

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département de génie civil et hydraulique
Ref :.....



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

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat LMD en Génie Civil

Spécialité : Géomécanique et ouvrages en interaction

Intitulé

Analyse numérique de la portance d'un massif de fondation renforcé par des colonnes ballastées confinées dans des nappes géosynthétiques.

Présenté par :

BOUMEKIK Nour El Islam

Soutenue publiquement le : 28/11/2021

Devant le jury composé de :

Mr. Benmeddour Djamel	Professeur	Président	Université de Biskra
Mr. Mellas Mekki	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Mr. Mabrouki Abdelhak	Professeur	Co-rapporteur	Université de Biskra
Mr. Khemissa Mohamed	Professeur	Examineur	Université de M'sila
Mr. Demagh Rafik	Professeur	Examineur	Université de Batna 2

REMERCIEMENTS

Cette thèse a été réalisée au sein du laboratoire de recherche en Génie Civil de la faculté des sciences et technologie à l'Université Mohamed Khider de Biskra.

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je souhaite en premier lieu remercier vivement mon directeur de thèse Mr. le professeur *Mekki MELLAS*, chef d'équipe de recherche Géomécanique et Ouvrages en interaction. Je lui remercie pour tout ce qu'il a fait pour la réussite de ce travail. Il n'a pas cessé de me conseiller et de m'orienter. Je lui remercie pour le conseil et l'encouragement au cours de mes études doctorales.

J'adresse mes sincères remerciements également à Monsieur le professeur *Abdelhak Mabrouki*, pour avoir assuré la co-direction et le suivi de cette thèse. Sa rigueur scientifique et son expérience dans les atouts indispensables pour la réalisation de ce travail.

J'adresse aussi mes sincères remerciements à mon père Mr. Le Professeur *Ahmed Boumekik* pour sa grande contribution dans ce travail. Sa présence, son expérience et sa rigueur ont permis à cette thèse d'aboutir

Je tiens à exprimer mes remerciements à Mr. le professeur *Djamel Benmeddour* professeur à l'Université de Mohamed Khider de Biskra pour avoir accepté de présider la soutenance de cette thèse.

Mes remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'être les examinateurs de cette thèse et de me donner de leur temps et de leur attention attentive pour examiner ce travail. Je les remercie infiniment de l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

Mr. Prof. *Demagh Rafik* de l'Université de Batna 2.

Mr. Prof *Khemissa Mohamed* de l'Université de M'sila.

Un grand merci au Dr *Mohamed Labed*, Docteur à l'université de Ziane Achour d'el Djelfa pour ces précieux conseils et pour toutes les données et les documents fournis relatives au projet d'étude de cette thèse.

Finalement, je voudrais exprimer ma reconnaissance à toutes les personnes, qui ont contribuées de près ou de loin à réaliser ce travail.

Nour El Islam Boumekik

RESUME

La technique des colonnes ballastées est une méthode de renforcement efficace, couramment utilisée pour augmenter la capacité portante et réduire le tassement des sols mous. Pour les sols très mous, la résistance latérale sont très faibles, et n'offrent plus un confinement pour les colonnes ordinaires. La solution appropriée consiste à enrober les colonnes par des géosynthétiques.

L'objectif de la présente thèse est d'apporter une contribution à la détermination des conditions de renforcements performants, à travers le concept de la longueur critique des colonnes. Cette technique permet d'assurer une amélioration optimale de la capacité portante ultime des fondations placées sur des sols mous renforcés par des groupes de colonnes flottantes ordinaires ou confinées dans de géogrilles. Deux cas de fondations ont été considérés : des semelles filantes portées par des groupes ayant un petit nombre de rangées de colonnes, et une fondation carrée reposant sur un grand nombre de colonnes.

Une étude numérique a été effectuée à l'aide du code en différence fini FLAC3D sur plusieurs modèles de fondations. L'étude a porté d'abord sur des semelles filantes de largeur différentes supportées par des colonnes non confinées. Les courbes des résultats obtenus ont été analysées et interprétées, ainsi les valeurs optimales des capacités portantes ont été déterminées, à travers la longueur critique des colonnes. Deux nouvelles formules analytiques, simples et pratiques ont été développées et validés pour la détermination de la longueur critique et la prédiction de la capacité portante ultime d'une semelle filante.

L'analyse de l'influence du confinement des colonnes par des géogrilles sur l'amélioration de la capacité portante a été réalisée sur le modèle de la fondation carrée. L'influence des rigidités de la géogrille, de la longueur des colonnes et du taux de confinement des colonnes a été aussi analysée pour chaque cas d'étude. Les courbes des résultats obtenus ont permis de montrer une influence significative du confinement sur l'amélioration de la capacité portante de la fondation. Ce résultat a été confirmé par des tests réalisés sur des modèles réduits de fondations supportées par des colonnes confinées par des géogrilles.

Mots Clés : renforcement, colonnes ballastées, sols mous, fondation, modélisation numérique, longueur critique, capacité portante, confinement par géogrilles.

ABSTRACT

Stone column technique is an effective reinforcement method, commonly used to increase bearing capacity and reduce settlement in soft soils. For very soft soils, the lateral resistances are very low, and no longer provide containment for ordinary columns. The appropriate solution is to incorporate the columns in geosynthetics to give them the necessary lateral confinement. In the present study, geogrids were chosen as a confinement element for their high qualities of strength and rigidity.

The objective of this thesis is to contribute to the determination of the conditions of performant reinforcements, through the concept of the critical length of the columns, in order to ensure an optimal improvement to the ultimate bearing capacity of foundations placed on soft soils reinforced by groups of floating ordinary or confined in geogrids columns. Two cases of foundations were considered: strip footings supported by groups having a small number of rows of columns, and a square foundation of large geometry supported by a large number of columns.

A numerical study was carried out on three-dimensional numerical models of considered foundation, by simulation on the Flac3D code, in order to identify the favorable effects of the main parameters of the soil-column-foundation system, on the optimal improvement of their bearing capacity. Both models have been validated. The study first focused on strip footings of different widths supported by unconfined columns. The curves of the results obtained were analyzed and interpreted, and the interval of the optimal values of the bearing capacities was determined, through the critical length of columns. Two simple and practical analytical formulas for the determination of the critical length and the rapid prediction of the ultimate bearing capacity of a strip footing have been developed from this parametric study, and have been validated.

The analysis of the influence of the geogrids confinement of columns on the improvement of the bearing capacity was then carried out on the model of the square foundation. The influence of the geogrid rigidities, the length of the columns, and the confinement ratio of columns was analyzed. The curves of obtained results showed significant influence of the confinement on the improvement of the bearing capacity of the foundation. This result was also confirmed by tests performed on small scale models of foundations supported by columns confined in geogrids.

Keywords: reinforcement, stone columns, soft soils, foundation, numerical modeling, critical length, bearing capacity, geogrids confinement.

ملخص

تقنية الاعمدة الحجرية هي طريقة تقوية فعالة، تستخدم بشكل شائع لزيادة قدرة التحمل وتقليل هبوط التربة الرخوة. بالنسبة للتربة الناعمة جدا تكون المقاومة الجانبية منخفضة جداً، ولا تعد توفر الاحتواء اللازم للأعمدة العادية. الحل المناسب يكمن في الفاف الأعمدة في طبقات بلاستيكية "Géosynthétiques" لمنحهم الاحتواء الجانبي الضروري. في هذه الدراسة، تم اختيار الـ "Géogrilles" كعنصر احتواء لصفاته العالية في القوة والصلابة.

الهدف من هذه الأطروحة هو المساهمة في تحديد شروط التعزيزات الفعالة ، من خلال مفهوم الطول الحرج للأعمدة ، لضمان التحسين الأمثل لقدرة التحمل النهائية للأساسات الموضوعة فوق تربة رخوة مقواة بمجموعات من الأعمدة العائمة العادية أو المحصورة في شبكات من الـ "Géogrilles". تم النظر في حالتين من الأساسات: قواعد مستمرة مدعومة بمجموعات بها عدد صغير من صفوف الأعمدة ، وقاعدة مربعة الشكل ذات هندسة واسعة محمولة على عدد كبير من الأعمدة.

تم إجراء دراسة تحليلية واسعة على نماذج عددية ثلاثية الأبعاد للأسس التي تم النظر فيها ، عن طريق المحاكاة على كود "Flac3D" من أجل تحديد التأثيرات الإيجابية للمعلمات الرئيسية لنظام أساس-أعمدة-تربة، على التحسين الأمثل لقدرة تحملها. تم التحقق من صحة كلا النموذجين. بدأت الدراسة بقواعد شريطية الشكل بعروض مختلفة تحملها أعمدة غير محتوية في الـ "Géogrilles". تم تحليل منحنيات النتائج التي تم الحصول عليها وتفسيرها، كما تم حصر القيم المثلى لقدرات التحمل داخل مدى محدود، من خلال الطول الحرج للأعمدة. تم تطوير صيغتين تحليليتين بسيطتين وعمليتين لتحديد الطول الحرج والتنبؤ السريع بقدرة التحمل النهائية لقاعدة شريطية الشكل من خلال هذه الدراسة التحليلية، وتم التحقق من صحتها.

كما تم تحليل تأثير حصر الأعمدة بواسطة الـ "Géogrilles" على تحسين قدرة التحمل على نموذج الأساس المربع. تم تحليل تأثير صلابة الشبكة "Géogrilles"، وطول الأعمدة، ونسبة احتواء الأعمدة لكل دراسة حالة. أظهرت منحنيات النتائج التي تم الحصول عليها تأثيراً كبيراً للحصر على تحسين قدرة تحمل الأساس. تم تأكيد هذه النتيجة أيضاً من خلال الاختبارات التي أجريت على نماذج مصغرة من الأساسات المحمولة على أعمدة محتوية داخل الـ "Géogrilles".

الكلمات المفتاحية: التعزيز، الأعمدة الحجرية، التربة الناعمة، الأساسات، النمذجة العددية، الطول المثالي، قدرة التحمل، الاحتواء بواسطة "Géosynthétique"

SOMMAIRE

Résumé	I
Abstract.....	II
ملخص.....	III
TABLE DES MATIERES.....	IV
LISTE DES FIGURES.....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES SYMBOLES.....	XIV
Introduction Générale.....	1

Chapitre 1

: Technique de renforcement des sols mous par colonnes ballastées

1.1. Introduction.....	4
1.2. Technique d'installation des colonnes ballastées.....	4
1.2.1. Cas des colonnes ballastées ordinaire.....	4
1.2.2. Cas des colonnes ballastées confiné dans des geosynthétique.....	6
1.2.3. Effets d'installation des colonnes ballastées.....	7
1.2.4. Avantage des renforcements par colonne ballastées.....	8
1.3. Comportement d'une colonne ballastée isolée.....	8
1.3.1. Propriétés des granulats utilisés dans la colonne ballastée.....	8
1.3.2. Propriétés Caractéristiques géométriques des colonnes ballastées.....	10
1.3.3. Types de colonnes.....	10
1.4. Concepts de modélisation de groupes de colonnes.....	11
1.4.1. Généralités sur la configuration géométrique d'arrangement des groupes.....	11
1.4.2. Modèle cellulaire pour les groupes pour les grands groupes de colonnes.....	13
1.4.2.1. Concept de la cellule unitaire.....	13
1.4.2.2. Concept de l'anneau concentrique.....	14
1.4.2.3. Concept d'homogénéisation.....	15
1.4.3. Modèle cellulaire pour les petits groupes de colonnes.....	16
1.4.4. Caractéristiques géométriques d'un groupe de colonnes ballastées.....	17
1.4.4.1. Espacement entre colonnes.....	17
1.4.4.2. Diamètre équivalent de la cellule unitaire.....	17

1.4.5. Paramètres caractéristiques du groupe.....	17
1.4.5.1. Taux de remplacement de surface.....	17
1.4.5.2. Facteur de concentration des contraintes.....	18
1.5. Comportement d'un groupe de colonnes ballastées.....	19
1.5.1. Capacité portante d'un groupe de colonnes.....	19
1.5.2. Longueur critique des colonnes.....	19
1.6. Renforcement par colonnes ballastées confinées par géosynthétiques.....	20
1.6.1. Généralités.....	20
1.6.2. Caractéristiques générales des géosynthétiques de renforcement.....	21
1.6.2.1. Type de géosynthétiques.....	21
1.6.2.2. Qualités et avantages.....	21
1.6.2.3. Mode de confinement des colonnes par des géosynthétiques.....	22
1.6.2.4. Comportement des géosynthétique.....	23
1.6.3. Avantages du confinement des colonnes par géosynthétiques.....	24
1.7. Conclusion	24

Chapitre 2

: Capacité portante des fondations sur groupes de Colonnes ballastées

2.1. Introduction.....	26
2.2. Méthodes analytiques d'estimation de la capacité portante des fondations.....	28
2.2.1. Fondation sur colonne ballastée isolée.....	28
2.2.1.1. Approche de Greenwood.....	28
2.2.1.2 Approche de Hughes et Withers.....	28
2.2.1.3. Approche de Vesic.....	29
2.2.1.4. Approche de Mitchell.....	30
2.2.1.5. Approche de Stuedlein et Holtz.....	31
2.2.2. Fondations sur groupe de colonnes ballastées.....	32
2.2.2.1. Approche de Barksdale et Bachus.....	32
2.2.2.2. Approche de Stuedlein et Holtz.....	33
2.2.2.3. Approche d'Etezad et al.....	34
2.3. Méthodes numériques.....	35
2.3.1. Méthodes basées sur le concept de la cellule unitaire.....	36
2.3.2. Méthodes basées sur le concept de l'anneau concentrique.....	38
2.3.3. Méthodes basées sur basées sur le concept de l'homogénéisation.....	38
2.3.4. Méthodes basées sur le modèle réel.....	39
2.4. Méthode expérimentales.....	41
2.4.1. Revus bibliographiques sur les études expérimentales réalisées.....	41
2.4.2. Caractéristiques des groupes de colonnes tirés des essais expérimentaux.....	45

2.5. Méthodes de calcul des colonnes confinées dans des géosynthétiques.....	46
2.5.1. Confinement des colonnes par des géosynthétiques.....	46
2.5.2. Méthodes analytiques.....	47
2.5.2.1. Approche de Murugesan et al. (2010).....	47
2.5.3. Méthodes numériques.....	48
2.5.4. Méthodes expérimentales.....	49
2.6. Méthodologie d'estimation de la capacité portante des fondations.....	51
2.7. Conclusions	51

Chapitre 3

: Présentation des modèles numériques adoptés dans la présente étude

3.1. Introduction.....	54
3.2. Présentation des modèles de calcul.....	55
3.2.1. Modèle de calcul pour semelle filante.....	55
3.2.2. Modèle de calcul pour la fondation carré de géométrie large.....	57
3.3. Présentation générale du code de calcul numérique utilisé: FLAC 3D.....	59
3.3.1. Caractéristiques générales du code.....	59
3.3.1.1. Principe du maillage.....	59
3.3.1.2. Schéma de résolution explicite en différences finies.....	60
3.3.1.3. Analyse Lagrangienne.....	60
3.3.1.4. Méthodologie générale d'analyse des modèles numériques par Flac3...	61
3.3.2. Modèles de comportement implémentés.....	62
3.3.2.1. Modèle élastique linéaire.....	62
3.3.2.2. Modèle élastique parfaitement plastique.....	63
3.3.3. Interface entre les éléments.....	67
3.3.2.1. Interface sol-fondation.....	67
3.3.2.2. Interface sol-geogrid.....	67
3.4. Simulation numérique des modèles de calcul sur FLAC 3D.....	69
3.4.1. Simulation numérique du modèle pour la semelle filante.....	69
3.4.1.1. Propriétés du modèle.....	69
3.4.1.2. Maillage du modèle.....	70
3.4.1.3. Conditions aux limites et dimensions du modèle.....	71
3.4.1.4. Interface sol-fondation du modèle	72
3.4.1.5. Modèles constitutifs utilisés pour les matériaux.....	72
3.4.2. Simulation numérique du modèle pour la fondation carrée	72
3.4.3. Procédure de la détermination de la capacité portante.....	74
3.5. Validation des modèles numériques.....	75

3.5.1. Validation du modèle numérique adopté pour la semelle filante.....	75
3.5.2. Validation du modèle numérique de cellule unitaire adopté pour la fondation carrée	76
3.6. Conclusion	78

Chapitre 4

Analyse paramétrique et discussions des résultats

4.1. Introduction.....	79
4.2. Analyse du comportement d'une semelle filante sur groupes de colonnes ballastées ordinaires	81
4.2.1. Cas des semelles filantes étudiées.....	81
4.2.2. Paramètres d'étude et propriétés des matériaux	84
4.2.3. Influence des paramètres d'étude sur la capacité portante et la longueur critique....	85
4.2.3.1. Influence du taux de remplacement	85
4.2.3.2. Influence de la cohésion non drainé.....	89
4.2.3.3. Valeur optimales de la capacité portante ultime.....	91
4.2.3.4. Comparaison des valeurs optimales de la capacité portante obtenues....	92
4.2.4. Influence de la largeur de la semelle sur la longueur critique.....	93
4.2.5. Forme analytique proposée pour l'estimation de la longueur critique.....	94
4.2.5.1. Expression de la forme analytique.....	94
4.2.5.2. Validation de la forme analytique proposée pour l'expression de la longueur critique.....	97
4.2.6. Forme analytique proposée pour l'estimation de capacité portante ultime.....	98
4.2.6.1. Expression de la forme analytique.....	98
4.2.6.2. Validation de la forme analytique proposée pour le calcul de la capacité portante.....	101
4.3. Analyse du comportement d'une fondation carrée sur groupe de colonnes ballastées confinées par des Géogrille.....	102
4.3.1. Méthodologie de distribution de charges colonne-sol associé dans une cellule unitaire.....	104
4.3.2. Paramètres et propriétés des matériaux.....	105
4.3.3 Influence de la rigidité de confinement sur la capacité portante.....	107
4.3.4. Influence de la longueur des colonnes confinées sur la capacité portante.....	108
4.3.5. Influence de la longueur de confinement sur la capacité portante.....	110
4.5 Conclusion	111

