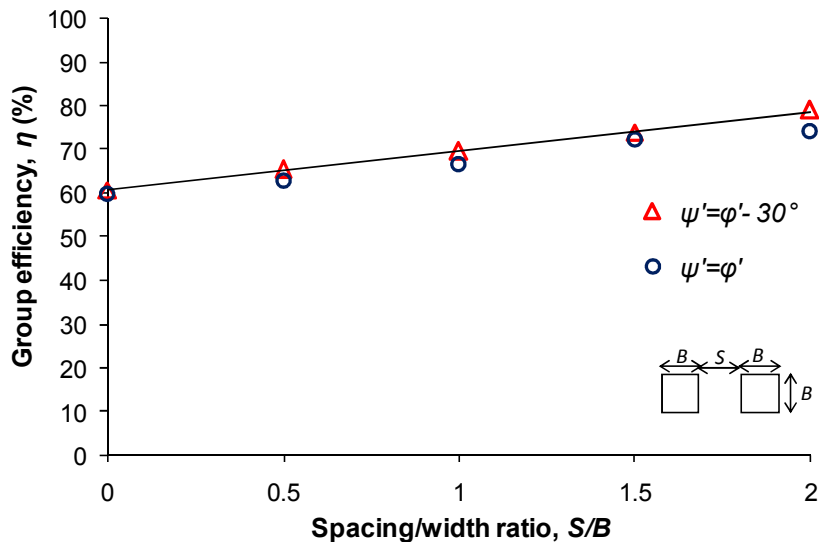


Figure 5-12 Influence de la règle d'écoulement

5.6.4 Influence de la rugosité de l'ancrage

Dans le modèle de référence, l'interface entre le sol et la plaque d'ancrage a été déterminée par l'introduction du facteur de réduction de la résistance $R_{inter} = 0,19$. Afin d'étudier l'influence de ce paramètre sur l'efficacité du groupe, d'autres calculs ont été effectués pour un groupe de deux plaques d'ancrage carrées, avec les valeurs suivantes du facteur $R_{inter} = 0,33 ; 0,5 ; 0,75$ et 1 . Les résultats obtenus de l'efficacité du groupe en fonction du rapport S/B ont été présentés sur la

Figure 5-13. Ces résultats montrent une très petite influence sur la valeur de η . Cela peut être expliqué par la forme du mécanisme de rupture qui ne permet pas une mobilisation significative de la résistance au cisaillement, entre le sol et la plaque durant l'action d'arrachement.

Rowe et Davis (1982b) ont démontré que la rugosité de l'ancrage a une influence négligeable sur la capacité ultime d'arrachement des plaques d'ancrage horizontale dans toutes les profondeurs, mais cette influence augmente pour les plaques d'ancrage verticales peu profondes ($H/B < 3$). Pour ce dernier cas, ils ont trouvé que l'effet de la rugosité augmente plus si le sol est dilatant.

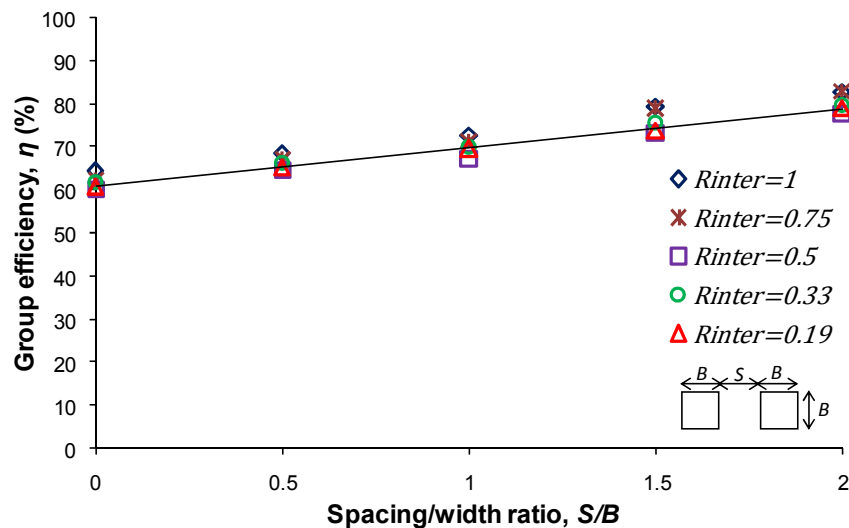


Figure 5-13 Influence de la rugosité de l'ancrage

5.7 Solution analytique pour n plaques d'ancrage en configuration linéaire

5.7.1 Plaque d'ancrage isolée

Murray et Geddes (1987) ont établi un mécanisme de rupture en utilisant la méthode de la borne supérieure de l'analyse limite, pour des plaques d'ancrage rectangulaires installées horizontalement dans un sol frottant qui subissent des forces d'arrachement verticales. Ce mécanisme de rupture est composé de plans de rupture étendus des bords de la plaque, et inclinés par un angle égale à φ' par rapport à la verticale. Au niveau des coins, le mécanisme de rupture est composé de portions de cercles. Ils ont obtenu la relation suivante du facteur d'arrachement N_y .

$$N_y = 1 + \frac{H}{B} \tan \varphi' \left(1 + \frac{B}{L} + \frac{\pi H}{3 L} \tan \varphi' \right) \quad (5-15)$$

Afin de simplifier le calcul analytique de l'interférence des plaques d'ancrage carrées, les portions de cercles au niveau des coins ont été remplacées par des pyramides verticales avec une correction de l'angle d'inclinaison des plans de rupture par $\theta = 0,785 \varphi'^{1,1}$, comme illustré sur la Figure 5-14.

Le facteur d'arrachement relatif à ce mécanisme de rupture modifié est donné par l'équation (5-16) (voir détail en annexes). Les valeurs de N_y obtenues par cette relation sont très satisfaisantes par rapport aux résultats de la borne supérieure obtenus par Murray et Geddes (1987), et de la borne inférieure obtenus par Merifield et al. (2006) comme montré sur la Figure 5-15

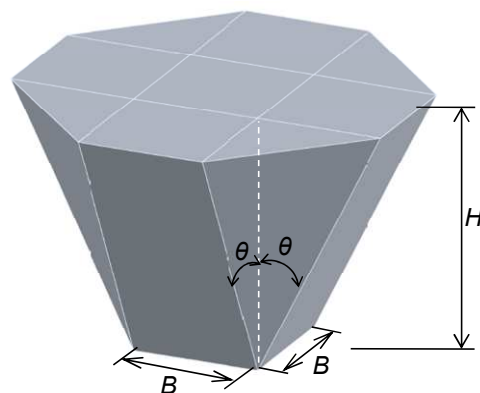


Figure 5-14 Mécanisme de rupture modifié

$$N_{\gamma \text{ isolé}} = 1 + 2 \frac{H}{B} \tan \theta + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \tan^2 \theta \quad (5-16)$$