Conclusion générale	114
Bibliographie.....	119
Annexe.....	128

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1

Technique de renforcement des sols mous par colonnes ballastées

Figure 1.1	(a) : Méthode d'alimentation par-dessus sec, (b) : Méthode d'alimentation par fond sec, (c) : Alimentation par-dessus humide présentée (d'après Taube et al. 2002)	5
Figure 1.2	Méthode de déplacement (d'après Alexiew et al. 2005)	6
Figure 1.3	Méthode de remplacement (d'après Gniel et al. 2010)	7
Figure 1.4	Facteur d'amélioration en fonction du taux de remplacement pour différents angles de frottement interne, φ_c (Priebe, 1995)	9
Figure 1.5	Type de colonne ballastée, (a) : flottante, (b) : portante	10
Figure 1.6	Disposition des colonnes en cellules : (a) Triangulaire, (b) Carrée, (c) Hexagonale; (d'après Balaam et al. 1983).	11
Figure 1.7	Disposition des colonnes en cellules carrées : (a) vue en plan, (b) coupe verticale	12
Figure 1.8	Modèle de la cellule unitaire : (a) vue schématique, (b) coupe verticale	13
Figure 1.9	Modèle de l'anneau cylindrique : (a) vue schématique, (b) coupe verticale	14
Figure 1.10	Modèle du sol homogénéisé : (a) modèle réel, (b) sol homogénéisé composite	15
Figure 1.11	Modèles géométrique 3D réel pour groupe de colonnes ballastées, (a) : vu en plan ; (b) : coupe verticale	16
Figure 1.12	Représentation schématique de l'installation d'une colonne ballastée confinée dans des géosynthétiques, (d'après Vikunj, 2017)	22

Chapitre 2

Capacité portante des fondations sur groupes de colonnes ballastées

Figure 2.1	Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée sous charges verticales (d'après Hughes et al. 1974).	29
Figure 2.2	Mécanisme de rupture d'un petit groupe de colonnes sous la charge d'une semelle rigide, (a) : avant chargement ; (b) : après chargement (d'après Hughes et al. 1974).	32
Figure 2.3	Analyse de la colonne ballastée-sol cohésif ferme à rigide, (a) groupe carré (b) groupe infiniment long, (d'après Barksdale et al. 1983)	33

Figure 2.4	Mode de rupture d'un groupe de colonnes ballastée dans un sol mou	36
Figure 2.5	Maillage et simulation numérique du model sur FLAC3D (Zhou et al. 2017).	40
Figure 2.6	Maillage et simulation du model numérique sur Plaxis V8 (Hanna et al. 2013)	41
Figure 2.7	Flambement latéral des colonnes dans un groupe (d'après Barksdale et al. 1983).	42
Figure 2.8	Interaction entre les colonnes ballastées avant et après rupture d'après (Hu, 1995).	43
Figure 2.9	Modèle de rupture d'un groupe de colonnes ballastées d'après (Hu, 1995).	43

Chapitre 3

Présentation des modèles numériques adoptés dans la présente étude

Figure 3.1	Paramètres mécaniques, physiques et géométriques du modèle de calcul pour la semelle filante a) : Vue en plan b) Coupe en élévation	56
Figure 3.2	Paramètres mécaniques, physiques et géométriques du modèle de calcul pour fondation carrée large a) : Vue en plan b) : Coupe en élévation	58
Figure 3.3	Les formes primitives utilisées dans la simulation numérique sur FLAC3D, a): Radial Cylinder, b): Brick, c): Cylinder-shell (D'après Itasca, 2006)	59
Figure 3.4	Méthodologie de modélisation numérique FLAC3D, (d'après Itasca, 2006)	61
Figure 3.5	Critère de rupture Mohr-Coulomb	64
Figure 3.6	Condition de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales (Nova, 2005)	65
Figure 3.7	Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb (Mestat, 1993)	66
Figure 3.8	Comportement mécanique dans le sens du cisaillement de l'interface géogridde-sol, d'après (Itasca, 2006)	68
Figure 3.9	Caractéristiques géométriques du modèle tridimensionnel adopté pour la simulation numérique sur FLAC3D a): Vue en plan, b): Coupe en élévation	70
Figure 3.10	Simulation numérique sur FLAC3D du modèle tridimensionnel a) : Coupe en élévation, b) : Vue en plan c) : Vue de haut	71
Figure 3.11	Caractéristiques géométriques du modèle de la cellule unitaire adoptée pour la simulation numérique sur FLAC3D a): vue générale, b): Coupe en élévation	73
Figure 3.12	Simulation numérique sur FLAC3D du modèle de la cellule unitaire (colonne, sol tributaire et fondation)	74
Figure 3.13	Comparaison des résultats numérique sur FLAC3D de la présente étude avec ceux obtenus par Ambily et al. 2007.	77

Chapitre 4

Analyse paramétrique et discussions des résultats

Figure 4.1	Modèle numérique d'une semelle filante de largeur $B = 4,2$ m, reposant sur un groupe de 3 colonnes a) : vue en plan, b) : vue en élévation	82
Figure 4.2	Modèle numérique d'une semelle filante de largeur $B = 7$ m, reposant sur un groupe de 5 colonnes a) : vue en plan, b) : vue en élévation	83
Figure 4.3	Modèle numérique d'une semelle filante de largeur $B = 9,8$ m, reposant sur un groupe de 7 colonnes a) : a) : vue en plan, b) : vue en élévation	83
Figure 4.4	Variation du rapport de capacité portante RCP en fonction du rapport de longueur (L/B), a) : $C_u=25$ kPa, b) : $C_u=35$ kPa.	87
Figure 4.5	Variation du rapport de longueur critique (L_c/B) en fonction du taux de remplacement A_s .	88
Figure 4.6	Variation du rapport de longueur critique de la colonne (L_c/B) en fonction de la cohésion non drainée C_u pour différents valeur de A_s .	90
Figure 4.7	Variation du rapport de capacités portantes $RCP = (q_u/q_0)$ en fonction de la cohésion non drainée du sol C_u pour différentes valeurs du taux de remplacement A_s .	91
Figure 4.8	Comparaison des valeurs du rapport de capacité portante RCP de la présente étude avec la méthode du Zhou et al.(2017) pour $C_u=30$ kPa	93
Figure 4.9	Variation du rapport de capacité portante RCP en fonction du rapport de longueur (L/B) pour différents nombre de colonnes et du taux de remplacement A_s	94
Figure 4.10	Variation de la longueur critique L_c en fonction de la largeur de la semelle pour des taux de remplacement $A_s = 10\%$ et 19.5%	95
Figure 4.11	Variation du facteur de la longueur critique α en fonction le taux de remplacement A_s .	96
Figure 4.12	Variation du facteur de la longueur critique en fonction le taux de remplacement A_s .	97
Figure 4.13	Schéma de variation du rapport de capacité portante ($RCP = q_u/q_0$) en fonction du rapport de longueur (L/B)	99
Figure 4.14	Variation du coefficient de renforcement en fonction du taux de remplacement A_s pour différent valeur de la cohésion non drainée C_u .	100
Figure 4.15	Dimensions et maillage du modèle numérique de la cellule unitaire utilisé	103
Figure 4.16	Schémas de distribution des contraintes sur la section de la cellule unitaire.	105
Figure 4.17	Figure 5.16: Comportement charge-déplacement d'un sol renforcé par des colonnes ordinaire confinées dans des geogrille pour différente valeur de la rigidité de traction du géogrille J 1000-4000 kPa ; a) : $C_u= 15$ kPa et b) : $C_u= 20$ kPa	108

Figure 4.18	Variation du rapport de capacité portante RCPC en fonction du rapport de longueur L/D pour $C_u=10$ et 15kPa , $J=3000\text{kN/m}$	109
Figure 4.19	Variation du rapport de la capacité portante RCPC en fonction du taux de Confinement L_{conf}/L pour $C_u=10$ et 15kPa , $J=3000\text{kN/m}$.	111

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 3

Présentation des modèles numériques adoptés dans l'étude

Tableau 3.1	Validation du modèle numérique et propriétés physiques des matériaux utilisés	76
Tableau 3.2	Paramètres de validation du modèle numérique de la cellule unitaire	77

Chapitre 4

Analyse paramétrique et discussions des résultats

Tableau 4.1	Valeurs des propriétés physiques, mécaniques et géométriques du modèle utilisées dans l'analyse paramétrique.	85
Tableau 4.2	Valeurs des propriétés physiques, mécaniques et géométriques utilisés dans la validation de la nouvelle approche proposée pour l'estimation de la longueur critique	97
Tableau 4.3	Valeurs et propriétés physiques, mécaniques et géométriques utilisés dans la validation de la nouvelle approche proposée pour l'estimation de la capacité portante ultime	102
Tableau 4.4	Valeurs et propriétés mécaniques, physiques et géométrique du modèle utilisées pour la cellule unitaire.	107

LISTE DES SYMBOLES

- A_s Taux de remplacement [%]
 A_{col} Aire de la colonne [m²]
 A_{sol} Aire effective du sol [m²]
 B Largeur de la fondation [m]
Cohésion [kPa]
 C_u / s_u Cohésion non drainée du sol mou [kPa]
 c_c Cohésion du matériau constitutif de la colonne [kPa]
 c_s Cohésion du sol [kPa]
 c_{avg} Cohésion moyenne [kPa]
 c_{com} cohésion du sol renforcé équivalent
 D Diamètre des colonnes ballastées [m]
 D_a Diamètre intérieur de l'anneau concentrique [m]
 D_f Diamètre des grains moyen [mm]
 d_e Diamètre équivalent de la cellule unitaire [m]
 E_c Module de Young de la colonne [kPa]
 E_s Module de Young du sol [kPa]
 E_{oed} Module élastique ou de compression unidimensionnelle [kPa]
 E_{geo} Module d'élasticité du Geosynthétique [KN/m³]
 e_m Déformation moyenne
 f_t Résistance à la traction
 $F(\sigma, k)$ La fonction de charge F
 G module de cisaillement
 H_m Profondeur de la base du modèle [m]
 I_r Indice de rigidité
 J Rigidité de traction par unité de longueur
 K module volumique. [kPa]
 K_a Coefficient de pression de terres ou coefficient de pression latérale
 K_p Coefficient de pression passive du sol
 K_0 Coefficient de pression de terres au repos
 k_s Rigidité par unité de surface [kPa]
 L_m Largeur des bords latéraux du modèle [m]
 L Longueur de la colonne ballastée [m]

L_c longueur critique de la colonne ballastée [m]
 L_{conf} longueur de confinement de la colonne ballastée [m]
 ν Coefficient de Poisson
 N_γ Facteur de portance de terme de surface
 N_c Facteur de portance de terme de cohésion
 N_q Facteur de portance de terme de surcharge
 N_{sc} Facteur de portance de terme de cohésion pour un sol renforcé
 n rapport de concentration des contraintes
 $P(\sigma, m)$ Potentiel plastique
 Q Charge appliquée [kN]
 N_{col} Charge appliquée sur la colonne [kN]
 N_{sol} Charge appliquée sur la colonne [kN]
 Q_c Charge appliquée sur le sol [kN]
 q La capacité portante [kPa]
 q_u La capacité portante ultime [kPa]
 q_c Capacité portante des colonnes confinées [kPa]
 q_{nc} Capacité portante des colonnes non confinées [kPa]
 r_{geo} Rayon du confinement géosynthétique [m]
RCP Rapport de la capacité portante
RCPC Rapport de la capacité portante pour les colonnes confinés
 Δr_{geo} Déplacement radial du Geosynthétique [mm]
 S Espacement entre les colonnes [m]
 s Tassement [m]
 s_s Tassement du sol [m]
 s_c Tassement de la colonne [m]
 T Résistance à la traction admissible à long terme [KN]
 T Epaisseur du géosynthétique [mm]
 U_x Déplacement horizontal dans la direction x [mm]
 U_y Déplacement horizontal dans la direction y [mm]
 U_z Déplacement vertical [mm]
 u Déplacement de cisaillement de l'interface géogridde-sol [mm]
 w Teneur en Eau [%]
 w_L Limite de liquidité [%]
 w_p Limite de plasticité [%]
 φ Angle de frottement [°]

φ_c Angle de frottement interne des colonnes ballastées [°]
 φ_s Angle de frottement interne du sol [°]
 φ_{avg} angle de frottement interne moyens [°]
 γ_c Poids volumique des colonnes ballastées [kPa/m ou kN/m³]
 γ_s Poids volumique des sol mou [kPa/m ou kN/m³]
 γ_{com} Poids unitaire composite
 σ_{ij} la composante du déviateur de la contrainte
 σ_m Contrainte moyenne [kPa]
 σ_c Contrainte verticale sur la colonne ballastée [kPa]
 σ_s Contrainte verticale sur le sol entourant [kPa]
 σ_0 Contrainte verticale uniforme [kPa] (équation 2.5)
 σ_{3ult} Pression de confinement ultime non drainée [kPa]
 σ_{ro} contrainte horizontale totale initiale [kPa]
 σ_n Contrainte normale d'interface [kPa]
 τ Contrainte de cisaillement [kPa]
 τ_f Contrainte rupture de cisaillement [kPa]
 τ_{max} contrainte de cisaillement maximale [kPa]
 ψ_{com} L'angle de dilatance [°]
 ψ_s L'angle de dilatance du sol [°]
 ψ_c L'angle de dilatance de la colonne [°]
 ε_c Déformation circonférentielle
 δ Coefficient du renforcement du sol renforcé [kPa].
 ρ Taux de remplacement.

Introduction générale

La construction d'ouvrages sur des sols mous compressibles est un grand défi, car ces sols ont des mauvaises résistances et des compressibilités élevées qui n'offrent pas des conditions de stabilité à ces ouvrages. Pour rendre ces sols exploitables, il est nécessaire de les renforcer pour améliorer leur comportement. La technique des colonnes ballastées est un procédé efficace de renforcement, car elle a l'avantage d'augmenter la capacité portante et de réduire le tassement de ces sols, en plus de ses bonnes qualités de drainage, (Carlos et al. 2009). Lorsque ces sols sont très mous, leurs pressions latérales sont assez faibles et n'offrent plus le confinement latéral nécessaire aux colonnes. Leur enrobage par des géosynthétique, est une solution, souvent utilisée pour améliorer leur résistance latérale, (Alkhorshid et al. 2018).

Le renforcement des sols mous supportant des fondations, par des colonnes ballastées, met en jeu un nombre important de paramètres d'interactions entre les éléments du système sol-colonnes-fondation qui influencent directement le comportement de la capacité portante de ces fondations. Il existe dans la littérature, différentes approches analytiques, numériques et expérimentales pour le calcul de ces fondations, (Najjar 2013 ; Castro. 2017 ; Das et al, 2020)

Les premières approches analytiques de prédiction de la capacité portante des fondations sur colonnes ordinaires datent des années 70. D'autres approches plus récentes ont été développées pour des colonnes ordinaires ou confinées. Ces approches restent assez approximatives à cause des hypothèses simplificatrices adoptées pour éviter la complexité des interactions dans le système sol-colonnes-fondation, (Pulko et al. 2005 ; Stuedlein et al. 2013).

Les méthodes numériques existantes sont en majorité basées sur des modèles en éléments finis ou en différences finies. Elles sont bien adaptées pour prendre en compte ces interactions, dans l'estimation de la capacité portante de fondations supportées par des groupes de colonnes. Ces méthodes sont généralement basées sur 4 concepts (1) : le concept de la cellule unitaire, qui remplace le comportement d'un groupe de colonnes par une colonne et le sol environnant qui lui est associé; (2) : le concept de l'anneau cylindrique qui modélise un groupe de colonnes par une colonne centrale entourée d'un anneau cylindrique équivalent; (3): le concept d'homogénéisation qui modélise les colonnes et le sol environnant par un sol homogène équivalent , étendu à des cas en analyse limite ; (4) : le modèle tridimensionnel qui étudie le

système sol-colonnes-fondation dans ses configurations géométrique et mécaniques réelles. (Ngo et al. 2016, Zhou et al 2017).

L'étude bibliographique a montré que le modèle de cellule unitaire est efficace pour des fondations impliquant un grand nombre de colonnes, tandis que le modèle de l'anneau cylindrique s'applique aux fondations circulaires supportée par un petit nombre de colonnes, pour respecter les conditions axisymétrique. La méthode d'homogénéisation est utilisée pour des problèmes bidimensionnels ou axisymétriques. Pour des fondations non circulaires placées sur un petit nombre de colonnes, l'utilisation d'un modèle numérique réel tridimensionnel s'impose. Lorsque ces fondation impliquent un grand nombre de colonnes, l'application de ce modèle devient complexe et sa résolution prend des temps très longs, (Castro. 2017 ;Yoo et al. 2009).

A côté de ces méthodes, il existe un nombre important d'essais expérimentaux réalisés par différents chercheurs modélisant des fondations sur des colonnes ballastées ordinaires (Ambily et al. 2007 ; Fatah et al. 2017) ou confinées (Ali et al. 2010 ; Ghazavi et al. 2013). Ces essais analysent l'influence des paramètres essentiels sur les modes de rupture et sur l'amélioration de la capacité portante, à travers la longueur critiques des colonnes, (McKelvey. 2004).

Ce travail de recherche entre dans ce contexte, et vise à contribuer à la détermination des conditions optimales pour l'amélioration de la capacité portante des fondations rigides, supportées par des groupes de colonnes ballastées ordinaires ou confinées, et ce à travers une analyse approfondie de l'influence des paramètres essentiels du problème sur le comportement des fondations. L'étude est menée sur des modèles numériques, simulés en utilisant le code de calcul FLAC3D en différences finis sur des semelles filantes et une fondation carrée.

Pour réaliser ces objectifs de recherche, cette thèse a été divisée en 4 chapitres, dont une introduction et une conclusion générale, avec des recommandations pour des recherches futures. Une annexe est jointe à la thèse.

Le premier chapitre donne une présentation générale sur la technique de renforcement des sols par colonnes ballastées: procédés d'installation, matériaux constitutifs, configurations géométrique courante des groupes de colonnes. Il donne un aperçu général sur les principales caractéristiques des modèles de calcul utilisés pour l'analyse des fondations sur groupes de colonnes (cellule unitaire, anneau, concentrique, homogénéisation et modèle réel). Les propriétés des géogrilles utilisés, ainsi que leurs effets favorables sur le comportement des colonnes ballastées sont également exposées.

Le deuxième chapitre expose les différentes méthodes de calcul de la capacité portante des fondations, notamment les approches analytiques, numériques et expérimentale avec les hypothèses et les limitations des modèles utilisés pour des fondations supportées par des petits ou des grands groupes de colonnes. Egalement, Il expose les principaux essais expérimentaux antérieurs réalisés sur des modèles de fondation sur colonnes confinées ou non, pour étudier l'influence des paramètres essentiels sur le mode de rupture, leur capacité portante et leur longueur critique avec les effets favorables du confinement.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation du model numériques utilisés dans ce travail. Ainsi Il expose les caractéristiques des deux modèles utilisés, et donne ensuite une présentation générale de la procédure de simulation numérique sur le code FLAC3D, concernant le maillage et les éléments de base disponibles, ainsi que le schéma général de résolution explicite en différences finis utilisé par ce code. De même, il présente les principales propriétés des modèles élastique et élastique parfaitement plastique avec le critère de Mohr-Coulomb, utilisés pour modéliser le comportement des matériaux constitutifs étudié. Il expose les caractéristiques de chaque modèle numérique : éléments et maillage utilisés ; conditions d'interfaces et conditions aux limites adoptées. Il englobe aussi la validation effectuée pour les deux modèles numériques considérés.

Le quatrième chapitre est consacré à l'analyse paramétrique et présente d'abord une large série d'analyses paramétriques effectuées sur des modèles numériques de la semelle filante. Il traire l'influence des paramètres essentiels du problème sur la capacité portante des semelles tel que : longueur des colonnes, taux de remplacement, cohésion non drainée du sol mou ainsi que la largeur de la fondation, sur la capacité portante optimale de la semelle. Aussi, il présente les résultats obtenus avec les commentaires et les interprétations, et met en évidence le rôle clé de la longueur critique des colonnes sur la performance de la capacité portante des semelles. Il présente deux nouvelles équations analytiques tirées de cette analyse, pour la prédiction de la longueur critique des colonnes et de la capacité portante optimale, avec leurs validations. Il donne ensuite les résultats de l'étude paramétrique menée sur la fondation carrée, qui concerne l'effet de confinement sur l'amélioration de la capacité portante. Les résultats sont donnés sous forme de courbes pour les paramètres considérés tels que la rigidité des géogrilles, longueur et taux de confinement des colonnes.

CHAPITRE 1

Technique de renforcement des sols mous par colonnes ballastées

1.1. Introduction

Le renforcement des sols par colonnes ballastée est une technique courante qui est utilisée pour sa simplicité de construction et son efficacité d'améliorer la capacité portante de sols mous et de réduire les tassements résultant, en plus de sa capacité de drainage et sa qualité de réduire les risques de liquéfaction dans le sol. Dans le cas de sols très mous, il devient parfois nécessaire de procéder au confinement des colonnes dans des géogrille pour assurer la performance demandée à la colonne.

La colonne ballastée consiste en une ouverture cylindrique effectuée dans le sol mou, qu'on remplit avec un matériau granulaire. La technique des colonnes ballastée consiste à remplacer un certain pourcentage du sol mou par un matériau granulaire ayant des meilleures qualités de résistance et rigidité que le sol naturel.

Dans ce qui suit une étude bibliographique sur les principales caractéristiques techniques et mécaniques du renforcement des sols mous par un groupe des colonnes ballastées, supportant une fondation en surface est présentée. Elle concerne principalement les techniques courantes d'installation des colonnes, ainsi que le mode de comportement des colonnes ballastées (isolées ou groupées) sous charges verticales, avec les différentes propriétés des granulats des colonnes, du sol mou ainsi que celles des géosynthétiques de confinement.

1.2. Technique d'installation des colonnes ballastées

Les granulats constituant les colonnes sont mis en place, par deux techniques d'installation ; la méthode de déplacement ou la méthode remplacement, (Mokhtari et al. 2012).

1.2.1. Cas des colonnes ballastées ordinaires

La figure 1.1 montre les méthodes d'installation utilisées pour l'installation des colonnes ballastées, reprise de Taube et al. (2002). Les colonnes sont construites soit par pilonnage, soit par vibro-flottation, (Priebe 1991). Ce dernier procédé comprend le vibro-déplacement (méthode

d'alimentation par fond sec) et le vibro-remplacement (méthode d'alimentation par voie humide ou par voie sèche).

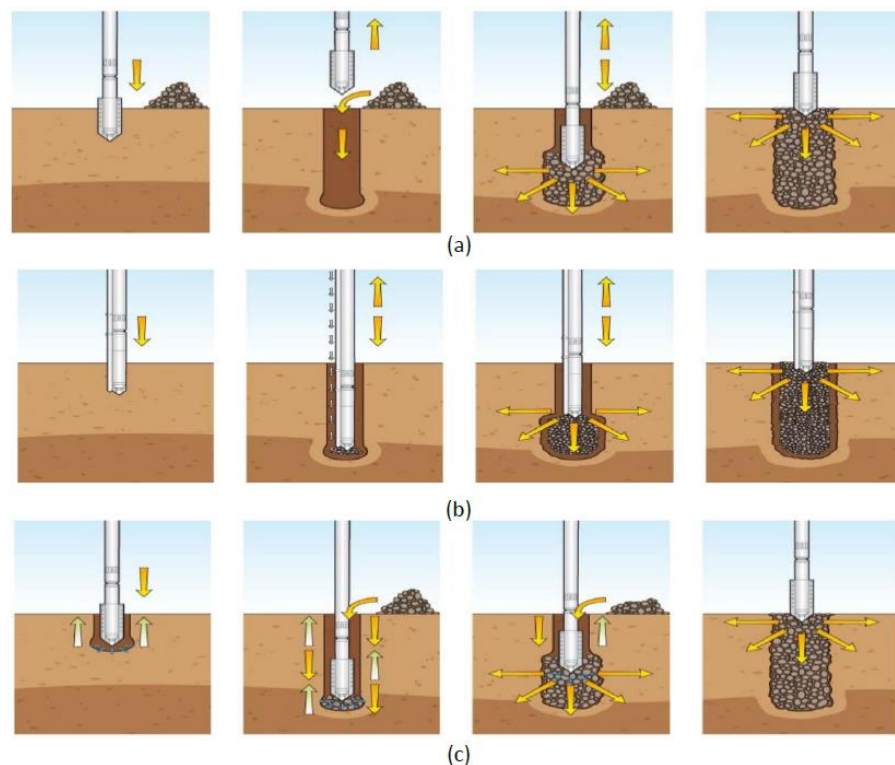


Figure 1.1: (a) : Méthode d'alimentation par-dessus sec, (b) : Méthode d'alimentation par fond sec, (c) : Alimentation par-dessus humide présentée (d'après Taube et al. 2002)

a. Méthode de pilonnage "Ramming method"

Dans cette méthode le forage est fait avec un tubage dont le rôle est d'assurer la stabilité de la cavité sur toute la profondeur. Les granulats, sont mis en place dans la cavité en plusieurs couches, puis compactés par chute d'une masse de grand poids.

b. Méthode d'alimentation humide par le haut " Wet top feed method"

Dans cette méthode dite humide, l'eau sous pression est utilisée pour faciliter la pénétration et la réalisation d'une ouverture cylindrique. Les granulats sont mis en place (tels que des ballastées ou du gravier), dans la cavité déjà percée en plusieurs couches, puis ils sont compactés par la pression d'air ou d'eau.

c. Méthode d'alimentation à sec par le bas "Dry bottom feed method"

Dans cette méthode dite sèche, l'ouverture est créée par l'énergie vibratoire et une force de traction vers le bas. Les cycles de compactage s'arrêtent lorsque le vibreur de profondeur atteint la surface du sol.

Il existe plusieurs références qui présentent en détails ces techniques d'installation, (Barksdale et al. 1983; Mitchell et al 2002 ; Sondermann et al 2004 ; McCabe et al. 2009).

1.2.2. Cas des colonnes ballastées confinées dans des géosynthétiques

Il existe deux méthodes d'installation des colonnes ballastées confinées par des géosynthétiques sont utilisées et sont décrites par Tandel et al. (2012) : (1) la méthode de déplacement et (2) la méthode de remplacement.

a. Méthode de déplacement

Cette méthode est généralement utilisée dans les sols très mous ($C_u < 15$ kPa). La technique consiste à enfoncer un tube d'acier à pointe fermée dans le sol meuble, puis à mettre en place le géosynthétique et à procéder après au remplissage des granulats. Sous l'effet des vibrations de granulats la pointe s'ouvre et le tube est repoussé vers le haut. La Figure 1.2 montre le principe de la méthode de déplacement, (Alexiew et al. 2005).

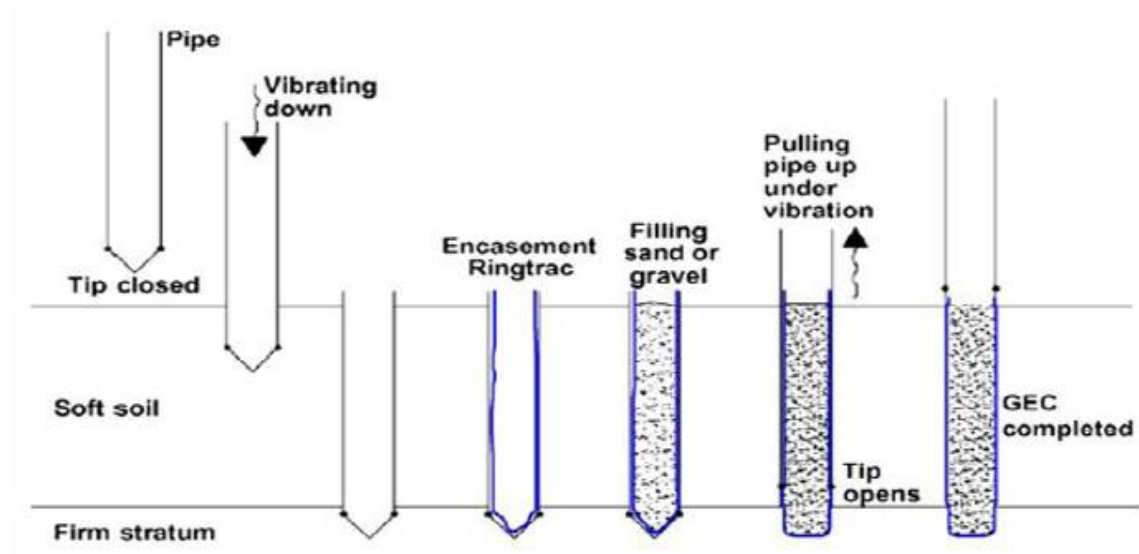


Figure 1.2: Méthode de déplacement (d'après Alexiew et al. 2005)

b. Méthode de remplacement

Cette méthode d'installation est utilisée si le sol a une résistance assez élevée à la pénétration. Un tube en acier est d'abord installé dans le sol jusqu'à la couche résistante, suivi de l'enlèvement du sol dans le puits par forage à la tarière. Puis on procède à la mise en place du

géosynthétique et au remplissage des granulats, et enfin on retire le tube. Le principe de cette technique est présenté sur la Figure 1.3, reprise de (Gniel et al. 2010).

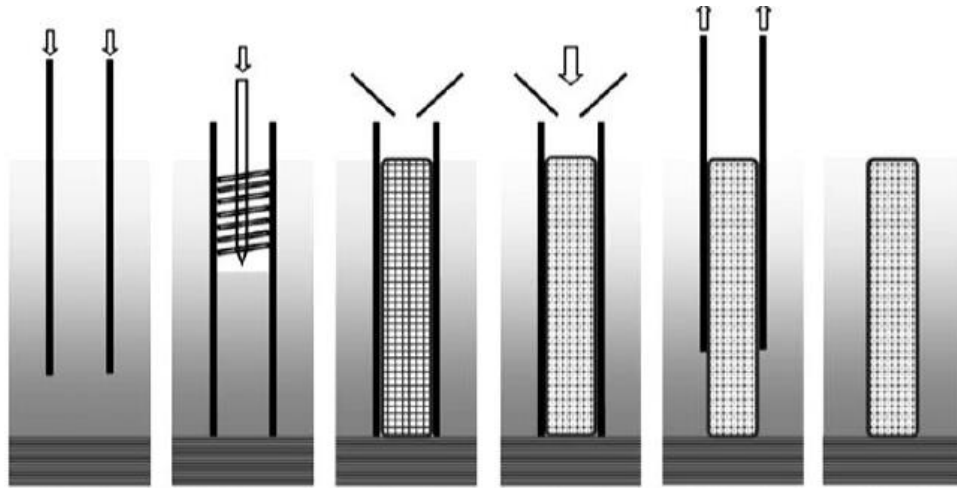


Figure 1.3: Méthode de remplacement (d'après Gniel et al. 2010)

1.2.3. Effets d'installation des colonnes ballastées

L'installation des colonnes a une influence sur le sol environnant, en particulier lorsque les colonnes sont installées par vibro-déplacement. En effet dans ce cas, le matériel de forage et de compactage des granulats, créent un déplacement radial dans le sol entourant la colonne, (Yu, 2000). Dans l'argile molle cet effet d'installation crée des augmentations de la contrainte latérale et de la pression interstitielle de l'eau qui peuvent être prédits par des méthodes approchées (Wood et al 2000; Castro 2007 ; Egan et al. 2008 ; Chen et al. 2009).

Ce déplacement entraîne immédiatement une dissipation des pressions interstitielles excessives, accompagné d'une augmentation des contraintes effectives dans la colonne et l'argile molle. (Han et al. 1992 ; Guetif et al. 2007 ; Stuedlein et al. 2013) ont mené des études sur terrain sur l'effet des méthodes d'installation des colonnes, et ont conclu que les colonnes vibro-compactées présentaient une augmentation de 15 % de capacité par rapport aux colonnes installées par la méthode de remplacement. Les effets d'installation observés dans des tests menés sur un groupe de colonnes, n'ont pas été observés dans des essais sur des colonnes isolées. Cela a conduit ces auteurs à conclure que le rôle du sol mou dans un chargement de groupe pourrait être plus important que les effets de l'installation et du type et de la composition de la colonne.

Il est à noter que pour les colonnes installées par la méthode de remplacement, l'effet d'installation est négligeable et peut ne pas être considéré.

1.2.4. Avantage des renforcements par colonnes ballastées

Le renforcement des sols mous par colonnes ballastées présente beaucoup d'avantages par rapport aux autres techniques de renforcement pour les raisons suivantes :

- Economique : les matériaux utilisés ne sont pas chers, surtout quand ils sont disponibles à proximité
- Facilité d'installation
- Augmente le taux de temps de tassements, la rigidité.
- Améliore la résistance au cisaillement du sol, les conditions de drainage et le contrôle environnemental.
- Réduit le tassement de la structure.
- Réduit le potentiel de liquéfaction des sols meubles.

1.3. Comportement d'une colonne ballastée isolée

Le comportement d'une colonne ballastée vis-à-vis des charges qu'elle supporte dépend de sa géométrie, des propriétés mécaniques du matériau utilisé, et des propriétés du avoisinant.

1.3.1. Propriétés des granulats utilisés dans la colonne ballastée

Pour les colonnes ballastées, le matériau granulaire utilisé est généralement du gravier. Il doit être propre et provenir de préférence de la pierre concassée dure, non altérée et sans présence de matières organiques.

Les performances des colonnes sont liées aux propriétés mécaniques des granulats utilisés. La bonne sélection des agrégats donne à la colonne plus de résistance et de rigidité. Des tests effectués sur terrain par Stuedlein et al. (2015), ont indiqué que les colonnes composées de gravier uniformément classé présentaient une rigidité et une capacité de charge supérieures à celles des colonnes composées d'un mélange de gravier, de limon et de sable. Les propriétés mécaniques des granulats, l'angle de frottement interne φ_c et le module d'élasticité E_c constituent les paramètres les plus importants pour un bon comportement de la colonne du point de vue capacité portante et tassement. Ces deux paramètres dépendent généralement de la forme des

particules, de la distribution granulométrique et de l'absence de matières organiques ou d'impuretés dans le granulat, (Amini, 2014).

Le rapport du diamètre D de la colonne au diamètre D_f des particules (D/D_f) est pris généralement entre 12 et 40. Carlos (2017), suggère des valeurs de D_f compris entre 12 et 75 mm, néanmoins pour des colonnes installées par la méthode d'alimentation par le bas, le diamètre maximal est limité à 50 mm pour éviter les obstructions qui peuvent survenir dans le tube d'alimentation.

Priebe (1995) a présenté des valeurs de l'angle de frottement φ_c , en considérant la variation du facteur d'amélioration F_{imp} , en fonction taux de remplacement $A_s = A_c/A$, (surface colonne A_c , surface sol composite A), pour un sol de coefficient de Poisson de $1/3$, (Figure 1.4).