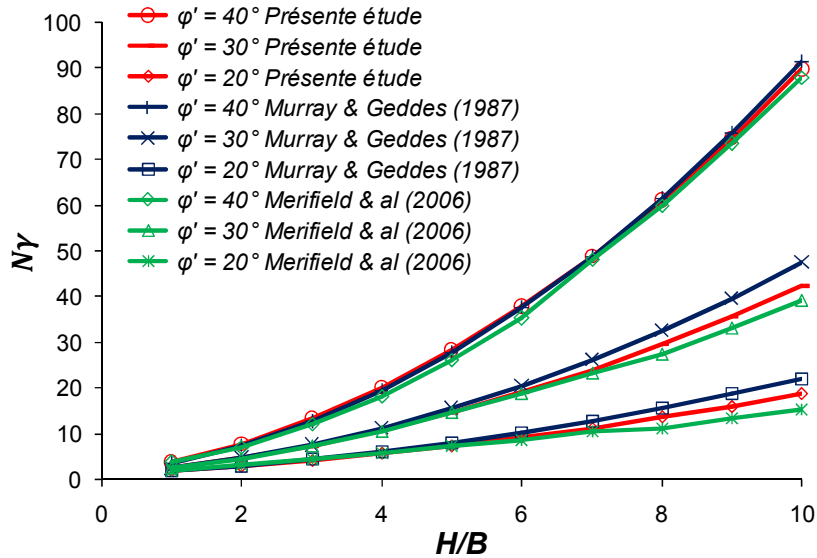


Figure 5-15 Facteur d'arrachement pour une plaque d'ancrage carrée dans un sol frottant

5.7.2 Deux plaques d'ancrage carrées

Pour un groupe de deux plaques d'ancrage carrées avec un espacement $S < 2H \tan \theta$, la force ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage adjacente à une autre est égale au poids du sol situé à l'intérieur du mécanisme de rupture (défini par les points a, b, c, d, e comme montré sur la Figure 5-16). Le facteur d'arrachement correspondant à ce volume est noté $N_{\gamma \text{ rive}}$ et donné par la relation suivante : (voir détail en annexes)

$$N_{\gamma \text{ rive}} = 1 + \frac{1}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 (\tan \theta)^2 + \frac{1}{2} \left(3 + \frac{S}{B} \right) \frac{H}{B} \tan \theta + \frac{1}{8} \frac{S}{H} \frac{S}{B} \left(\frac{1}{3} \frac{S}{B} - 1 \right) \cot \theta - \frac{1}{4} \left(\frac{S}{B} \right)^2 + \frac{1}{2} \frac{S}{B} \quad (5-17)$$

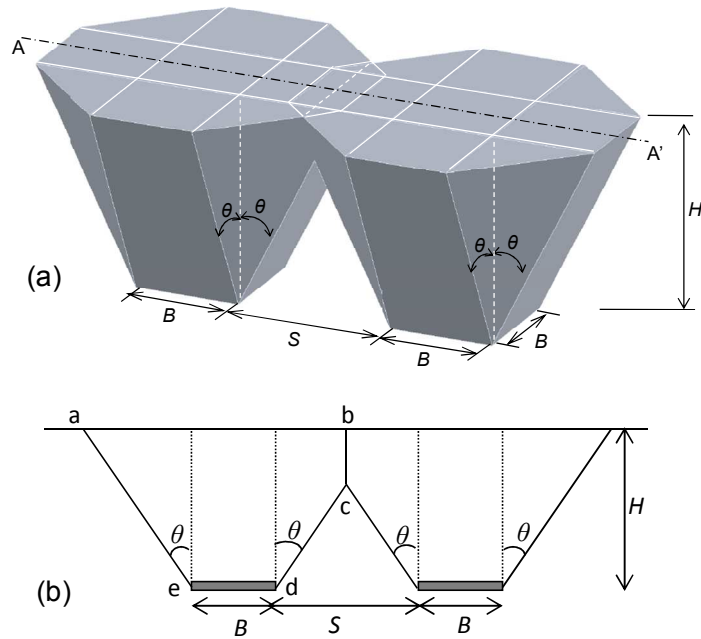


Figure 5-16 Interférence de deux plaques d'ancrage : (a) vue en 3D, (b) Coupe A-A'

L'efficacité du groupe de deux plaques d'ancrage $\eta_{2 \times 1}$ peut être calculée par la relation suivante :

$$\eta_{2 \times 1}(\%) = \frac{N_{\gamma \text{ rive}}}{N_{\gamma \text{ isoé}}} \times 100 \quad (5-18)$$

La Figure 5-17 présente l'évolution de l'efficacité du groupe de deux plaques d'ancrage en fonction du rapport S/B qui varie de 0 à 8,5 en utilisant l'équation (5-18), en comparaison avec notre résultats numériques et les résultats expérimentaux obtenus par Geddes et Murray (1996). Des calculs additionnels ont été faits à l'aide du logiciel Plaxis pour ($S/B = 4,5 ; 5$ et $5,5$).

D'une manière générale, il peut être noté que les résultats analytiques sont en très bon accord avec les résultats numériques. Cependant, les résultats expérimentaux obtenus par Geddes et Murray (1996) montrent des valeurs de η supérieures aux deux résultats analytiques et numériques.

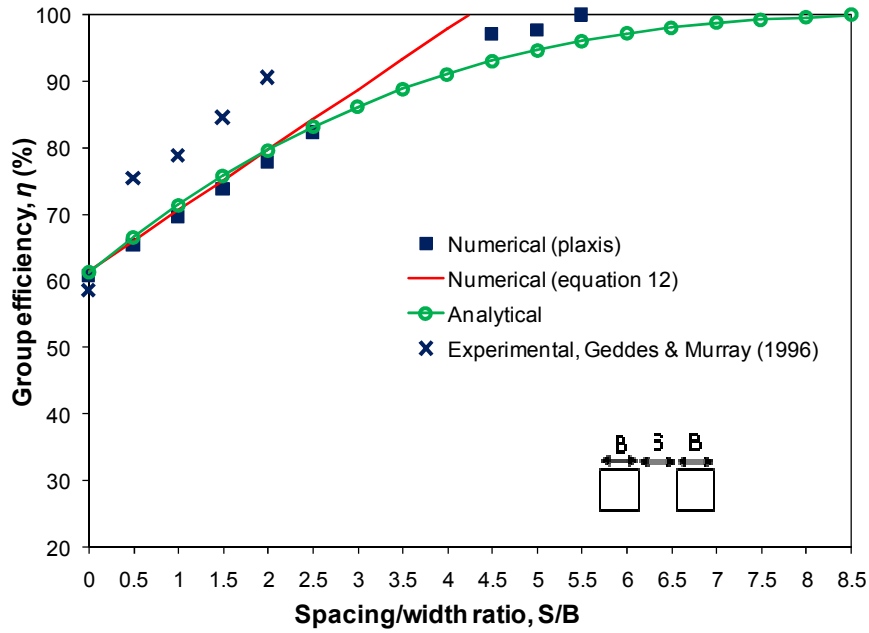


Figure 5-17 Comparaison des résultats analytiques, numériques et expérimentaux pour deux plaques d'arrachage

5.7.3 n plaques d'arrachage carrées en configuration linéaire

Pour un groupe de n plaque d'arrachage carrée avec un espacement $S < 2H \tan \theta$, la capacité ultime d'arrachement d'une plaque d'arrachage intermédiaire est égale au poids du sol situé à l'intérieur du mécanisme de rupture défini par les points a, b, c, d, e et f comme indiqué sur la Figure 5-18.

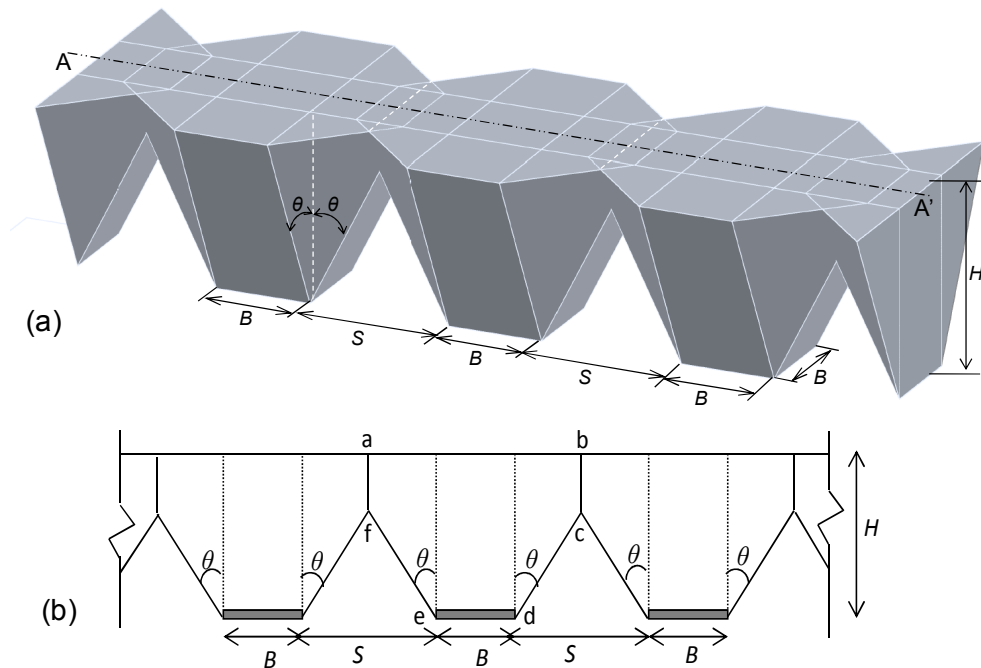


Figure 5-18 Interférence de N plaques : (a) vue en 3D, (b) Coupe A-A'

Le facteur d'arrachement correspondant à ce volume est noté $N_{\gamma inter}$ et donné par la relation suivante : (voir détail en annexes)

$$N_{\gamma inter} = 1 + \left(1 + \frac{S}{B}\right) \frac{H}{B} \tan \theta - \frac{1}{3} \frac{S}{B} \frac{S}{H} \left(\frac{1}{4} \frac{S}{B} - 1\right) \cot \theta - \frac{1}{2} \left(\frac{S}{B}\right)^2 + \frac{S}{B} \quad (5-19)$$

Dans ce cas, l'efficacité du groupe de n plaques d'ancrage en configuration linéaire peut être calculée par la relation suivante :

$$\eta_{n \times 1}(\%) = \frac{(n - 2)N_{\gamma inter} + 2N_{\gamma rive}}{n N_{\gamma isolé}} \times 100 \quad (5-20)$$

La Figure 5-19 montre une comparaison des résultats numériques, analytiques et expérimentaux pour cinq plaques d'ancrage carrées en configuration linéaire, ces résultats concernent des petites valeurs de l'espacement entre les plaques d'ancrage ($0 < S/B < 2$). Une bonne concordance est observée entre les résultats analytiques et numériques.

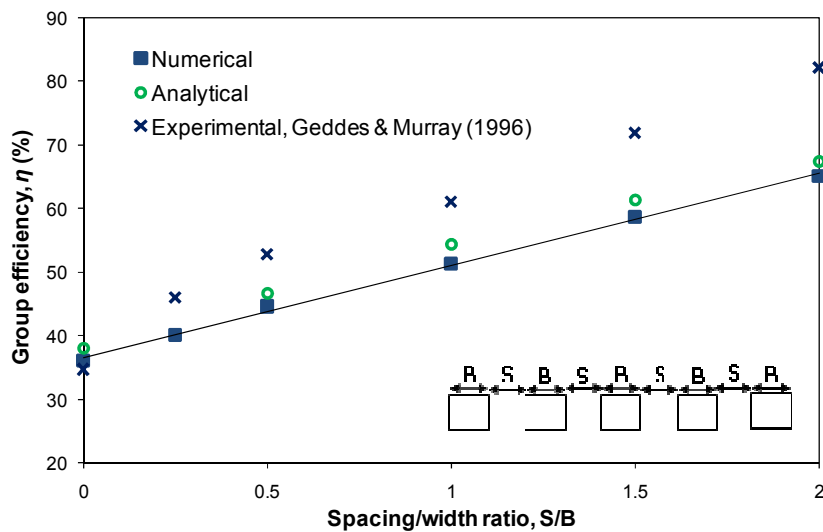


Figure 5-19 Comparaison des résultats analytiques, numériques et expérimentaux pour cinq plaques d'ancrage en configuration linéaire

5.8 Espacement critique entre deux plaques d'ancrage

D'après les résultats numériques et analytiques précédents, on peut déterminer l'espacement critique pour lequel deux plaques d'ancrage (placées à une profondeur $H = 4B$ dans cette étude), agissent indépendamment, où l'efficacité du groupe est égale à 100%.

Les résultats numériques ont permis de mettre en évidence qu'un espacement critique de $S_{cr} = 5,5B$, est nécessaire pour obtenir une efficacité de groupe de 100% pour un groupe de plaques d'ancrage installées en configuration linéaire. L'espacement critique obtenu par l'équation (5-12) est $S_{cr} = 4,24B$. Cependant, les calculs supplémentaires effectués, à titre de vérification, par le logiciel Plaxis ont donné une efficacité de groupe de 97% pour $S/B=4,24$ comme montré sur la Figure 5-17.

Le calcul analytique a donné des résultats très proches aux résultats numériques notamment pour des petites valeurs du rapport S/B ($0 < S/B < 2$). Néanmoins, l'espacement critique obtenu analytiquement pour $\eta = 100\%$ est $S_{cr} = 7.5B$. Malgré cette différence remarquable entre l'espacement critique obtenu par le calcul numérique et celui obtenu par un calcul analytique, l'erreur relative entre eux est de l'ordre de 3,86% pour un espacement critique $S_{cr} = 5,5B$. Par ailleurs, Geddes et Murray (1996) ont trouvé dans leur étude expérimentale un espacement critique de $S_{cr} = 2,9B$

En outre, peu d'information est disponible dans la littérature sur l'espacement critique entre les plaques d'ancrage à l'exception de quelques travaux présentés dans le Tableau 5-3. Il est important d'examiner l'étude expérimentale faite par Abbad et al (2012) sur l'interférence des plaques d'ancrage carrées installées à une profondeur $H = 5B$ dans un matériau analogique constitué de grains en plastique. En utilisant des photos numériques de grande résolution, ils ont trouvé qu'un espacement minimal $S_{cr} = 6B$ est nécessaire pour que deux plaques d'ancrage agissent indépendamment.

Das (1987) a développé une étude expérimentale pour des plaques d'ancrage circulaires ancrées dans un sable ayant un angle de frottement $\varphi' = 37^\circ$, il a trouvé un espacement critique $S_{cr} = 3D$. Pour les mêmes caractéristiques, Mayerhof (1986) a trouvé $S_{cr} = 1,8D$.