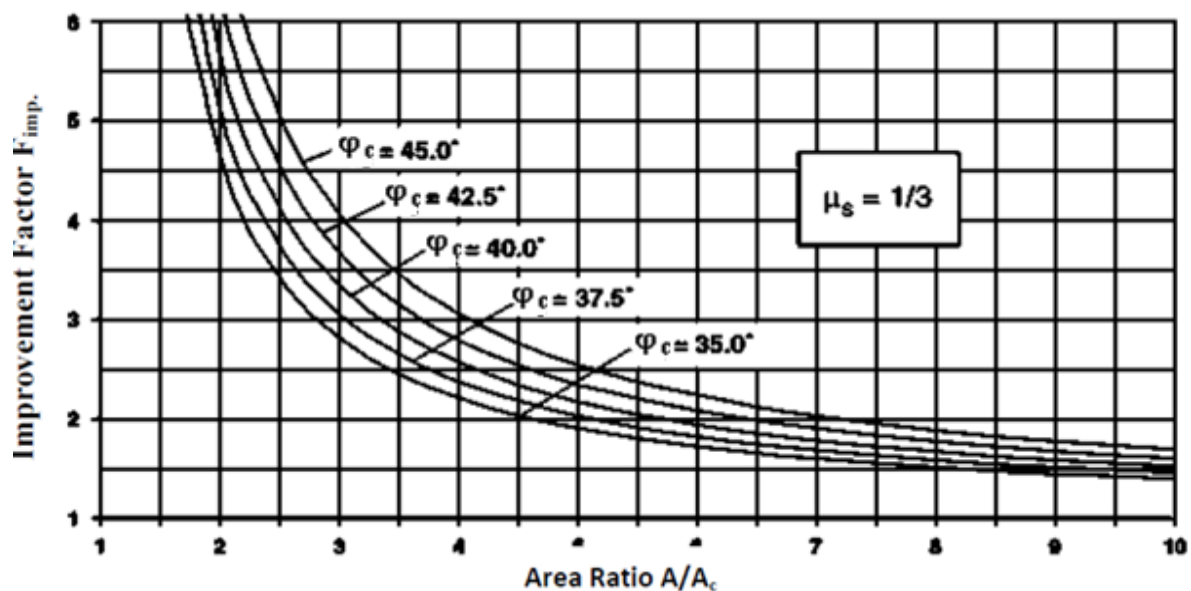


Figure 1.4 : Facteur d'amélioration en fonction du taux de remplacement pour différents angles de frottement interne, φ_c (Priebe, 1995)

La valeur du module d'élasticité E_c de la colonne est prise en général entre 25 et 100 MPa, (Carlos 2017). Ambily et al. (2007) ont rapporté, que plus le rapport de rigidité (E_c/E_s) (E_s : module d'élasticité du sol) augmente, plus une grande proportion des charges appliquées en surface est transférée à la colonne, donnant ainsi un facteur de concentration de contrainte élevé.

D'autre part Barksdale et al. (1983) ont suggéré prendre lors de la conception des valeurs de φ_c entre 40 ° et 45 ° avec un rapport de module d'élasticité, $E_c/E_s = 10-20$ (Sur la base des données de terrain, Han (2012) a suggéré que le rapport de module devrait être limité à 20.

1.3.2. Propriétés Caractéristiques géométriques des colonnes ballastées

Le diamètre D de la colonne a un rôle important dans l'augmentation de la capacité portante et la réduction du tassement résultant (Greenwood, 1991). Les dimensions des colonnes ballastées dépendent généralement, du type de sol à renforcer, de la densification des matériaux et de la technique de construction employée (Bell, 2004). Le diamètre D de la colonne varie généralement entre 0,7 m et 1,1 m. La longueur L de la colonne dépend du sol rencontré sur le site et varie généralement entre 6 et 20 m (Raju et al., 2005). De plus (Balaam et al, 1985; Hughes et al 1974) ont rapporté que le diamètre D a une influence sur le transfert des charge appliquée sur les colonnes et ont indiqué que l'effet de ces charges reste limité à une zone ne dépassant pas une distance de $2,5D$ dans le sol entourant la colonne.

1.3.3. Types de colonnes

Lorsque la couche de sol ferme se trouve à une profondeur très loin en dessous du sol mou, la colonne est alors installée dans la couche molle (Figure 1.5-a). La charge portée par la colonne est reprise par le frottement latéral développé le long de la colonne. Dans ce cas la colonne est dite "flottante", (Barksdale et al. 1983).

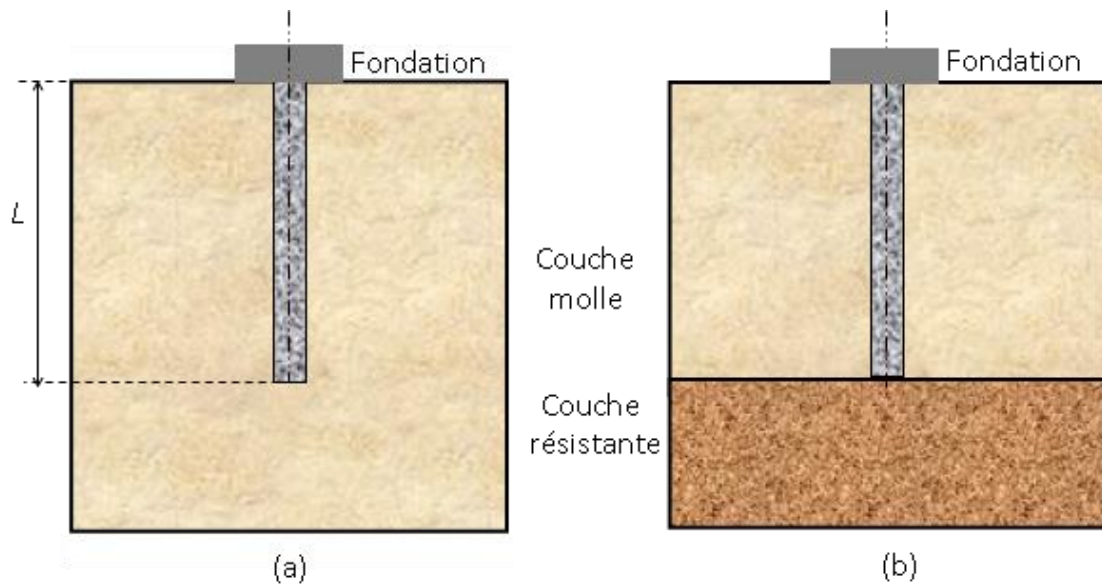


Figure 1.5: Type de colonne ballastée, (a) : flottante, (b) : portante

Par contre si la couche ferme se trouve à une profondeur, proche à la surface du sol, la colonne peut être installée sur la couche ferme. Dans ce cas la colonne est appelée "colonnes portante à la pointe". Les charges sont alors reprises par sa résistance à la pointe de la colonne,

(Figure 1.5-b). En général, le choix entre colonnes flottantes et portante par la pointe est adopté par des considérations de coût et des limitations techniques des machines de forage utilisées.

1.4. Concepts de modélisation de groupes de colonnes

Dans la pratique, le renforcement des sols mous supportant des fondations ou d'autres, ne se fait pas par une seule colonne ballastée mais par un groupe.

1.4.1. Généralités sur la configuration géométrique d'arrangement des groupes

Les groupes des colonnes ballastées (Figure. 1.6) sont souvent installés de façon uniforme suivant 3 types de formes cellulaires : hexagonale régulière, carrée ou rectangulaire et triangulaire équilatéral, (Barksdale et al. 1983 ;Balaam et al.1983).

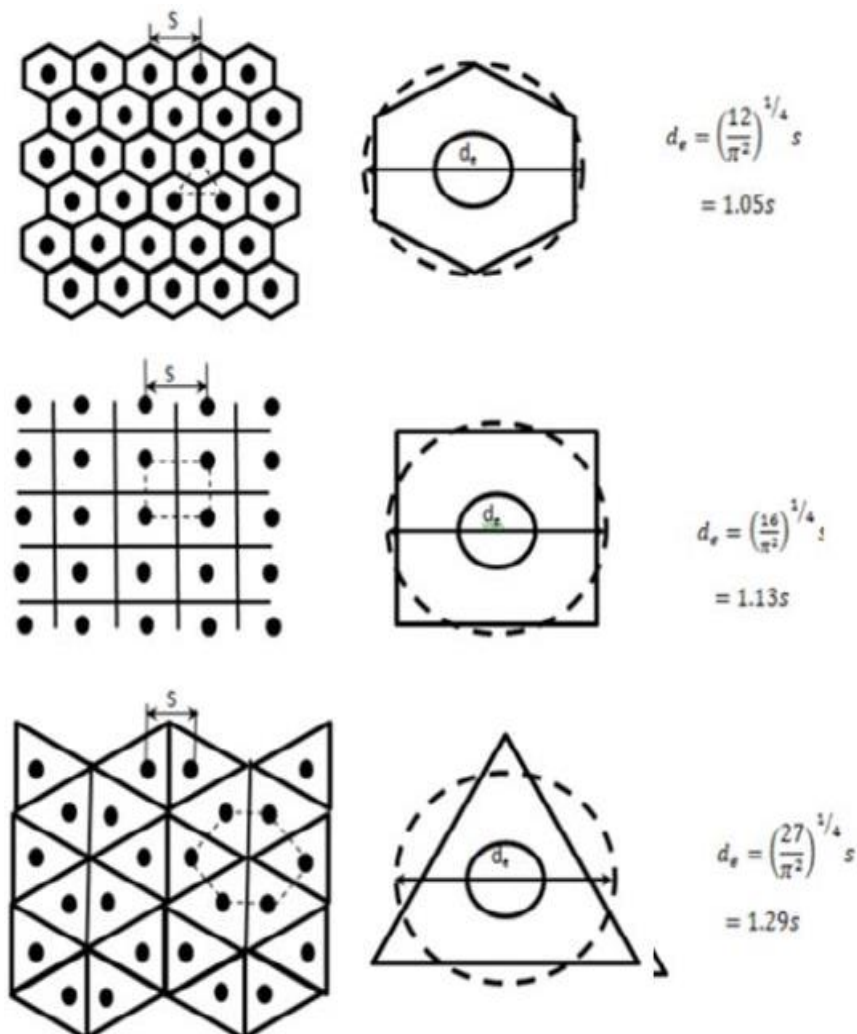


Figure 1.6: Disposition des colonnes en cellules : (a) Triangulaire, (b) Carrée, (c) Hexagonale; (d'après Balaam et al.1983).

La Figure 1.7 présente une configuration carrée de distribution d'un groupe à grand nombre de colonnes avec les propriétés géométriques du sol est des colonnes vue en plan d'une configuration cellulaire carrée, avec la coupe verticale correspondante.

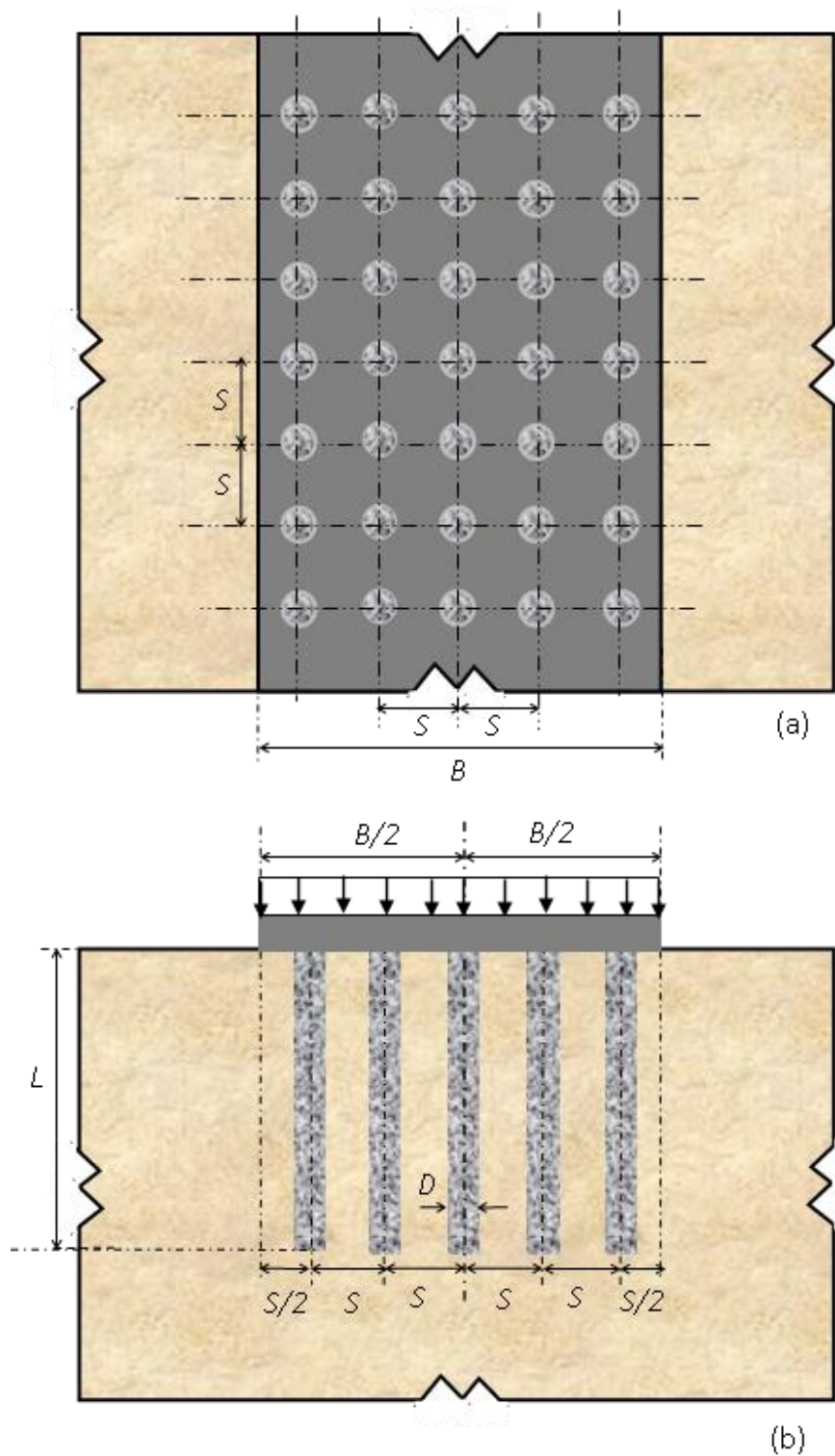


Figure 1.7: Disposition des colonnes en cellules carrées : (a) vue en plan, (b) coupe verticale

En général, l'analyse des sols renforcés par des colonnes ballastées est effectuée suivant différentes configuration des modèles, dépendant du nombre des colonnes utilisées, de la géométrie du problème et du type de chargement appliqué. Les modèles les plus utilisés sont les suivants : (Carlos. 2017 ; Wehr et al. 2006 ; Najjar. 2013).

- Modèles de la cellule unitaire: utilisés pour les groupes constitués d'un grand nombre de colonnes. Ce sont des modèles axisymétriques ou bidimensionnels (2D)
- Modèles réels 3D: conviennent pour les groupes constitués d'un petit nombre de colonnes. Ce sont des modèles tridimensionnels (3D).

1.4.2. Modèle cellulaire pour les grands groupes de colonnes

1.4.2.1 Concept de la cellule unitaire

Pour un grand groupe de colonnes ballastées soumis à une charge verticale appliquée sur la zone renforcé, ce concept suppose que le comportement d'un groupe de colonnes peut être représenté par une cellule unitaire ou élémentaire (Figure 1.8), constituée d'une colonne et une partie du sol environnant qui lui est attribuée, (Priebe et al. 1995 ; Castro. 2017). Le diamètre d_e du sol qui entoure la colonne (zone d'influence circulaire), est donné sur la Figure 1.6 en fonction du type de configuration géométrique adoptée.

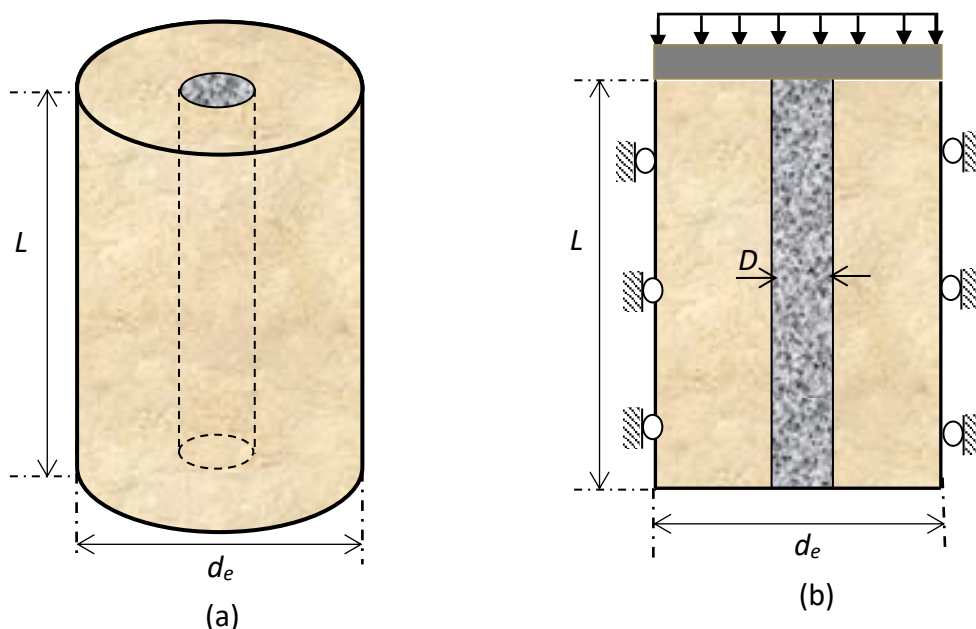


Figure 1.8. Modèle de la cellule unitaire : (a) vue schématique, (b) coupe verticale

En raison de la symétrie de la charge et de la géométrie, les déformations latérales ne peuvent pas se produire à travers les limites extérieures de la cellule unitaire. Il est de même pour les contraintes de cisaillement qui sont généralement négligeables pour les charges réparties verticales, (Castro. 2011; 2017).