La différence observée entre l'espacement critique obtenu numériquement et celui obtenu expérimentalement est attribuée à la forme du mécanisme de rupture. Le calcul analytique considère un sol associatif ($\psi' = \varphi'$), qui surestime la capacité ultime d'arrachement et engendre un mécanisme de rupture plus large, ce qui donne un espacement critique plus grand. Par

contre, les calculs numériques effectués dans cette étude considèrent une règle d'écoulement non associée ($\psi' = \varphi' - 30^\circ$) qui provoque un mécanisme de rupture plus étroit et donne ainsi un petit espacement critique par rapport au calcul analytique.

Tableau 5-3 Espacement critique entre deux plaques d'ancrage

Auteurs	Méthode	Forme	φ' (°)	H/B	S/B
Présente étude	Numérique (équation 5-12)	Carrée	43,6	4	4,5
	Numérique (Plaxis)		43,6	4	5,5
	Analytique	Carrée	43,6	4	7,5
Geddes et Murray (1996)	Expérimentale	Carrée	43,6	4	2,9
Abbad et al (2012)	Expérimentale	Carrée	39	5	6
Das (1987)	Expérimentale	Circulaire	37	4	3
Meyerhof et Adams (1968)	Théorique	Circulaire	37	4	1,8
Kumar (2009)	Numérique (BS/MEF)	Filante	40	5	8

5.9 Conclusions

La force ultime d'arrachement d'un groupe de plaques d'ancrage en configuration linéaire ou carrée a été calculée en utilisant une analyse tridimensionnelle par la méthode des éléments finis. Les plaques d'ancrage carrées ont été installées horizontalement dans un sable dense et arrachées verticalement. Le comportement du sol a été caractérisé par le critère de Mohr-Coulomb avec une loi d'écoulement non associée. Dans cette étude, un simple mécanisme de rupture a été proposé pour évaluer le facteur d'arrachement et l'efficacité du groupe. L'évolution de l'efficacité du groupe η en fonction du rapport espacement/largeur (S/B) a été analysée et comparée avec d'autres résultats existants dans la littérature.

Ensuite, une étude numérique paramétrique a été conduite sur un groupe de deux plaques d'ancrage carrée afin d'identifier les principaux paramètres qui influent sur l'efficacité du groupe. Cette étude paramétrique a permis de mettre en évidence que l'efficacité du groupe η augmente considérablement avec la diminution de l'angle de frottement interne du sol φ' et la profondeur d'ancrage H . Par ailleurs, η est légèrement influencée par la rugosité de l'ancrage et la règle d'écoulement. Néanmoins, il est important de noter que la règle d'écoulement associée surestime considérablement la valeur de la capacité ultime d'arrachement. L'efficacité du groupe de N plaques d'ancrage carrées installées en configuration linéaire est supérieure de celle de N plaques d'ancrage carrées installées en configuration carrée.

La comparaison des résultats numériques avec la solution analytique a confirmé que le mécanisme de rupture proposé donne des valeurs de l'efficacité du groupe en bon accord avec celles obtenues par les analyses élastoplastiques. De nouvelles équations ont été développées dans cette étude pour évaluer l'efficacité du groupe de plaques d'ancrage carrées. L'efficacité du groupe évolue linéairement en fonction du rapport S/B , jusqu'à une valeur critique de l'espacement entre les plaques au-delà laquelle chacune des plaques agit indépendamment. Pour cet espacement critique, la force ultime d'arrachement arrive à sa valeur maximale et reste stable malgré l'augmentation de l'espacement. La valeur de l'espacement critique pour laquelle les deux plaques d'ancrage peuvent être supposées isolées, suite aux présents calculs numériques, est d'environ 5,5 fois la largeur de la plaque B .

Conclusions générales et perspectives

Cette thèse aborde le problème des pressions passives des terres appliquées sur les ouvrages de soutènement et les plaques d'ancrage.

Pour les ouvrages de soutènement, le problème étudié considère un écran rigide vertical soutenant un massif de sol composé de sable dense. Les coefficients passifs et actifs des terres, K_p et K_a , ont été calculés pour plusieurs configurations géo-mécaniques. L'influence des paramètres géotechniques et géométriques a été étudiée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 2D (2010).

Il en ressort que l'angle de frottement interne du sol a une influence considérable sur les valeurs des coefficients passifs et actifs des terres. Les paramètres géométriques ont également une grande influence sur les valeurs de K_p et K_a . L'inclinaison de la surface du sol dans le sens positif (vers le haut) augmente les valeurs de K_a . Cependant, l'inclinaison de la surface du sol dans le sens négatif (vers le bas) diminue les valeurs de K_p .

Il est à noter, aussi, que la proximité d'une pente a une influence très importante sur les valeurs de K_p et K_a . Cette influence disparaîtra au-delà des distances critiques entre la pente et le mur, $s_{cp} = h \tan (\pi/4 - \varphi'/2)$ pour la butée, et $s_{ca} = h \tan (\pi/4 - \varphi'/2)$ pour la poussée. A partir de ces distances critiques, les valeurs des coefficients K_p et K_a deviennent égales aux valeurs obtenues pour une surface de sol horizontales ($\beta=0$).

Un autre paramètre important, souvent ignoré par les ingénieurs praticiens non avertis de la sensibilité des paramètres dans les calculs numériques, est la règle d'écoulement. Cette dernière, quand elle est considérée associée elle surestime les pressions passives et sous-estime les pressions actives des terres, chose qui conduit à un sous-dimensionnement de l'ouvrage de soutènement.

Pour le problème des plaques d'ancrage, la capacité ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage isolée de forme carrée ou filante a été calculée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis. Le facteur d'arrachement N_y a été évalué et comparé avec des résultats disponibles dans la littérature. Cette comparaison a montré que les valeurs de N_y obtenues numériquement dans la présente étude sont en excellente accord avec les résultats des autres auteurs.

Les calculs numériques effectués avec une règle d'écoulement associée pour une plaque d'ancrage filante installée horizontalement dans un sol frottant, ont permis d'établir une simple relation linéaire pour le calcul du facteur d'arrachement. Cette relation donne des valeurs de N_y très proches à celles obtenues par Murray et Geddes (1987), et Merifield et Sloan (2006) en utilisant la méthode d'analyse limite.

Par ailleurs, les calculs numériques effectués avec une règle d'écoulement non associée ont démontré que la capacité ultime d'arrachement obtenue précédemment avec une règle d'écoulement associée est surestimée, surtout pour les grandes valeurs de ϕ' . Cependant, les résultats obtenus avec une règle d'écoulement non associée ($\psi'=\phi'/2$) ont permis d'établir une nouvelle équation générale qui donne le facteur d'arrachement d'une plaque d'ancrage filante enterrée horizontalement dans le sable. Cette équation donne des valeurs de N_y très proches à celles obtenues expérimentalement par d'autres auteurs.

Pour le cas d'une plaque d'ancrage carrée, la modélisation numérique tridimensionnelle a donné des valeurs de N_y très satisfaisantes en comparaison avec les résultats disponibles dans la littérature. Il est à noter que N_y augmente d'une manière non linéaire avec l'augmentation de la profondeur contrairement au cas d'une plaque filante. Ainsi, le facteur de forme entre les deux types de plaques a démontré que la forme de l'ancrage a une grande influence sur la capacité ultime d'arrachement.

Finalement, le problème du groupe de plaques d'ancrage a été abordé. Les plaques d'ancrage ont une forme carrée, elles sont installées horizontalement dans un sable dense en configuration linéaire ou carrée. L'efficacité du groupe a été calculée premièrement par une

analyse tridimensionnelle en éléments finis, ensuite, par une méthode analytique basée sur un simple mécanisme de rupture proposé dans la présente étude. Le calcul analytique a donné des valeurs de l'efficacité du groupe en bon concordance avec celles obtenus par le calcul numérique. Dans cette partie, des équations ont été développées permettant d'évaluer rapidement l'efficacité du groupe, et de déterminer l'espacement critique entre les plaques d'ancrage. L'espacement critique entre deux plaques d'ancrage adjacentes, pour que chaque plaque puisse être supposée isolée, est d'environ 5,5 fois la largeur de la plaque B . Cette valeur reste valable uniquement pour la présente étude.

La perspective de cette recherche vise d'étudier le problème des pressions des terres, dans le cas d'un mur de soutènement près de la crête d'une pente, en conditions sismiques ou sous un chargement cyclique, en concentrant la recherche sur le développement du mécanisme de rupture. D'autres perspectives de recherche peuvent concerner l'étude de l'interférence des plaques d'ancrage carrées ou circulaires installées verticalement ou d'une manière inclinée dans le sable ou bien dans l'argile. Egalement, vu le nombre limité des investigations expérimentales existantes sur le comportement du groupe d'ancrage, il est intéressant de réaliser plus d'études expérimentales sur ce sujet, avec différentes tailles de plaques d'ancrage, afin de formuler des recommandations générales sur la conception des ouvrages renforcés par les ancrages.

Références bibliographiques

- Abbad, H., Meghachou, M., Dekar, C., and Daoud, S. M. (2013). Interaction of Rupture Zones of Adjacent Anchor Plates in an Analogical Medium. *ETASR - Engineering, Technology & Applied Science Research*, 3(6):562-565.
- Aghazadeh Ardebili, Z., Gabr, M. A., & Rahman, M. S. (2015). Uplift Capacity of Plate Anchors in Saturated Clays: Analyses with Different Constitutive Models. *International Journal of Geomechanics*, 16(2), 4015053.
- Ahmadizadeh, V., Kalantari, B., & Eskandarinejad, A. (2011). Influence of Non-associated Flow Rule on Seismic Uplift Capacity of Horizontal Strip Anchors. *EJGE*, 16(N), 1175–1184.
- Balla, A. (1961). The resistance of breaking-out of mushroom foundations for pylons. *Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Paris, France. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. 1:569–576.
- Basudhar, P. K., and Singh, D. N. (1994). A generalized procedure for predicting optimal lower bound break-out factors of strip anchors. *Geotechnique*, 44(2):307-318.
- Benmeddoura D. Mellas M. Frank R. Mabrouki A. (2012). Numerical study of passive and active earth pressures of sands. *Computers and Geotechnics Volume 40 Pages 34–44*.
- Bhattacharya, P., & Kumar, J. (2014). Vertical pullout capacity of horizontal anchor plates in the presence of seismic and seepage forces. *Geomechanics and Geoengineering*, 9(4):294-302.
- Brinkgereve, R.B.J. and Vermeer, P.A., (2010). PLAXIS Version 2010, finite element code for soil and rock analyses, Delft University of Technology & Plaxis bv, The Netherlands.
- Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique* 36(1):65-78
- Boussinesq. J., Essai théorique sur l'équilibre des massifs pulvérulents, comparé à celui de massifs solides et sur la poussée des terres sans cohésion. *Mémoires présentés à l'Académie royale des sciences de Belgique*, 2, 40, 1876, F. Hayez, Bruxelles.
- Caquot, A. & Kerisel, L. (1949). *Traité de mécanique des sols*. Paris: Gauthier-Villars, Paris.
- Coulomb CA. Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture, vol. 7. Paris: Mém Math Phys Acad Roy Sci par divers Savants; 1776
- Culmann C. Graphische statik. Zurich: Mayer and Zeller; 1866.
- Das, B.M., and Seeley, G.R. (1975). Break-out resistance of shallow horizontal anchors. *J. Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(9): 999–1003.

- Das, B. M., and Yang Jin-Kaun, (1987), Uplift Capacity of Model Group Anchors in Sand. Foundations for Transmission Line Towers, Geotechnical Special Publication No. 8, ASCE
- Das, B. M. (1978). Model tests for uplift capacity of foundations in clay. *Soils and Found.* 18(2):17-24.
- Das, B. M. (1990). Earth Anchors. *Developments in Geotechnical Engineering*, 50: 1-241.
- Dickin, E.A. (1988). Uplift behaviour of horizontal anchor plates in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(11): 1300–1317.
- Downs, D.I., and Chieurzzi, R. (1966). Transmission tower foundations. *Journal of the Power Division*, ASCE, 92(2): 91–114.
- Emirler, B. Bildik, S., and Laman, M. (2015). Numerical Investigation of Group Anchors. IFCEE 2015 © ASCE 279–288.
- Ganesh, R., & Sahoo, J. P. (2015). Influence of ground water on the ultimate uplift resistance of circular plate anchors. *50th Indian Geotechnical Conference*.
- Geddes, J.D., and Murray, E.J. (1996). Plate anchor groups pulled vertically in sand. *J. Geotech. Engrg.*, ASCE 122(7):509–516.
- Ghaly, A., & Hanna, A. (2003). NOTE / NOTE Response of anchors to variations in displacement-based loading. *Can. Geotech. J.*, 40(3):694–701.
- Ghosh, P., and Kumari, R. (2012) Seismic interference of two nearby horizontal strip anchors in layered soil. *Nat Hazards*, 63:789–804
- Ghosh, P. (2009). Seismic vertical uplift capacity of horizontal strip anchors using pseudo-dynamic approach. *Computers and Geotechnics*, 36:342–351.
- Giffels, W. C., Graham, R. E. & Mook, J. F. (1960). Concrete cylinder anchors proved for 345-KV tower line. *Electrical World*, 154:46–49.
- Hanna, A., Ayadat, T., & Sabry, M. (2007). Pullout resistance of single vertical shallow helical and plate anchors in sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(5):559–573.
- Hanna, T. H, Sparks R. & Yilmaz, M. (1971). Anchor behaviour in sand. *J. Soil Mech. Found. Div.* ASCE 98(11):1187–1208.
- Hazarika, H., Matsuzawa, H., Wall displacement modes dependent active earth pressure analyses using smeared shear band method with two bands. *Computers and Geotechnics*, 1996, Volume 19, Issue 3, 1996, Pages 193–219
- Ilamparuthi, K., Dickin, E. A. & Muthukrisnaiah, K. (2002). Experimental investigation of the uplift behaviour of circular plate anchors embedded in sand. *Can. Geotech. J.* 39(3):648–664.
- Janbu N. Earth pressure and bearing capacity calculations by generalised procedure of slices. In: *Proceedings of 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, vol. 2, London; 1957. p. 207–213.
- Kanakapura, S., Rao, S., and Kumar, J. (1994). Vertical uplift capacity of horizontal anchors. *J. Geotech. Eng.*, ASCE, 120(7):1134-1147.
- Khatri, V. N., & Kumar, J. (2009). Vertical uplift resistance of circular plate anchors in clays under undrained condition. *Computers and Geotechnics*, 36(8):1352–1359.