L'avantage de ce modèle est de simplifier l'analyse en ramenant l'étude d'un grand nombre de colonnes, à une colonne individuelle avec une partie limitée du sol autour de la colonne. Le modèle de cellule unitaire est approprié pour étudier les problèmes en symétrie axiale ou bidimensionnels, tels que les remblais ou les réservoirs de stockage des liquides, (Castro. 2017).

1.4.2.2 Concept de l'anneau concentrique

. Ce modèle suppose que le groupe de colonnes, (Figure 1-9-a) peut être représenté par une colonne centrale avec un anneau de ballast qui l'entoure, (Figure 1-9-b). Le cylindre obtenu a la même longueur L que les colonnes. Le diamètre intérieur D_a est fixé en fonction de la somme pondérée des distances des autres colonnes à la colonne centrale. L'épaisseur t_a de l'anneau est ajustée de façon à avoir la même quantité de ballaste que dans les colonnes remplacées pour garder le même taux de remplacement dans les deux systèmes. Comme pour le modèle de cellule unitaire, l'anneau est approprié pour étudier les problèmes en symétrie axiale, tels que des remblais circulaires ou des réservoirs de stockage circulaires, (Mitchell et al. 1985 ; Elshazly et al. 2008 ; Najjar 2013; Castro. 2017).

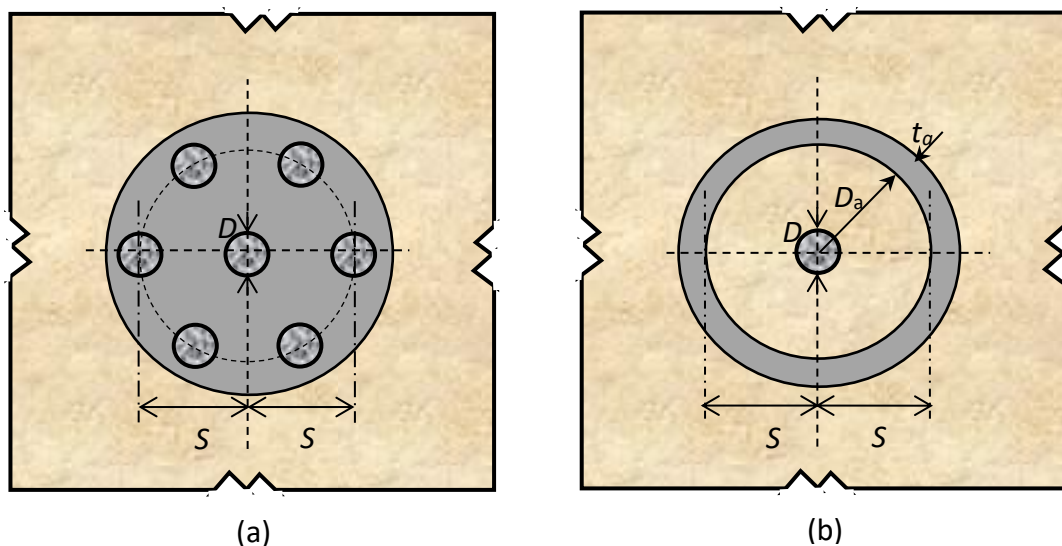


Figure 1.9. Modèle de l'anneau cylindrique : (a) vue schématique, (b) coupe verticale

1.4.2.3 Concept d'homogénéisation

Le concept de cellule unitaire est utilisé dans la plupart des analyses de colonnes ballastées, mais présente quelques limitations en raison de la simplification apportée, aux conditions aux limites du modèle. En raison de ces inconvénients, quelques chercheurs ont proposé une autre technique appelée méthode d'homogénéisation pour l'étude des groupes de colonnes, (Schweiger et al. 1986; Canetta et al. 1989; Lee and al. 1998; Wang et al., 2002 ; Hassen et al. 2010).

Dans ce concept (Figure 1-10-a), les colonnes et le sol environnant sont transformés en un sol homogène avec des propriétés équivalentes améliorées (Figure 1-10-b).

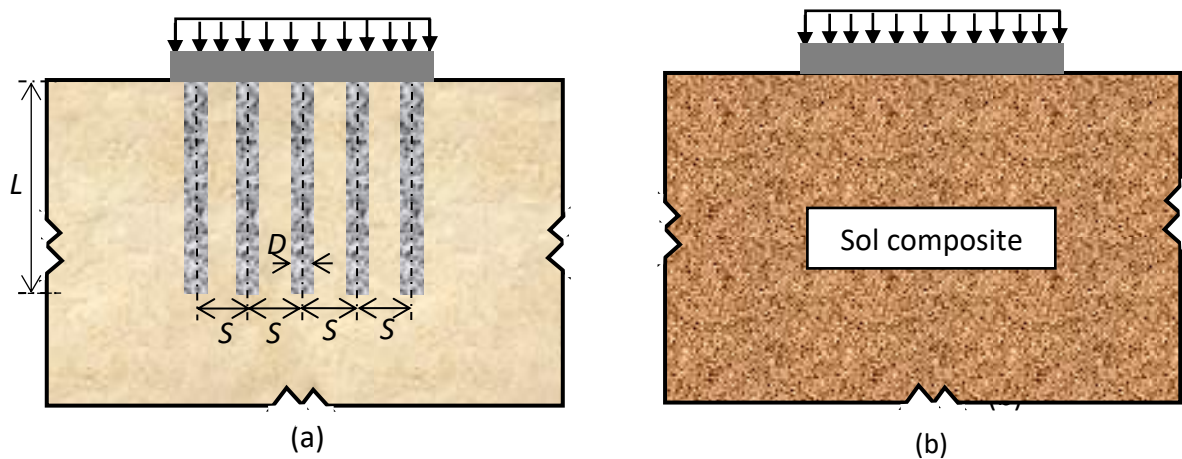


Figure 1.10. Modèle du sol homogénéisé : (a) modèle réel, (b) sol homogénéisé composite

Ce modèle simplifie énormément la géométrie du problème. Dans la techniques d'homogénéisation, les déformations du modèle tridimensionnel sont supposées planes ou axisymétriques dans la modélisation à l'aide d'éléments finis 2D, permettant ainsi de traiter le problème en analyse bidimensionnel 2D, (Hassen et al. 2010). Les principaux paramètres équivalent du système sol-Colonnes, (Wanget al.. 2002 ;Elshazly et al. 2008), peuvent être définis par les relations suivantes:

$$\gamma_{com} = \rho \cdot \gamma_s + (1 - \rho) \gamma_c \quad 1.1$$

$$c_{com} = \rho \cdot c_s + (1 - \rho) c_c \quad 1.2$$

$$\psi_{com} = \rho \cdot \psi_s + (1 - \rho) \psi_c \quad 1.3$$

Où γ_{com} , c_{com} , ψ_{com} sont le poids unitaire composite, la cohésion et l'angle de dilatation du sol renforcé équivalent. c_s , c_c , γ_s , γ_c , ψ_s et ψ_c sont respectivement la cohésion, le poids unitaire et l'angle de dilatation du matériau de la colonne et du sol mou. La cohésion de la colonne ballastée c_c et l'angle de dilatation de l'argile ψ_s est supposé nul. L'angle de frottement composite est calculé à partir de l'équation :

$$\varphi'_{com} = \rho \cdot \varphi'_s + (1 - \rho) \varphi'_c \quad 1.4$$

Où φ'_c et φ'_s , sont respectivement l'angle de frottement du matériau de la colonne ballastée et du sol meuble, et ρ représente le taux de remplacement. Les détails de détermination de ces paramètres peuvent être trouvés dans les références citées ci-dessus.

1.4.3. Modèle cellulaire pour les petits groupes de colonnes

Lorsque des fondations de forme rectangulaires sont fondées sur un petit nombre de colonnes (Figure 1.11), elles sont généralement traitées comme un problème 3D puisque les approches basées sur le concept de la cellule unitaire deviennent inapplicables à cause de la géométrie du problème.

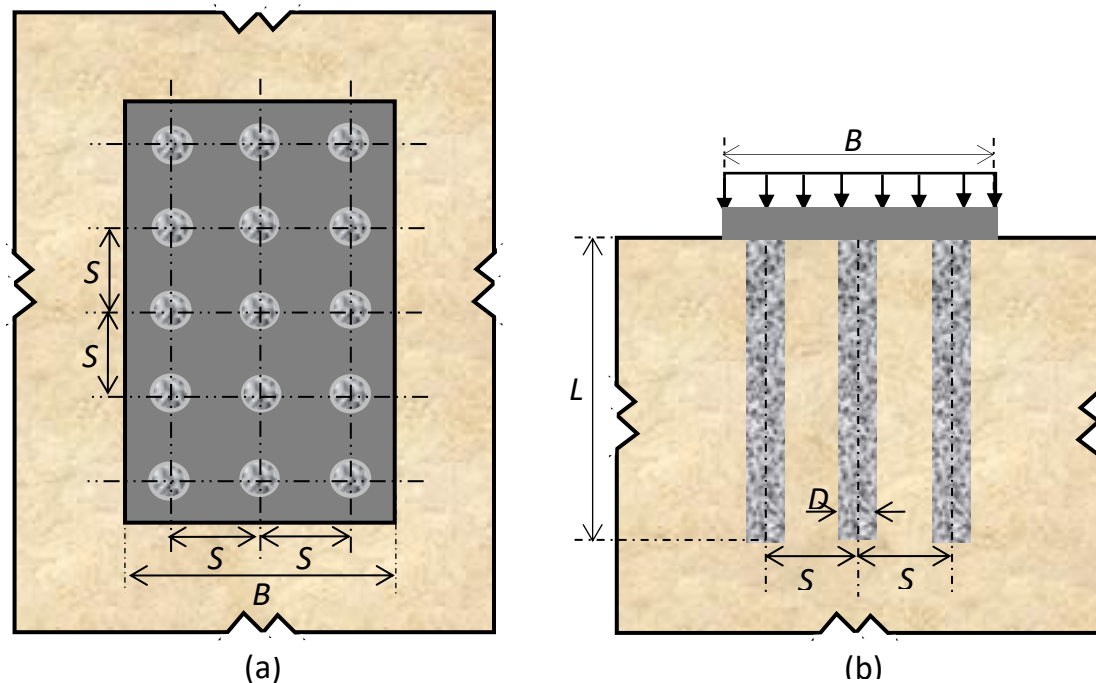


Figure 1.11. Modèles géométrique 3D réel pour groupe de colonnes ballastées, (a) : vu en plan ; (b) : coupe verticale

La modélisation tridimensionnelle des fondations supportées par un groupe de colonne est plus appropriée et plus précise car elle reflète bien la nature du problème et donne des résultats plus réalistes. Cependant son utilisation pour des problèmes de taille relativement grande, demande beaucoup d'efforts dans l'implémentation des données et consomment beaucoup plus de temps dans l'exécution des calculs. (Yao et al. 2003 ; Weber et al. 2008)

1.4.4. Caractéristiques géométriques d'un groupe de colonnes ballastées

La Figure 1.7 montre les caractéristiques géométriques d'un groupe de colonnes : l'espacement (S) entre deux colonnes, le diamètre D et la longueur L de la colonne. Le diamètre équivalent d_e pour chaque type de cellule élémentaire du groupe est donné sur la Figure 1.6.

1.4.4.1 Espacement entre colonnes

L'espacement (S) entre deux colonnes est déterminé de centre à centre (Figure 1.7), est choisi de sorte que la capacité portante du groupe soit optimale. Pour l'efficacité du renforcement, la valeur du rapport d'espacement (S/D) doit être prise dans une plage de valeurs déterminées comprises entre 1,2 à 2,5, (Hughes et al 1974 ; Al-Mosawe et al. 1985).

1.4.4.2 Diamètre équivalent de la cellule unitaire

Dans le concept de cellule unitaire, le diamètre équivalent d_e est un paramètre qui délimite la surface d'influence du sol mou à prendre en considération autour de la colonne, représentée par un cylindre avec une section transversale de diamètre d_e , (Figure 1.7). L'expression de ce diamètre pour les cellules unitaires courantes est donnée sur la Figure 1.6, en fonction de l'espacement S . Pour l'efficacité du renforcement, le rapport d'espacement (d_e/D) est pris inférieur à 5, comme suggéré par Balaam et al. (1985).

1.4.5. Paramètres et caractéristiques du groupe

Ces paramètres sont : le taux de remplacement, le facteur de concentration des contraintes et la longueur critique des colonnes.

1.4.5.1 Taux de remplacement de surface

Le taux de remplacement de surface est défini par :

$$A_s = \frac{A_c}{A_t} \quad 1.5$$

et représente le volume de sol remplacé par les colonnes ballastées rapporté au volume du sol non traité, où A_c et A_t sont respectivement la section des colonnes et la section du sol.

Le coefficient de remplissage, peut être exprimé en termes de diamètre et d'espacement des colonnes comme suit:

$$A_s = C_1 \left(\frac{D}{S} \right)^2 \quad 1.6$$

où D est le diamètre de la colonne, S l'espacement centre à centre des colonnes et C_1 = une constante dépendant de la cellule considérée

A titre d'exemple pour une cellule élémentaire de forme carrée

$$C_1 = \frac{\pi}{4} \quad 1.7$$

Et pour celle de forme triangulaire équilatérale :

$$C_1 = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \quad 1.8$$

La relation (1.5) montre que le taux de remplacement A_s est proportionnel au carré du diamètre D et inversement proportionnel au carré de l'espacement S . De ce fait pour un D fixé, l'amélioration du sol est optimal pour des valeurs élevées de A_s , qui correspondent à des espacements relativement petits. Pour des raisons économiques et techniques. Les valeurs de A_s sont prises 10% et 40%.

1.4.5.2 Facteur de concentration des contraintes

Lors de la mise en place d'une fondation ou d'un remblai sur un sol renforcé par colonnes ballastées, pour une cellule élémentaire donnée la plus grande partie des charges va être portée par la colonne à cause de sa grande rigidité par rapport à celle du sol avoisinant (Ambily et al. 2007).

Le transfert de charge entre la colonne et le sol meuble qui l'entoure est caractérisé par le facteur de concentration des contraintes n , défini comme le rapport entre la contrainte sur la colonne (σ_c) à celle sur le sol (σ_s). Il est exprimée par:

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad 1.9$$

σ_c , σ_s sont respectivement les contraintes dans la colonne ballastée dans le sol environnant à une profondeur donnée, la contrainte moyenne σ appliquée sur la surface de la cellule élémentaire, s'exprime en utilisant le coefficient de remplissage A_s (Relation 1.5) par:

$$\sigma = \sigma_c \cdot A_s + \sigma_s (1 - A_s) \quad 1.10$$

A partir des relations (1.9) et (1.10), on a :

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{[1 + (n-1)A_s]} = \mu_c \sigma \quad 1.11$$

$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{[1 + (n-1)A_s]} = \mu_s \sigma \quad 1.12$$

Où μ_c et μ_s sont respectivement les taux des contraintes dans la colonne et dans le sol mou, exprimés par rapport à la contrainte en surface.

Les relations (1.11) et (1.12) sont très utiles pour les études de capacité portante et du tassement, elles permettent de quantifier les contraintes dans le ballaste et dans le sol mou pour une cellule élémentaire donnée.

1.5. Comportement d'un groupe de colonnes ballastées

1.5.1. Capacité portante d'un groupe de colonnes

Le comportement d'une colonne à l'intérieur d'un groupe est différent de son comportement quand elle est considérée seule, (Hu, 1995) car lorsque la colonne est disposée dans le sol quand une colonne du centre du groupe tend à flamber, elle est empêchée par la tendance au flambement des colonnes voisines (Wood et al. 2000 ; Greenwood 2000). De ce fait la capacité portante d'un groupe de colonnes sera légèrement supérieure à la somme des capacités portantes considérées comme seule, (Barksdale et al. 1983). Le calcul de la capacité portante d'un groupe de colonnes est détaillé dans le chapitre suivant.

1.5.2. Longueur critique des colonnes

La longueur critique L_c de la colonne (ou optimale), est une caractéristique importante qui contrôle la capacité portante et le tassement dans le groupe. Le concept de la longueur critique a été introduit antérieurement par Hughes et al. (1975), qu'il a défini comme la longueur la plus courte de la colonne, capable de supporter la charge maximale, quel que soit le tassement et au-delà de laquelle aucune amélioration de la capacité portante n'est observée.

Najjar (2013) a rapporté que différents résultats d'essais de laboratoire et in situ, ainsi que les résultats des méthodes numériques ont confirmées l'existence de cette la longueur critique L_c . Ces études ont montré qu'au-delà de cette longueur critique L_c , la capacité portante reste pratiquement constante, mais la rigidité de la colonne continue d'augmenter entraînant l'augmentation des tassements jusqu'à une autre longueur critique L_c au-delà de laquelle l'augmentation du tassement devient insignifiante. Ces observations indiquent que la longueur critique relative à la capacité portante est plus petite que longueur critique L_c correspondant au tassement.

Ces résultats montrent que les colonnes relativement courtes conviennent mieux à l'amélioration de la capacité portante, contrairement aux colonnes longue qui sont plus efficace pour résister aux tassements, (Carlos. 2017).