- Khatri, V. N., & Kumar, J. (2010). Stability of an unsupported vertical circular excavation in clays under undrained condition. *Computers and Geotechnics*, 37(3):419–424.
- Khatri, V. N., & Kumar, J. (2011). Effect of anchor width on pullout capacity of strip anchors in sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 48(3):511–517.
- Koutsabeloulis, N. C. & Griffiths, D. V. (1989). Numerical modelling of the trapdoor problem. *Géotechnique* 39(1):77–89.
- Kouzer, K. M., & Kumar, J. (2009). Vertical uplift capacity of two interfering horizontal anchors in sand using an upper bound limit analysis. *Computers and Geotechnics*, 36(6):1084–1089.
- Kouzer, K. M., & Kumar, J. (2009). Vertical Uplift Capacity of Equally Spaced Horizontal Strip Anchors in Sand, (October), 230–236. *International Journal of Geomechanics*, 9(5):230-236.
- Kumar, J., and Naskar, T. (2012). Vertical uplift capacity of a group of two coaxial anchors in a general $c-\phi$ soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(3): 367–373.
- Kumar, J., and Kouzer, K.M. (2008a). Vertical uplift capacity of a group of shallow horizontal anchors in sand. *Géotechnique*, 58(10):821–823.
- Kumar, J., and Kouzer, K.M. (2008b). Vertical uplift capacity of horizontal anchors using upper bound limit analysis and finite elements. *Can. Geotech. J.*, 45:698–704.
- Mabrouki, A., & Mellas, M. (2014). Étude tridimensionnelle de la capacité ultime des plaques d'ancrage dans un sol frottant. *Courrier Du Savoir*, 1:15–19.
- Mayniel, K. *Traité expérimental, analytique et pratique de la poussée des terres et des murs de revêtement*. 1808, Paris.
- Mazindrani, Z.H., Ganjali, M.H. Lateral earth pressure problem of cohesive backfill with inclined surface. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*; ASCE. 1997, 123(2) : 110-112
- Merifield, R.S., and Sloan, S.W. (2006). The ultimate pullout capacity of anchors in frictional soils. *Can. Geotech. J.* 43(8):852–68.
- Merifield, R.S and Smith, C.C. (2010). The ultimate uplift capacity of multi-plate strip anchors in undrained clay. *Computers and Geotechnics* 37:504–514
- Merifield, R. S., Lyamin, A. V., & Sloan, S. W. (2006). Three-dimensional lower-bound solutions for the stability of plate anchors in sand. *Géotechnique*, 56(2):123–132.
- Mestat, P., Prat, M. (1999). *Ouvrages en interaction*. AFPC – Emploi des éléments finis en génie civil. Hermes, Paris. 934p
- Meyerhof, G. G. and Adams, J. I. (1968). The ultimate uplift capacity of foundations. *Can. Geotech. J.* 5(4):225–244.
- Mors, H. 1959. The behaviour of mast foundations subject to tensile forces. *Bautechnik*, 10: 367–378.
- Mrunal A. Patki, J.N. Mandal, D.M. Dewaikar. (2015). Determination of passive earth pressure coefficients using limit equilibrium approach coupled with the Kötter equation Dewaikar *Can. Geotech. J.* 52: 1241–1254
- Muller-Breslau, H. *Erddruck auf Stutzmauert*. Alfred Kroner, Stuttgart. 1906

- Murray, E. J., and Geddes, J. D. (1987). Uplift of anchor plates in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 113(3): 202–215.
- Potts, D.M., Fourie, A.B., A numerical study of the effects of wall deformation on earth pressures, *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 1986, Vol:10, ISSN:0363-9061, Pages:383-405
- Rankine, .W.J.M., On the stability of loose earth. *Philos Trans Roy Soc London* 1857;147.
- Résal, J. (1910). *Poussées des terres. Vol. II. Théorie des terres cohérentes.* Ch. Béranger, Ed., Librairie Polytechnique, Paris.
- Rowe, P.W., Peaker, K. (1965). Passive earth pressure measurements. *Géotechnique*, Vol 15 N°1, 57–78.
- Rowe, R.K. (1978). Soil structure interaction analysis and its application to the prediction of anchor behaviour. Ph.D. thesis, University of Sydney, Sydney, Australia.
- Rowe, R. K. and DAVIS, E. H. (1982a). The behaviour of anchor plates in clay. *Géotechnique*, 32(1):9–23.
- Rowe, R. K. and DAVIS, E. H. (1982b). The behaviour of anchor plates in sand. *Géotechnique*, 32(1):25–41.
- Saeedy, H. S. (1987). Stability of circular vertical anchors. *Can. Geotech. J.*, 24:452-456.
- Sahoo, J. P., & Kumar, J. (2014). Vertical Uplift Resistance of Two Interfering Horizontal Anchors in Clay. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 140(4):06013007
- Sahoo, J. P., & Kumar, J. (2014). Vertical uplift resistance of two closely spaced horizontal strip anchors embedded in cohesive – frictional weightless medium. *Can. Geotech. J.*, 51:223–230.
- Simonnot, T., Juillié, Y. (2015). *Technique de l'Ingénieur, Murs et écrans de soutènement c244.*
- Sakai, T., and Tanaka, T. (1998). Scale effect of a shallow circular anchor in dense sand. *Soils and Foundations*, 38(2): 93–99.
- Sarac, D. Z. (1989). Uplift capacity of shallow buried anchor slabs. *Proceedings, 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 12(2):1213-1218.
- Shiau, J., Smith, C. Numerical analysis of passive earth pressures with interfaces. (2006). III European Conference on Computational Mechanics. Lisbon, Portugal.
- Shields, D.H., Tolunay, AZ. (1973). Passive pressure coefficients by method of slices. *J Soil Mech Found Div., ASCE*; 99(12):1043–1053.
- Smith, C. S. (1998). Limit loads for an anchor/trapdoor embedded in an associated coulomb soil. *Int. J. Numerical and Anal. Meth. Geomech.*, 22:855-865.
- Sokolovskii, VV. (1960). *Statics of soil media* (translated from the 1942 Russian edition). Butterworths, London.
- Sokolovskii, V.V. (1965). *Statics of granular media.* Pergamon Press, Oxford.
- Soubra, A.H., Macuh, B. (2002) Active and passive earth pressure coefficients by a kinematical approach. *Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering*, Volume 155, Issue 2, April 2002 , pages 119 - 131

- Tagaya, K., Tanaka, A. & Aboshi, H. (1983). Application of finite element method to pullout resistance of buried anchor. *Soils and Foundations*. 23(3):91–104.
- Tagaya, K., Scott, R. F. & Aboshi, H. (1988). Pullout resistance of buried anchor in sand. *Soils and Foundations*. 28(3): 114–130.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*, Wiley, New York.
- Turner, E. Z. (1962). Uplift resistance of transmission tower footings. *Journal of the Power Division*. ASCE 88(2):17–33.
- Vermeer, P.A., and Sutjiadi, W. (1985). The uplift resistance of shallow embedded anchors. *Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 4:1635–1638.
- Vesic, A.S., (1971). Breakout resistance of objects embedded in ocean bottom. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE 97(9):1183-1203.
- Wang, D., Merifield, R.S., and Gaudin, C. (2013). Uplift behaviour of helical anchors in clay. *Can. Geotech. J.* 50:575-584.
- Zhu, D-Y., Qian, Q. Determination of passive earth pressure coefficients by the method of triangular slices. *Canadian Geotechnical Journal*, 2000, 37(2), 485–491.
- Zuyu, C. ; Songmei, L. Evaluation of active earth pressure by the generalized method of slices, *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, Vol. 35, No. 4 : pp. 591-599

Annexes

Annexe A Tableaux des coefficients passifs et actifs des terres

Tableau A-1 Comparaison de K_p obtenu avec les résultats de Soubra et Macuh, et de Benmeddour pour φ' varie de 20 à 40 et $\beta/\varphi = 0, -1/3, -1/2, -2/3, s=0$ et $\varphi'=\psi'$

φ'	β/φ'	K_p		
		Benmeddour et al. (2012)	Soubra et Macuh (2002)	Présente étude
20	0	2,075	2,04	2,065
	-1/3	1,763	1,71	1,738
	-1/2	1,604	1,55	1,584
	-2/3	1,435	1,39	1,409
25	0	2,502	2,46	2,496
	-1/3	2,021	1,94	2,000
	-1/2	1,784	1,71	1,737
	-2/3	1,538	1,47	1,691
30	0	3,061	3,00	3,043
	-1/3	2,308	2,20	2,248
	-1/2	1,971	1,87	1,911
	-2/3	1,631	1,55	1,578
35	0	3,799	3,69	3,747
	-1/3	2,652	2,50	2,569
	-1/2	2,170	2,03	2,074
	-2/3	1,730	1,55	1,637
40	0	4,765	4,60	4,677
	-1/3	3,046	2,83	2,942
	-1/2	2,409	2,20	2,230
	-2/3	1,843	1,67	1,661

Tableau A-2 Résultats de K_p avec φ' varie de 20 à 40, $\beta/\varphi' = 0, -1/3, -1/2, -2/3$, s/h varie de 0 à 3 et $\varphi' = \psi'$

φ'	β/φ'	K_p (Plaxis)						
		s/h						
		0	0,5	1	1,5	2	2,5	3
20	-1/3	1,738	1,912	2,021	2,062	2,063	2,062	2,062
	-1/2	1,584	1,846	1,994	2,059	2,062	2,063	2,062
	-2/3	1,409	1,710	1,943	2,054	2,061	2,062	2,063
30	-1/3	2,248	2,599	2,865	3,01	3,04	3,047	3,047
	-1/2	1,911	2,367	2,734	2,969	3,045	3,046	3,046
	-2/3	1,578	2,184	2,611	2,898	3,042	3,046	3,045
40	-1/3	2,942	3,583	4,069	4,422	4,659	4,694	4,694
	-1/2	2,230	3,111	3,751	4,249	4,618	4,698	4,694
	-2/3	1,661	2,690	3,416	4,012	4,543	4,691	4,691

Tableau A-3 Comparaison de K_a obtenu avec les résultats de Soubra et Macuh, et de Benmeddour pour φ' varie de 20 à 40 et $\beta/\varphi' = 0, -1/3, -1/2, -2/3$, $s=0$ et $\varphi' = \psi'$

φ'	β/φ'	K_a		
		Benmeddour	Soubra et Macuh	Présente étude
		(2012)	(2002)	
20	0	0,481	0,490	0,484
	1/3	0,524	0,537	0,539
	2/3	0,560	0,569	0,564
	1/2	0,600	0,611	0,620
25	0	0,402	0,406	0,396
	1/3	0,447	0,451	0,456
	2/3	0,477	0,482	0,483
	1/2	0,511	0,523	0,529
30	0	0,330	0,333	0,330
	1/3	0,373	0,374	0,373
	2/3	0,407	0,402	0,400
	1/2	0,440	0,441	0,435
35	0	0,271	0,271	0,270
	1/3	0,295	0,306	0,325
	2/3	0,320	0,330	0,302
	1/2	0,355	0,365	0,300
40	0	0,215	0,217	0,215
	1/3	0,246	0,246	0,240
	2/3	0,262	0,267	0,259
	1/2	0,291	0,296	0,320

Annexe B : Solution analytique du facteur d'arrachement $N_{\gamma isolé}$ pour une plaque d'ancrage carrée isolée

Calcul des volumes des portions 1, 2 et 3 indiquées sur la figure B-1:

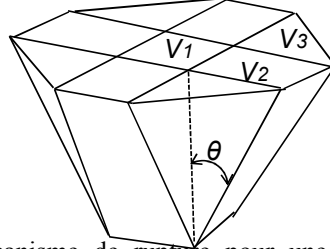


Figure B-1 Mécanisme de rupture pour une plaque d'ancrage

$$V_1 = B^2 H \quad (B1)$$

$$V_2 = 0,5 B H^2 \tan \theta \quad (B2)$$

$$V_3 = \frac{1}{6} H^3 \tan^2 \theta \quad (B3)$$

La force ultime d'arrachement Q_u est égale au poids du sol situé à l'intérieur du mécanisme de rupture :

$$Q_u = \gamma(V_1 + 4V_2 + 4V_3) \quad (B4)$$

En utilisant les équations B1, B2 et B3, on obtient :

$$Q_u = B^2 \gamma H + 2\gamma H^2 B \tan \theta + \frac{2}{3} \gamma H^3 \tan^2 \theta \quad (B5)$$

Par définition, la capacité ultime d'arrachement q_u est donnée par :

$$q_u = \frac{Q_u}{A} = \frac{Q_u}{B^2} \quad (B6)$$

$$q_u = \gamma H \left(1 + 2 \frac{H}{B} \tan \theta + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \tan^2 \theta \right) \quad (B7)$$

Par convention q_u est également donnée par :

$$q_u = \gamma H N_{\gamma} \quad (B8)$$

Alors le facteur d'arrachement $N_{\gamma isolé}$ pour une plaque d'ancrage carrée isolée est :

$$N_{\gamma isolé} = 1 + 2 \frac{H}{B} \tan \theta + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \tan^2 \theta \quad (B9)$$

Annexe C : Solution analytique du facteur d'arrachement $N_{y\text{rive}}$ pour une plaque d'ancrage carrée située à l'extrémité

Pour deux ou n plaques d'ancrage carrées en configuration linéaire avec un espacement $S < 2H \tan \theta$, la force ultime d'arrachement pour une plaque d'ancrage située à l'extrémité est égale au poids du sol située à l'intérieur du volume de l'interférence des deux mécanisme de rupture, définis par les points a, b, c, d, et e comme montré sur la figure 5-16.

La figure C-1 montre le détail du calcul de l'interférence de deux mécanismes de rupture.