Les valeurs de la longueur critique de la colonne critique dépendent en plus du diamètre D , de la largeur de la fondation et des autres paramètres du sol et de la colonne, (Babu et al. 2013). Des auteurs ont rapporté (Wood et al. 2000 ; Fatah et al 2017) que la longueur critique L_c augmente à mesure que le taux de remplacement de surface A_s augmente, favorisant de ce fait un transfert de contrainte sur des plus grande profondeurs. Castro. (2017) a aussi souligné que la largeur de la fondation a une influence déterminante sur la longueur critique et qu'elle contrôle directement l'intensité des charges transmises par la fondation. (Kirsch et al. 2003).

1.6. Renforcement par colonnes ballastées confinées par géosynthétiques

1.6.1. Généralités

La technique de confinement des colonnes ballastées par des géosynthétiques consiste à enrober une colonne dans un géosynthétique sur une partie ou sur toute la longueur de la colonne. Ce qui résulte en un confinement latéral supplémentaire du sol.

Lorsque des colonnes ballastées sont installées dans des sols extrêmement mous ayant des résistances au cisaillement non drainées en dessous de la plage des valeurs minimales de la résistance au cisaillement 5-15 kPa ($C_u < 15$ kPa) tel que suggérée par (Wehr 2006), le confinement latéral offert par le sol devient insuffisant pour assurer la performance de la colonne.

Dans de tels sols, l'enrobage des colonnes avec des géosynthétique appropriés, offre aux colonnes le confinement latéral nécessaire et entraîne une augmentation de leur résistance et de leur rigidité. (Alexiew et al. 2015). Ce confinement assure aussi un meilleur transfert des contraintes appliquées en surface et permet de reporter la plus grande partie des charge aux colonnes, et il se traduisant par une augmentation importante de la capacité portante des colonnes et une réduction sensible des tassements (Latha, et al.2006 ;Vikunj et al. 2017).

1.6.2. Caractéristiques générales des Géosynthétiques de renforcement

1.6.2.1 Type de géosynthétiques

Les géosynthétiques sont des matériaux fabriqués à partir des polymères, et sont souvent associés avec le sol dans beaucoup d'ouvrages géotechnique en tant qu'élément de renforcement (fondations, remblais, routes, pentes, murs de soutènement). Il existe différents types de géosynthétique, tels que le géotextile, la géogrille et la géomembrane, etc.... Le type à utiliser dépend de son rôle et de son fonctionnement dans le projet géotechnique tels que : le renforcement, le drainage, la filtration, la séparation, la protection, etc....

Dans cette présentation, seules les géosynthétiques couramment utilisées dans les renforcements des sols sont présentés : les géotextiles et les géogrilles.

1.6.2.2 Qualités et avantages

Les géotextiles présentent une excellente résistance et une bonne durabilité. Il existe 2 types de géotextiles utilisés dans le renforcement des sols: les tissés et les non tissés. Les géotextiles tissés à haute résistance sont utilisés comme éléments de renforcement. Les géotextiles non tissés sont généralement utilisés pour les applications : de drainage, de contrôle de l'érosion, de stabilisation des routes sur les sols mous, (Shukla et al. 2002).

Les géogrilles présentent d'excellentes résistances à la traction et de grande rigidité. Ils sont considérés comme des éléments efficaces pour le de renforcement des sols. Les ouvertures des géogrilles sont choisies en fonction des particules du sol dans lequel elles assurent le confinement, (Shukla et al. 2002).

Dans des sols de faible résistance, l'utilisation des géosynthétiques fourni des solutions pratiques et efficaces, à cause de leurs bonnes qualités qui sont: la résistance à la traction élevée, facilité de mise en place, la bonne durabilité, les bonnes performances sismiques. De plus les géosynthétiques présentent d'autres avantages : elles sont plus économiques et possèdent une bonne flexibilité qui leur permet de s'adapter et de tolérer de grandes déformations du sol, (Latha et al. 2006). Il est aussi reconnu que l'utilisation des géosynthétiques contribue de façon importante à l'augmentation du confinement latéral des sols, à l'amélioration de la capacité portante et à la réduction des déformations verticales et latérales (Ghazavi et al. 2013).

Pour ces raisons la solution de confinement des colonnes ballastées par des géosynthétiques pour le renforcement des sols très mous ($C_u < 15$ kPa), est de plus en plus utilisée, et constitue une solution efficaces et économiques, (mise en place facile) par rapport à l'utilisation d'autres procédés plus couteux (par exemple les pieux).

1.6.2.3 Mode de confinement des colonnes par des géosynthétiques

L'enrobage du renforcement cylindrique vertical autour de la colonne (Figure 1.12), est généralement réalisé en superposant un géotextile rectangulaire avec une largeur de chevauchement d'environ 15 mm. La zone de chevauchement est collée avec une colle polypropylène spéciale (Ghazavi et al. 2013). La Figure 1.12 donne une représentation schématique de l'enrobage des colonnes dans un géosynthétique. La technique d'installation de ces colonnes est donnée avec plus de détails dans la Figures 1.2

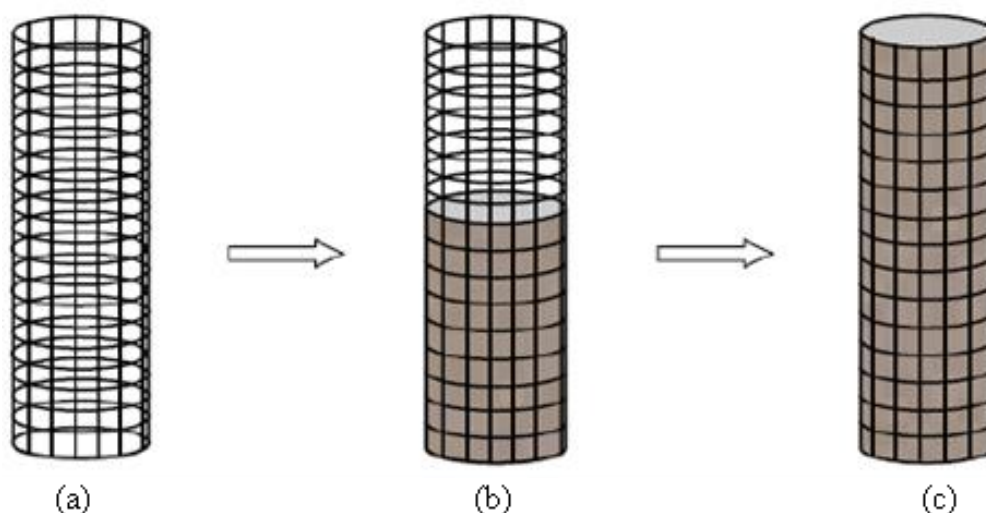


Figure.1.12: Représentation schématique de l'installation d'une colonne ballastée confinée dans des géosynthétiques, (d'après Vikunj, 2017)

Il faut noter aussi que l'effet favorable de l'enrobage des colonnes dans des géosynthétique est plus efficace dans les sols de faibles propriétés mécaniques (Ali et al.2012).

1.6.2.4 Comportement des géosynthétique

Les caractéristiques mécaniques des géosynthétiques utilisés dans le confinement des colonnes ballastées sont leur résistance à la traction, leur rigidité, leur module de déformation et leur épaisseur. Les géosynthétiques sont généralement modélisés comme des éléments continus avec un comportement élastiques linéaires et dont le module de Young E est tiré de la relation $J = E \times t$, où J est la rigidité du géosynthétique et t son l'épaisseur. Dans la pratique, les manchons de renforcement pour l'enrobage vertical des colonnes ballastées sont produits avec un diamètre de 40 cm à 100 cm et des résistances à la traction allant jusqu'à 400 kN /m et une rigidité de 1000 à 4000 kN /m, (Araujo et al. 2009).

Différents chercheurs ont analysé l'efficacité de l'enrobage géosynthétique et ont indiqué que les géogrilles offrent plus de rigidité à la colonne que le géotextile et ils sont plus appropriée pour des chargements modérés (Murugesan et al 2006 ; Malarvizhi et al. 2007 Gniel et al. 2010). Pour cette raison, la présente étude a utilisé les géogrilles comme élément de confinement des colonnes.

L'enrobage par géosynthétique rigide est généralement adopté pour des colonnes supportant des charges modérées. Pour des charges élevées, l'enrobage peut atteindre sa résistance à la traction et le confinement devient inefficace et n'apporte aucune amélioration

supplémentaire. Donc le géosynthétique qui confine les colonnes ballastées ne supporte pas de contraintes verticales de compression. Il est soumis uniquement à des déformations verticales ce qui entraîne des déformations radiales du géosynthétique par effet Poisson. Tant que la colonne se comporte élastiquement l'effet du confinement reste négligeable, (Castro. 2017).

Par ailleurs, le comportement de l'interface entre sol-géosynthétique joue un rôle important dans le comportement global de la colonne ballastée confinées. En effet c'est à cette interface que le renfort géosynthétique retient la déformation latérale du sol environnant en augmentant le confinement des particules de sol, ce qui augmente la rigidité et la résistance du sol composite, (Lopes. 2002, Castro. 2017). Le mécanisme de l'interaction sol-géosynthétique dans une masse de sol composite a fait l'objet de plusieurs études et n'a pas encore été complètement étudié.

1.6.3. Avantages du confinement des colonnes par les géosynthétiques

A partir de ce qui est mentionnées ci-dessus, on peut citer les avantages suivant de la technique de confinement des colonnes ballastées dans des géosynthétique :

- Il offre un confinement latéral supplémentaire
- Il donne à la colonne une certaine rigidité lui permettant de transférer les charges appliquées à des profondeurs plus grandes.
- Il empêche le débordement latéral des argiles molles environnantes, et minimise la perte des granulats.
- Il permet un degré de densification et de compactage plus élevé.
- Il conserve la fonction de drainage vertical de la colonne en agissant comme un bon filtre (si enrobé de géotextile/ géogrille)
- Il conserve le frottement interne des granulats
- Il augmente la résistance au cisaillement de la colonne

1.7. Conclusion

L'étude bibliographique sur les caractéristiques générales de renforcement des sols mous par colonnes ballastées a mis en évidence l'efficacité de cette technique et les avantages qu'elle présente rapports autres méthodes de renforcement. Cette étude a aussi montré que les colonnes ballastées et le sol environnant constituent un système composite, formé de deux matériaux de

caractéristiques très différentes, dont le comportement est déterminé en tenant compte des propriétés à la fois du matériau constitutif de la colonne et du sol.

Sur cette base, les éléments essentiels pris en compte dans la conception des colonnes, affectant directement le comportement du système sol-Colonnes ont été identifiés et présentés dans ce chapitre. Parmi ces éléments, il y a le diamètre et la longueur des colonnes ainsi que la taille et la qualité des agrégats constitutifs des colonnes (angle de frottement et cohésion, etc.). De même la technique d'installation des colonnes et la configuration géométrique du groupe de colonnes (triangulaire, carrée, etc.), constituent des éléments qui ont une influence importante sur le mode de comportement des colonnes et l'amélioration de leur capacité portante. Cette influence s'exerce à travers les différentes propriétés du groupe : espacement entre les colonnes, taux de remplacement, facteur de concentration de contrainte et longueur critiques des colonnes, et, en plus, il dépend également du modèle de calcul adopté : modèle réel, cellule unitaire, anneau concentrique ou homogénéisation.

En outre cette étude a révélé que les colonnes installées dans des sols très mous ont une faible résistance latérale et nécessitent un confinement supplémentaire. Le confinement des colonnes dans des géosynthétiques est reconnu par plusieurs chercheurs comme une technique efficace qui améliore de façon significative la capacité la portante et augmente la rigidité des colonnes, résultant en une réduction importante des tassements. Le géogrille avec ses bonnes qualités de résistance a été considéré le plus efficace pour le renforcement des colonnes par rapport aux géotextiles. Pour ces raisons le géogrille a été considéré comme élément de confinement dans ce travail. Les différents paramètres et concepts présentés dans ce chapitre seront analysés avec plus de détails dans les parties suivantes de ce travail.

CHAPITRE 2

Capacité portante des fondations sur groupes de Colonnes ballastées

2.1. Introduction sur les méthodes de calculs

L'étude bibliographique sur les méthodes d'estimation de la capacité portante des fondations sur sols mous renforcés par un groupe de colonnes ballastées, a révélé que la première méthode remonte au début des années 70, (Greenwood. 1970). Depuis cette date, de nombreuses méthodes analytiques ou semi empiriques, numériques et expérimentales ont été développées en utilisant des concepts variés qui sont basés sur des modèles utilisant des hypothèses plus ou moins simplifiées, (Najjar. 2013, Das et al. 2020).

Le comportement du système sol-colonnes-fondation est relativement complexe à cause des fortes interactions qui se produisent entre les éléments de ce système, et nécessite des modélisations appropriées capable de représenter façon fiable ces interactions. L'analyse bibliographique des travaux concernant ce sujet a révélé que les méthodes de calcul des fondations sur des groupes de colonnes ballastées peuvent être classées en 3 catégories : (1) Méthodes analytiques ou semi empiriques, (2) Méthodes numériques et (3) Méthodes expérimentales.

Les approches analytiques ou semi empiriques constituent les premières méthodes proposées et ont contribué beaucoup à la compréhension globale du comportement des colonnes ballastées. Néanmoins, ces méthodes sont assez approximatives et moins appropriées pour traiter efficacement le problème des groupes de colonnes, car elles ne peuvent pas incorporer correctement les interactions existantes entre les éléments du problème (Pulko et al 2006 ; Ngo et al. 2016, Castro. 2017). De plus, la plupart de ces méthodes ne tiennent pas compte des cas de colonnes flottantes (Raison. 2004 ; Gab et al. 2007 ; Fattah et al. 2017), et n'incorporent pas la longueur critique des colonnes dans leur formulation, malgré l'importance de cette caractéristique sur le comportement de la capacité portante a été mise en évidence dans plusieurs essais de laboratoires, comme indiqué par différents auteurs (Hughes et al. 1974 ; Hu. 1995 ; Wood et al. 2000 ; Sivakumar et al 2004 ; etc.) Cependant, ces approches continuent, à être utilisées dans les cas simples de prédimensionnement des colonnes ballastées, n'exigeant pas un certain degré de précision.

Les approches numériques telles que la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies sont mieux adaptées pour traiter le problème des fondations sur colonnes ballastées, car elles sont capables par leur nature discrète d'incorporer les interactions existante entre les éléments du système considéré, avec différentes lois de comportement des matériaux. Le développement de la puissance des codes de calcul, a permis de traiter des problèmes de géométries plus ou moins complexes, avec des durées d'exécutions qui peuvent être plus ou moins longues.

La majeure partie des solutions numériques présentées dans la littérature qui traitent l'estimation de la capacité portantes d'une fondation sur un groupe de colonnes sont basées sur le concept de la cellule unitaire, de l'anneau concentrique ou la technique d'homogénéisation, (Najjar et al. 2013 ; Castro. 2017 ; Das et al.2020). Dans la plupart des cas, ces approches ramènent l'étude du problème tridimensionnelle (3D) à un problème bidimensionnel (2D) ou axisymétrique, (Aboshi et al. 1985 ; Poorooshab et al. 1997 ; Ambily et al. 2007 ; Castro. 2017).

Cependant, il existe beaucoup moins de méthodes qui utilisent des modèles réels tridimensionnels (3D), tenant en compte réellement de l'effet de l'interaction sur le comportement du système sol-colonnes-fondation, (Yoo et al. 2009 ; Najjar. 2013 ; Zhou 2017). Ces modèles sont plus efficaces et plus précis pour les petits groupes de colonnes, tandis que pour les grands groupes leur application devient difficile, en raison du temps de calcul peut être très long.

De même il y a dans la littérature un nombre important de travaux expérimentaux réalisés sur des colonnes ballastées isolées ou groupées, soumises à des chargements verticaux modélisant la fondation, (Hughes et al. 1974 ; Hu 1995 ; Wood et al. 2000 ; Sivakumar et al 2004 ; Fatah et al. 2017). Les approches expérimentales sont plus fiables et apportent beaucoup d'informations sur le comportement réel du système sol-colonnes-fondation. Cependant la préparation des essais peut parfois prendre beaucoup de temps, et leur nombre est souvent limité pour des raisons économiques. De plus les modèles réduits présentent souvent des problèmes d'échelles. Il est de même pour les bords du modèle et les conditions aux limites du modèle, qu'il faut fixer de façon judicieuse, pour éviter leur influence sur les résultats de l'essai.

La confrontation des méthodes existantes aux résultats expérimentaux fait apparaître des résultats parfois très divergents. De plus, pour s'approcher des résultats analytiques, il faut parfois utiliser des paramètres empiriques calibrés par l'expérimentation, (Chen et al. 2009 ; Stuedlein et al. 2013; Fattah et al. 2017). Pour ces raisons les méthodes de calcul des fondations sur colonnes

ballastées restent encore en phase de développement pour améliorer la prédiction de la capacité portante des fondations, en utilisant des modèles capable d'intégrer de façon réaliste les effets de l'interaction sol-colonnes-fondation.

Ce chapitre présente les principaux travaux de recherches antérieures développées dans ce domaine, (analytiques, numériques, expérimentaux).

2.2. Méthodes analytiques d'estimation de la capacité portante des fondations

2.2.1. Fondation sur colonne ballastée isolée

L'étude de la capacité portante d'une colonne ballastée isolée sous charges verticales, constitue l'élément de base pour l'estimation de la capacité portante de groupes de colonnes ballastées, supportant des fondations. Les méthodes analytiques développées, idéalisent le problème en faisant l'hypothèse simplificatrice que la colonne est dans un état de contraintes triaxiales sans cisaillement à l'interface colonne-sol, sous comportement élasto-plastiques (Greenwood. 1970 ; Hugues et al. 1974 ; Madhav et al. 1978 ; Pulko et al. 2006 ; Stuedlein et al. 2013).