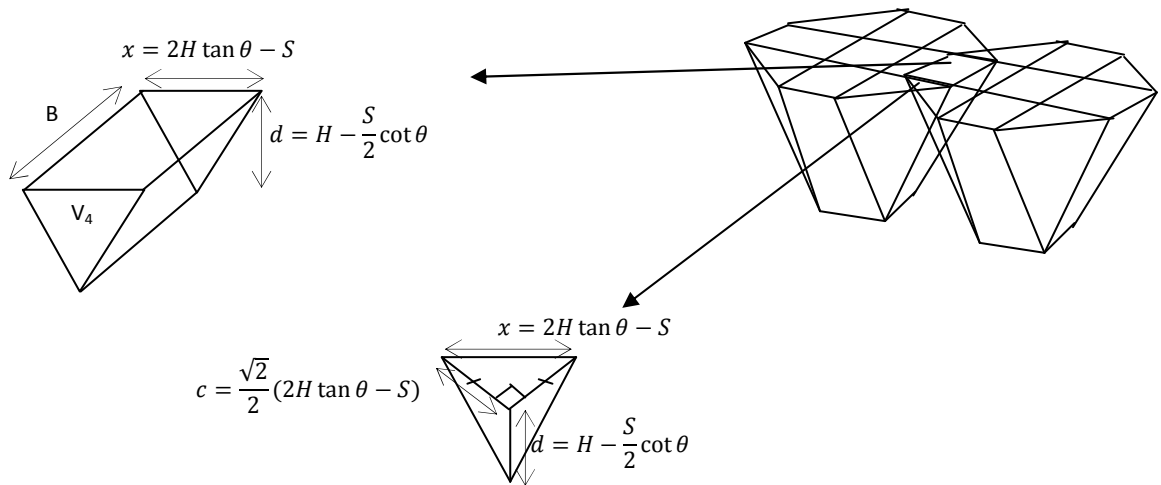


Figure C-1 Détail de l'interférence de deux mécanismes de rupture

Volume V_4 :

$$V_4 = \frac{1}{2} (2H \tan \theta - S) \left(H - \frac{S}{2} \cot \theta \right) B \quad (C1)$$

$$V_4 = BH^2 \tan \theta + B \frac{S^2}{4} \cot \theta - BSH \quad (C2)$$

Volume V_5 :

$$V_5 = \frac{1}{3} \times \frac{1}{2} \left(\sqrt{2}H \tan \theta - S \frac{\sqrt{2}}{2} \right)^2 \left(H - \frac{S}{2} \cot \theta \right) \quad (C3)$$

$$V_5 = \frac{1}{3} H^3 \tan^2 \theta - \frac{1}{2} SH^2 \tan \theta - \frac{S^3}{24} \cot \theta + \frac{1}{4} S^2 H \quad (C4)$$

Le volume correspondant aux points a, b, c, d, e montrés sur la figure 5-16 est égale à :

$$V = V_T - \frac{1}{2}V_4 - 2\left(\frac{1}{2}V_5\right) = V_T - \frac{V_1}{2} - V_5 \quad (C5)$$

Avec V_T est le volume total du sol situé à l'intérieur du mécanisme de rupture pour une plaque d'ancrage isolée.

Alors :

$$V = B^2H + \frac{3}{2}H^2B \tan \theta + \frac{1}{3}H^3 \tan^2 \theta - \frac{1}{8}BS^2 \cot \theta + \frac{1}{2}BSH \quad (C6)$$

$$+ \frac{1}{2}SH^2 \tan \theta + \frac{1}{24}S^3 \cot \theta - \frac{1}{4}S^2H$$

La capacité ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage située à l'extrémité est alors :

$$q_{u \text{ rive}} = \frac{Q_{u \text{ rive}}}{A} = \frac{Q_{u \text{ rive}}}{B^2} = \frac{\gamma \times V}{B^2} \quad (C7)$$

En substituant le volume V dans l'équation (C7), on obtient :

$$q_{u \text{ rive}} = \gamma H \left(1 \right. \quad (C8)$$

$$+ \frac{3}{2} \left(\frac{H}{B} \right) \tan \theta + \frac{1}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 (\tan \theta)^2$$

$$- \frac{1}{8} \left(\frac{S}{B} \right) \left(\frac{S}{H} \right) \cot \theta + \frac{1}{2} \left(\frac{S}{B} \right) + \frac{1}{2} \left(\frac{S}{B} \right) \left(\frac{H}{B} \right) \tan \theta$$

$$\left. + \frac{1}{24} \left(\frac{S}{B} \right)^2 \left(\frac{S}{H} \right) \cot \theta - \frac{1}{4} \left(\frac{S}{B} \right)^2 \right)$$

En outre :

$$q_{u \text{ rive}} = \gamma H N_{\gamma \text{ rive}} \quad (C9)$$

Finalement, on obtient $N_{\gamma \text{ rive}}$

$$N_{\gamma \text{ end}} = 1 + \frac{1}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 (\tan \theta)^2 + \frac{1}{2} \left(3 + \frac{S}{B} \right) \frac{H}{B} \tan \theta \quad (C10)$$

$$+ \frac{1}{8} \frac{S}{H} \frac{S}{B} \left(\frac{1}{3} \frac{S}{B} - 1 \right) \cot \theta - \frac{1}{4} \left(\frac{S}{B} \right)^2 + \frac{1}{2} \frac{S}{B}$$

Annexe D : Solution analytique du facteur d'arrachement $N_{\gamma inter}$ pour une plaque d'ancrage carrée intermédiaire

Pour n plaques d'ancrage carrées en configuration linéaire avec un espacement $S < 2H \tan \theta$, la force ultime d'arrachement pour une plaque d'ancrage intermédiaire est égale au poids du sol située à l'intérieur du volume de l'interférence des deux mécanisme de rupture, définis par les points a, b, c, d, e et f comme montré sur la figure 5-18. Le facteur d'arrachement correspond à ce volume est noté $N_{\gamma inter}$.

Le volume V correspond aux points a, b, c, d, e, f montrés sur la figure 5-18 est donné par :

$$V = V_T - 2 \left(\frac{1}{2} V_4 \right) - 4 \left(\frac{1}{2} V_5 \right) = V_T - V_4 - 2V_5 \quad (C1)$$

Avec V_T est le volume total du sol situé à l'intérieur du mécanisme de rupture pour une plaque d'ancrage isolée.

En utilisant les équations (C2) et (C4), on obtient :

$$\begin{aligned} V = B^2 H + H^2 B \tan \theta - \frac{1}{4} B S^2 \cot \theta + B S H - S H^2 \tan \theta \\ + \frac{1}{12} S^3 \cot \theta - \frac{1}{2} S^2 H \end{aligned} \quad (C2)$$

La capacité ultime d'arrachement d'une plaque d'ancrage située entre deux plaques est donnée par :

$$q_{u inter} = \frac{Q_{u inter}}{A} = \frac{Q_{u inter}}{B^2} = \frac{\gamma \times V}{B^2} \quad (C3)$$

$$\begin{aligned} q_{u inter} = \gamma H \left(1 + \left(\frac{H}{B} \right) \tan \theta - \frac{1}{4} \left(\frac{S}{B} \right) \left(\frac{S}{H} \right) \cot \theta + \frac{S}{B} + \left(\frac{S}{B} \right) \left(\frac{H}{B} \right) \tan \theta \right. \\ \left. + \frac{1}{12} \left(\frac{S}{B} \right)^2 \left(\frac{S}{H} \right) \cot \theta - \frac{1}{2} \left(\frac{S}{B} \right)^2 \right) \end{aligned} \quad (C4)$$

En outre :

$$q_{u inter} = \gamma H N_{\gamma inter} \quad (C5)$$

Finalement, on obtient :

$$N_{\gamma inter} = 1 + \left(1 + \frac{S}{B} \right) \frac{H}{B} \tan \theta - \frac{1}{3} \frac{S}{B} \frac{S}{H} \left(\frac{1}{4} \frac{S}{B} - 1 \right) \cot \theta - \frac{1}{2} \left(\frac{S}{B} \right)^2 + \frac{S}{B} \quad (C6)$$