2.2.1.1 Approche de Greenwood

La première méthode pour l'estimation de la capacité portante ultime des colonnes ballastée est due à Greenwood (1970). Elle est basée sur la théorie classique de la plasticité dans l'hypothèse de déformation plane et s'exprime par :

$$q_{ult} = \sigma_1 = \frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \sigma_3 = K_p \sigma_3 \quad 2.1$$

où q_{ult} est la capacité portante ultime de la colonne, K_p le coefficient de pression passive du sol, $\varphi_s = \varphi_c$ l'angle de frottement interne dans la colonne, et σ_3 est la pression de confinement.

2.2.1.2 Approche de Hughes et Withers

Hugues et al. (1974) ont constaté sur la base d'essais de laboratoire, que la rupture des colonnes se fait par flambement ("zone bombée") au niveau de la partie supérieure de la colonne (Figure 2.1), et que ce mode de rupture dépend du confinement horizontal fourni par le sol avoisinant. Sur cette base, les auteurs ont proposé l'équation suivante pour l'évaluation la pression latérale ultime développée par le sol lorsque la colonne atteint sa rupture par flambement:

$$\sigma_{3ult} = \left[\sigma_{r0} + \left\{ 1 + \ln \frac{E_s}{2s_u(1+\nu_s)} \right\} c \right] \quad 2.2$$

Où σ_{3ult} et σ_{r0} sont respectivement la pression de confinement ultime non drainée et la contrainte horizontale totale initiale, $s_u = C_u$ est la résistance au cisaillement non drainé du sol. E_s et ν_s sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de Poisson du sol environnant. La formule précédente a été simplifiée par Hughes et al. (1975), qui devient :

$$\sigma_{3ult} = \sigma'_{3ult} [\sigma_{r0} + 4c] \quad 2.3$$

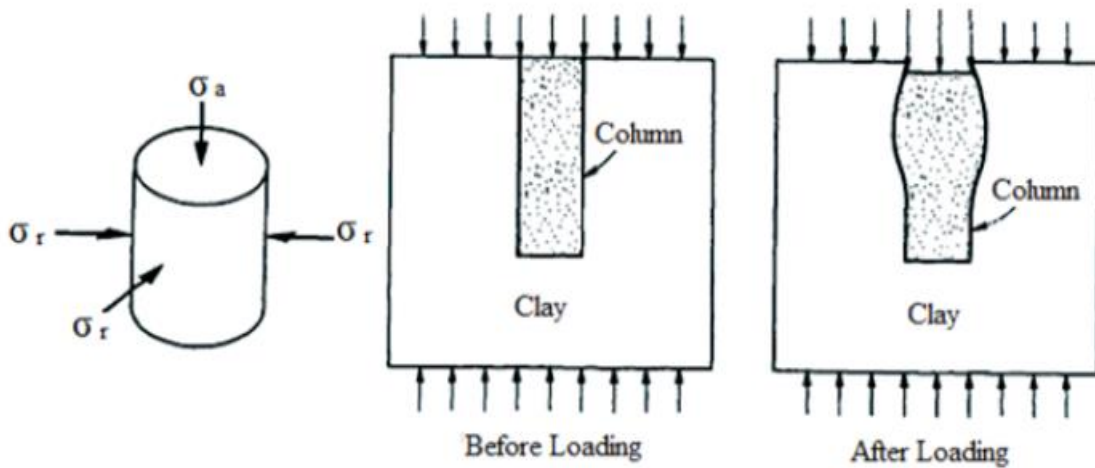


Figure 2.1: Mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée sous charges verticales (d'après Hughes et al. 1974).

En supposant que l'agrégat des colonnes atteint son état critique dans la zone flambée, Hughes et al. (1975) ont proposé l'expression suivante pour la charge limite ultime:

$$q_{ult} = \sigma'_{1ult} = \sigma'_{3ult} K_p = [\sigma'_{r0} + 4c] \frac{(1 + \sin \varphi_s)}{(1 - \sin \varphi_s)} \quad 2.4$$

où K_p est le coefficient de pression passive du sol, et φ_s est l'angle de frottement de l'agrégat de la colonne. Cette équation est considérée par beaucoup d'auteurs comme très utile pour l'estimation de la capacité portante des colonnes ballastées isolées.

2.2.1.3 Approche de Vesic

Vesic (1972) a considéré que la pression de confinement latérale ultime peut être estimée à

partir de la théorie d'expansion de la cavité cylindrique en élasto-plastique, en tenant compte du frottement interne et de la cohésion du sol, et s'exprime par:

$$\sigma_3 = c.F'_c + q.F'_q \quad 2.5$$

où q est la contrainte moyenne isotrope à la profondeur de rupture donnée par :

$$q = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) \quad 2.6$$

avec F'_c et F'_q les facteurs de dilatation de la cavité dépendant l'indice de rigidité I_r défini par :

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)(c + q \tan \varphi_c)} \quad 2.7$$

où $c = C_u$ et φ_c sont respectivement la cohésion du sol et l'angle de frottement de la colonne.

A partir des équations (2.1) et (2.5), en considérant que ($\sigma_1 = q_{ult}$), la charge limite ultime sur la colonne est donnée par :

$$q_{ult} = [cF'_c + qF'_q] \frac{(1 + \sin \varphi_s)}{(1 - \sin \varphi_s)} \quad 2.8$$

2.2.1.4 Approche de Mitchell

Sur la base d'essais in situ sur des colonnes ballastées, Mitchell (1981) a apporté des modifications sur la méthode de Hughes et al. (1974), et a suggéré la formule suivante:

$$q_{ult} = N_{sc} s_u \quad 2.9$$

Où $N_{sc} = 25$ est le facteur de capacité portante de la colonne, et s_u est la résistance au cisaillement non drainée du sol environnant.

Barksdale et al. (1983), se basant sur des essais de chargement de plaque, ont recommandé d'utiliser pour cette méthode des valeurs de N_{sc} entre 18 et 22, respectivement pour des sols, suivant que la matrice du sol est rigide ou moins rigide. Les auteurs ont aussi suggéré de prendre un module d'élasticité $E_s = 11.s_u$, dans la formule (2.2) de (Hughes et al. 1974).

2.2.1.5 Approche de Stuedlein et Holtz

Stuedlein et al. (2013) ont réalisé une série d'essais sur des colonnes ballastées isolées et groupées supportant des fondations, pour effectuer une comparaison entre les capacités portantes mesurées et celles prédites par les approches analytiques de Hughes et al. (1974) et celle de Mitchell (1981), données par les relations (2.3) et (2.9).

La comparaison a été effectuée à l'aide d'un rapport m (capacité mesurée / capacité prévue). Les auteurs ont observé une différence notable entre les résultats mesurés et ceux prédits, et ont indiqué que pour l'approche de Hughes et al. (1974) $m=0,76$, et que pour celle de Mitchell et al. (1981) les valeurs de ce rapport sont $m= 0,76, 1,01$ et $1,27$ respectivement pour des valeurs des facteurs de portance $N_{sc} = 15, 20$ et 25 .

Sur la base de cette comparaison ils ont proposé quelques modifications mineures pour améliorer ces deux approches, et ont recommandé de remplacer le terme de cohésion $4c$ dans la relation (2.3), par une cohésion modifiée, exprimée par :

$$C_m = (1,45 Ln(c) + 8,52) \quad 2.10$$

Pour l'approche de Hughes et al. (1974) ; et d'utiliser le facteur de portance N_{sc} suivant :

$$N_{sc} = Exp(-0,0096c + 3,5) \quad 2.11$$

Pour celle de Mitchell (1981).

Les auteurs ont souligné qu'après cette modification, la comparaison a donné de bons résultats, avec un $m = 1,01$ pour le modèle modifié Hughes et al. (1974), et $m = 1,01, 1,095$ et $1,065$ pour celle de Mitchell (1981), respectivement pour les valeurs de $N_{sc} = 15, 20$ et 25 .

2.2.2. Fondations sur groupe de colonnes ballastées

Les anciens travaux de recherches (Greenwood, 1970 ; Hughes et al. 1974) (Figure 2.2-a), supposent que le modèle de la cellule unitaire, présenté dans la partie 1.4.2.1, peut être utilisé pour modéliser le comportement d'un groupe de colonnes. Cette approche néglige l'interaction entre les colonnes et suppose qu'à l'extérieur de la cellule unitaire, la colonne se comporte de façon indépendante des colonnes voisines. De ce fait, dans cette approche la capacité portante d'un groupe

de colonnes est obtenue par la somme des capacités portantes des colonnes qui le forment, et que sa rupture se fait par flambement, comme pour le cas d'une colonne isolée, (Figure 2.2-b).

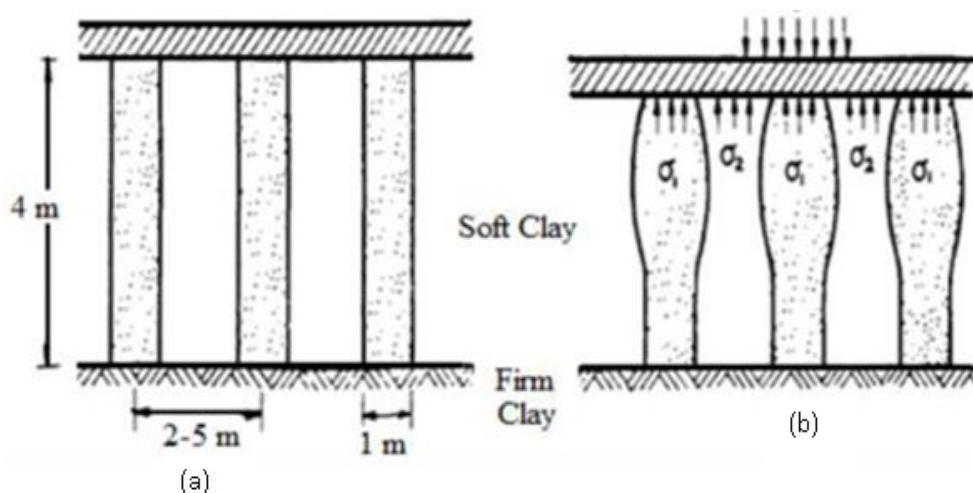


Figure 2.2: Mécanisme de rupture d'un petit groupe de colonnes sous la charge d'une semelle rigide, (a) : avant chargement ; (b) : après chargement (d'après Hughes et al. 1974).

2.2.2.1 Approche de Barksdale et Bachus

Barksdale et Bachus (1983) ont analysé la capacité portante ultime q_{ult} , pour 2 groupes carrés qui sont formés de 2 rangées chacun : l'un fini (2x2), (Figure 2.3-a) et l'autre infini, (Figure 2.3-b). Sur la base des résultats obtenus, les auteurs ont fait l'hypothèse que le sol subit immédiatement sous la fondation, une rupture droite en bloc triangulaire (Figure 2.3). A partir des conditions d'équilibre du bloc de rupture, des paramètres moyens de résistance au cisaillement du système composite sol-colonnes, ont été définis, par un angle de frottement interne moyens :

$$(\tan \varphi)_{avg} = \mu_s \cdot a_s \tan \varphi_s \quad 2.12$$

et une cohésion moyenne donnée par :

$$c_{avg} = (1 - a_s) c \quad 2.13$$

Dans ces deux relations, $a_s = A_s$ et μ_s sont respectivement le taux de remplacement et le facteur de concentration de contrainte donnés par les relations 1.5, 1.11 et 1.12. L'angle β entre la surface de rupture et la fondation (Figure 2.2), s'exprime par :

$$\beta = 45 + \frac{\varphi_{avg}}{2} \quad 2.14$$

Dans ces conditions, la pression latérale ultime σ_3 a été déterminée par la théorie de la poussée

$$\sigma_3 = \frac{\gamma_c B \tan \beta}{2} + 2c \tag{2.15}$$

avec γ_c , $c = C_u$ et B sont respectivement le poids volumique de la colonne, la cohésion non drainé du sol et la largeur de fondation.

A partir des conditions d'équilibre du coin de rupture, pour les 2 contraintes ultimes σ_1 (verticale) et σ_3 (latérale), la capacité portante ultime ($q_{ult} = \sigma_1$) peut s'exprimer par:

$$q_{ult} = \sigma_3 \tan^2 \beta + 2c_{avg} \tan \beta \tag{2.16}$$

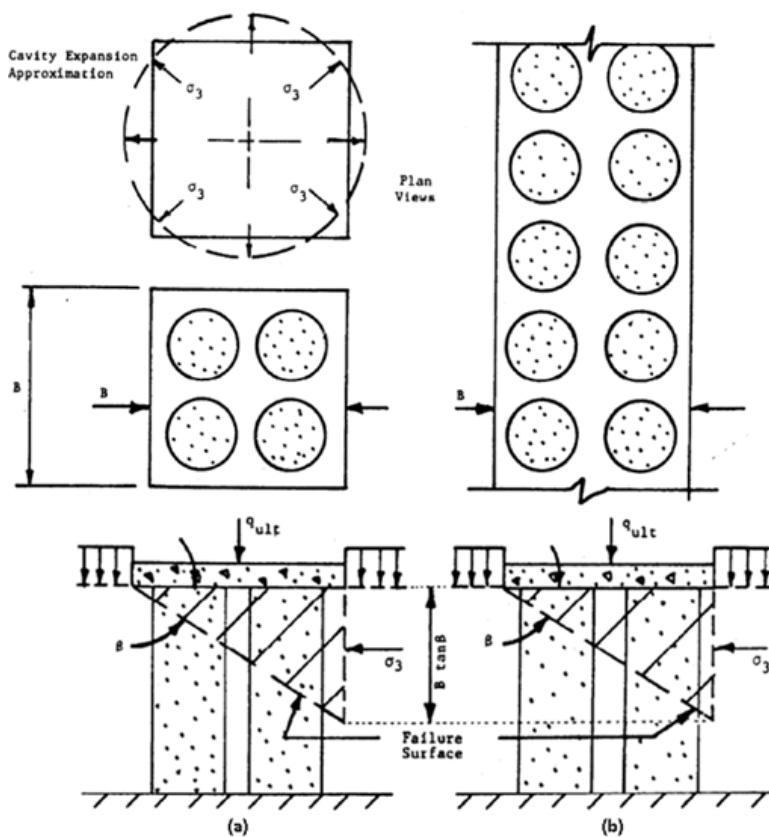


Figure 2.3: Analyse de la colonne ballastée-sol cohésif ferme à rigide, (a) groupe carré (b) groupe infiniment long, (d'après Barksdale et Bachus 1983)

2.2.2.2 Approche de Stuedlein et Holtz

En se basant sur des essais effectués in situ sur des groupes de colonnes, Stuedlein et al (2013) ont introduit aussi des modifications sur les approches de Mitchell (1981) et Hughes et al (1974), données par les relations (2.3) et (2.10) qui deviennent après modification:

Pour l'approche de Hughes et al. (1974):

$$q_{ult} = \frac{(1 + \sin \varphi')}{(1 - \sin \varphi')} [\sigma_{r0} + (1.45 \ln c + 8.52)c] a_r + \lambda_c d_c N_c c (1 - a_r) \quad 2.17$$

Pour l'approche de Mitchell (1981):

$$q_{ult} = N_p c a_r + \lambda_c d_c N_c c (1 - a_r) \quad 2.18$$

Dans ces relations, $a_r = A_s$ est le taux de remplacement est donné par la relation (1.5), λ_c , et d_c sont respectivement les facteurs de correction de forme et d'encastrement de la fondation ($N_c = 2 + \pi$ pour $\varphi_c = 0$) est le facteur de cohésion de la capacité portante.

Grâce à une comparaison des capacités prédites et mesurées pour les modèles de groupes de colonnes modifiés, Stuedlein et al. (2013) ont signalé que le rapport d'amélioration de la capacité calcul est de $m = 1,09$ et $1,07$ respectivement pour le modèle de Hughes modifié, Withers (1974) et le modèle modifié de Mitchell (1981).

2.2.2.3 Approche d'Etezad et al.

Etezad et al. (2015) ont étudié la capacité portante d'un groupe de colonnes installées dans un sol mou. Ils ont présenté un modèle analytique pour la prédiction de la capacité portante du sol mou renforcé par des colonnes ballastées supportant une fondation carrée de coté B , en se basant sur le mécanisme de rupture par cisaillement générale, les auteurs ont proposé l'équation suivante:

$$q_{ult} = c_{comp} \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{\gamma_{comp} B}{2} N_\gamma \quad 2.19$$

avec

$$c_{comp} = A_s c_s + (1 - A_s) c_c \quad 2.20$$

$$\gamma_{comp} = A_s \gamma_s + (1 - A_s) \gamma_c \quad 2.21$$

Où c_{com} et γ_{com} représente respectivement la cohésion et le poids volumique dans le sol composite avec A_s le taux de remplacement du sol, donnée par la relation (2.5)

$$\varphi_{comp} = \tan^{-1} [A_s \mu_s \tan \varphi_s + (1 - A_s) \mu_c \tan \varphi_c] \quad 2.22$$

Où φ_{comp} est l'angle de frottement du sol composite, avec :

c_c, c_s , sont respectivement la cohésion du matériau de la colonne et du sol.

μ_s et μ_c : sont des coefficients dépendant du facteur de concentration des contraintes n donné par la relation (1.11) et (1.12), exprimés sous forme :

$$\mu_s = \frac{n}{1 + (n-1)A_s} \quad 2.23$$

$$\mu_c = \frac{1}{1 + (n-1)A_s} \quad 2.24$$

Les auteurs ont présenté des abaques qui donnent les facteurs de portance N_γ et N_c , en fonction de φ_{comp} , respectivement pour différentes valeurs de (γ_{comp}/γ_c) et c_{comp}/c_c . Le Facteur N_q est exprimé simplement en fonction de φ_{comp} . Les détails de la détermination de ces paramètres peuvent être trouvés dans les références (Etezad et al. 2015 ; Das et al. 2020).

On peut noter sur la base de la variabilité de la comparaison des résultats rapportés par différents auteurs (Barksdale et al. 1983 ; Pulko et al. 2006 ; Stuedlein et al. 2013), que les solutions analytiques restent approximatives à cause des hypothèses simplificatrices adoptées. Cependant les méthodes analytiques et semi-empiriques proposées par Mitchell (1981) et Hughes et al. (1974), restent encore les plus utilisées pour l'estimation approximative de la capacité portante d'une fondation sur colonnes ballastées.

2.3. Méthodes numériques

Le plus souvent les fondations à la surface des sols mous ne sont pas supportées par une seule colonne mais par un groupe de colonnes flottantes ou portantes à la pointe. La charge appliquée sur la fondation est transférée au sol renforcé suivant un mode de distributions de contraintes entre le sol mou et les colonnes. Les colonnes ballastées, qui sont plus rigides que le sol, vont supporter plus de charges, entraînant des rapports des concentrations de contraintes très importante dans les colonnes. En réalité les colonnes, le sol mou et la fondation fonctionnent comme un seul système. Le mode de transfert de charge est plus complexe, car en plus de l'interaction sol-colonnes-fondation, intervient encore l'interaction colonne-colonne qui se traduit par un effet de groupe (Barksdale et al. 1983, Greenwood 2000, Wood et al.2000, Carlos. 2017). Le fait de ne pas prendre en considération cette interaction peut conduire à des solutions très approximatives et non optimales.

La majorité des méthodes de calcul numériques pour l'évaluation de la capacité portante des fondations sur colonnes ballastées utilisent des modèles numériques en éléments finis simulés sur le

code de calcul Plaxis ou en différences finies traités par le code de calcul Flac3d. Les concepts utilisés sont souvent les modèles de la cellule unitaire, de l'anneau concentrique, de l'homogénéisation ou du modèle réel.

2.3.1. Méthodes basées sur le concept de la cellule unitaire

Dans le modèle à cellule unitaires, le domaine est représenté par une cellule cylindrique de diamètre équivalent d_e , (Barksdale et al. 1983), sans déplacement latéral ni transfert de contrainte de cisaillement sur les limites de la cellule, comme le montre la Fig. 1.8, Le diamètre équivalent de la cellule unitaire est déterminé en fonction de la configuration d'installation des colonnes ballastées et de l'espacement (S) entre les colonnes (Figure 1.6).

Comme la cellule unitaire a une géométrie symétrique, lorsque le chargement appliqué est symétrique ou très large, l'étude numérique tridimensionnelle peut être ramenée à une étude en bidimensionnelle ou en axisymétrie, résultant en une importante simplification avec une bonne fiabilité des résultats, (Yoo et al. 2009 ; Castro et al. 2010). Van Impe et al. (1983) et Tan et al. (2008), ont rapporté que ce modèle convient beaucoup plus aux fondations longues, telles que les semelles filantes, fondations circulaires et les remblais.

Les premiers modèles de ce type ont été traités par (Balaam et al. 1977 ; et Aboshi et al. 1979) en utilisant les éléments finis, pour l'analyse du comportement des colonnes ballastées sous charges verticales. Les auteurs ont signalé l'effet significatif de la rigidité de la colonne sur la capacité portante. Depuis cette étude, beaucoup d'autres méthodes ont utilisé ce concept pour l'analyse du comportement des fondations sur des colonnes ballastées (Elshazly et al. 2008a ; McCabe et al. 2009).

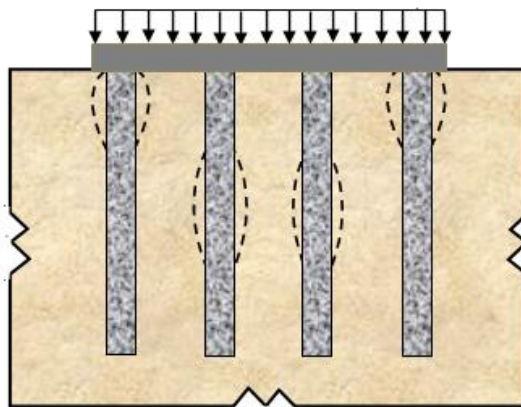


Figure 2.4: Mode de rupture d'un groupe de colonnes ballastée dans un sol mou.

De même, Stuedlein. (2008), a appliqué ce modèle pour l'étude du comportement d'un petit groupe de colonnes ballastées supportant une fondation rigide. L'auteur a indiqué que la position relative d'une colonne par rapport aux colonnes adjacentes et au centre de la fondation, peut contrôler le comportement de la colonne dans le groupe. Les colonnes situées sur les bords extérieurs de la fondation sont libres de s'étendre latéralement et peuvent présenter une rupture par flambement latéral analogue à celle des colonnes isolées. Par contre les colonnes d'intérieures subissent une rupture conique par cisaillement généralisé, (Figure 2.4). Cette observation a été confirmée par d'autres chercheurs (Hu et al. 1995 ; Zhou et al. 2017 ; Castro 2017).

Par ailleurs, Etezad et al. (2006) ont étudié la capacité portante ultime d'un sol renforcé par un groupe de colonnes ballastées en utilisant une approche numérique 2D en déformations planes. Ils ont analysé à travers cette étude les modes de ruptures dans le groupe et ont proposé pour le cas de rupture par cisaillement généralisé, un modèle de calcul analytique pour estimer de la capacité portante du groupe. Dans une autre étude, Elshazly et al (2008b) ont utilisé également ce modèle pour analyser l'effet de l'espacement entre les colonnes sur le comportement latéral de l'argile molle autour des colonnes ballastées. Ils ont conclu que l'augmentation des espacements entre les colonnes, résulte en une diminution de la contrainte de confinement latéral autour des colonnes. Ce qui résulte dans la réduction de la capacité portante.

De même, Andreou et al. (2006) ont également utilisé ce modèle pour étudier l'influence de différents paramètres sur la zone de flambement des colonnes. Les auteurs ont conclu que plus les valeurs des taux de remplacement ou des angles de frottement des colonnes deviennent élevées, plus la zone plastique ne sera moins large et plus profonde.

D'autres chercheurs, ont également utilisé ce modèle pour simuler numériquement des essais menés en laboratoire sur des colonnes ballastées (Ambily et al. 2007; Kirsch et al. 2009). Sur la base d'une étude en élément finis et d'essais au laboratoire effectuée sur des colonnes isolées et groupées, Ambily et al. (2007) ont indiqué que les paramètres les plus critiques affectant la capacité portante de la colonne sont la rigidité globale de la colonne et la répartition de la charge entre la colonne et le sol adjacent. Ils ont aussi mentionné que le concept de cellule unitaire fournit une bonne représentation du comportement pour une colonne située à l'intérieure du groupe à condition que les colonnes voisines sont chargées simultanément. Les résultats des essais ont confirmé la fiabilité de cette simplification.

2.3.2. Méthodes basées sur le concept de l'anneau concentrique

Les caractéristiques du modèle de l'anneau concentrique axisymétrique ont été présentées dans le paragraphe (1.4.2.2). Il consiste à modéliser un groupe de colonnes par une seule colonne entourée d'un anneau (Figure 1.9). Dans cette approche, le rayon de l'anneau est ajusté de façon judicieuse en fonction de la configuration et du nombre des colonnes pris dans le modèle, (Najjar. 2013 ; Carlos.2017). L'épaisseur est déterminée de sorte que la surface de l'anneau soit égale aux surfaces des colonnes considérées (Ghazavi et al 2013).

Ce modèle a été utilisé par Mitchell al. (1985) pour le calcul de la capacité portante d'une fondation supportée par un sol mou renforcé par colonnes ballastées, puis amélioré par Elshazly et al. (2008a). Ces auteurs ont mené une analyse en élément finis, simulée sur Plaxis pour déterminer les tassements des fondations circulaires s'étendant sur des surfaces limitées, en utilisant un modèle axisymétrique. L'étude vise à comparer la fiabilité du concept de l'anneau concentrique. Les fondations considérées avaient des diamètres B allant de 5 à 50 m, en prenant des rapports longueurs B/L entre 0,5 et 4,7. Les auteurs ont indiqué que le rapport du tassement du groupe par rapport au tassement d'une cellule unitaire équivalente a augmenté de 0,6 à environ 1,15 lorsque le rapport B/L de la fondation a augmenté de 0,5 à 4,7. Ils ont conclu que la variabilité de ces rapports indique que la cellule unitaire n'est pas la limite supérieure pour la prédiction du tassement.

2.3.3. Méthodes basées sur le concept de l'homogénéisation

Dans l'approche d'homogénéisation, (Figure 1.10) le sol composite est traité comme un seul matériau sous certaines conditions de contraintes et de déformations (Schweiger et al. 1986; Lee et al. 1998 ; Hassan et al. 2010).

Kirsch (2003) a utilisée aussi cette technique pour étudier la capacité portante de 2 semelles supportées par 25 colonnes en éléments finis pour un problème axisymétriques. Les auteurs ont constaté que lors du chargement le facteur de concentration des contraintes n passe de 1,4 à 2,8 pour les colonnes d'angle et à $n = 1,4$ à 1,6 pour les colonnes du centre. En comparant les résultats prédits par la méthode des éléments finis à ceux d'essais in situ, ils ont constaté que l'approche de l'homogénéisation surestime la capacité maximale des colonnes et que les effets de l'angle de frottement et de la longueur de la colonne sont plus marqués pour des taux de remplacement faibles.

2.3.4. Méthodes basées sur le modèle réel

Il a été indiqué ci-dessus que lorsque la géométrie du problème devient moins large nécessitant de petits groupes, les modèles de la cellule unitaire et de l'anneau concentrique deviennent pratiquement inapplicables et l'utilisation des modèles tridimensionnels s'impose (McCabe et al. 2016 ; Castro 2017). La figure 1.11 donne une représentation physique du type de modèle nécessitant une analyse tridimensionnelle.

Les analyses numériques qui utilisent le modèle réel tridimensionnel (Figure 1.11) ont l'avantage d'intégrer les changements réels des contraintes et des déformations dans les trois directions, ainsi que les propriétés non linéaires des éléments constituant le système sol-colonnes-fondation, (Yao et al. 2003 ; Zhou et al 2017 ; Weber et al. 2008 ; Ngo et al. 2016 ; Castro. 2017)

Dans ce contexte, Chen et al. (2009) ont utilisé une analyse sur un modèle réel tridimensionnelle par simulation numérique en différence finie à l'aide du code FLAC3D, combinée à des essais en vraie grandeur, pour évaluer la différence entre les capacités portantes à la pointe des colonnes calculées et mesurées. Les colonnes sont de diamètre $D = 0,76\text{m}$ et de longueur $L = 5,05\text{ m}$. Le modèle numérique 3D adopté, était de forme carré en plan ayant 16 m de côté et 14 m de profondeur. Les auteurs ont indiqué que la comparaison des charges prédites avec celle mesurés au sommet de la colonne, a donné de bons résultats.

D'autre part une approche en éléments finis 3D (tridimensionnelle) a été réalisée par Killeen et al. (2010) pour examiner l'influence de certains paramètres tels que l'espacement entre colonnes S , la longueur des colonnes et le taux de remplacement A_s , sur le comportement des groupes composés d'un petit nombre de colonnes ballastées supportant des semelles rigides carrées.

Zhou et al (2017) ont utilisé la méthode des différences finies incorporée dans Flac3D pour l'analyse tridimensionnelle des modes de rupture et de la capacité portante d'un sol meuble renforcé par un groupe de colonnes ballastées flottantes (Figure 2.5). Les auteurs ont aussi analysé les performances du sol renforcé sous des semelles filantes soumises à une charge verticale, en considérant l'effet de la surcharge sur les modes de rupture et les facteurs de capacité portante. Sur la base des résultats obtenus, une méthode analytique a été proposée par les auteurs pour déterminer la capacité portante et le facteur de portante correspondant N_q , pour les différents modes de rupture.

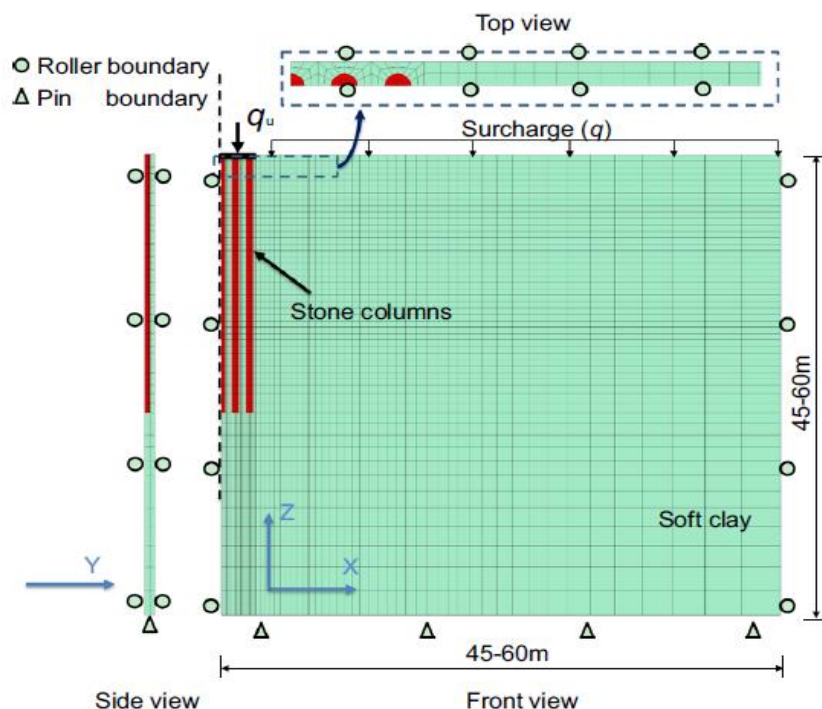


Figure 2.5: Maillage et simulation numérique du modèle sur FLAC3D (Zhou et al. 2017).

En outre, Hanna et al. (2013) ont étudié par éléments finis la capacité portante d'une semelle filante reposant une colonne ballastée isolée ou sur un groupe de colonne. L'étude a aussi analysé les modes de rupture des colonnes. Le groupe de colonne adopté était de forme carré et l'analyse a été réalisée pour des taux de remplacement A_s entre 10% à 35%. Les auteurs ont simulé le modèle de calcul sur le code Plaxis V8 sous les conditions d'axisymétrie pour traiter les colonnes ballastées (Figure 2.6), tandis que les groupes de colonnes a été modélisés en déformations planes (2D). Ils ont indiqué qu'une amélioration substantielle de la capacité portante du système colonne-fondation a été observée à mesure que l'angle de frottement φ_c des colonnes et le rapport (E_c / E_s) (module colonne / module sol) augmentent. De plus ils ont signalé que pour des taux de remplacement A_s supérieurs à 10 %, le groupe atteint son mode de rupture par cisaillement (généralisé, localisé ou poinçonnage), tandis que pour les colonnes isolées la rupture se fait par flambement. Ils ont aussi indiqué que pour des valeurs de A_s élevées, les petits groupes de colonnes atteignent leur mode rupture par cisaillement généralisé, alors que pour des valeurs de A_s faibles, cette rupture se fait par cisaillement localisé ou par poinçonnage.

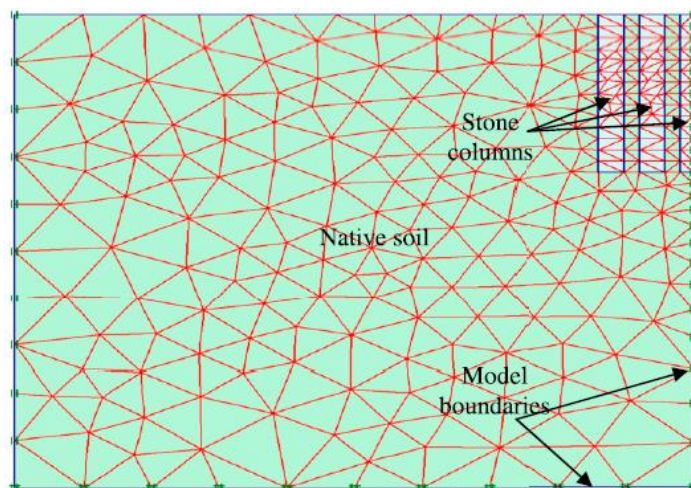


Figure 2.6: Maillage et simulation du modèle numérique sur Plaxis V8 (Hanna et al. 2013)

2.4. Méthodes expérimentales

Il existe dans la littérature un nombre important d'études expérimentales concernant les groupes de colonnes ballastées installés dans des sols mous et supportant des fondations. La majorité de ces études visent à analyser le mode de rupture du système ainsi que sa capacité portante, en analysant l'influence des paramètres essentiels tels que rapport de longueur (L/D), le taux de remplacement A_s , la cohésion non drainée du sol C_u , etc. Parfois ces essais sont aussi utilisés pour calibrer et valider les résultats prédits par les méthodes analytiques ou numériques.

2.4.1. Revu bibliographique sur les études expérimentales réalisés

.Dans cette partie on présente les essais les plus significatifs pour le thème de l'étude.

a) Essais de Hughes et al. (1974)

L'un des modèles de laboratoire les plus utilisés pour comprendre le comportement d'une colonne ballastée isolée sous charges verticales a été réalisé par Hughes et al. (1974). Ces essais ont été effectués sur des colonnes de sable installées dans un lit d'argile, de longueur $L=50$ mm et des diamètres D allant de 12,5 à 38 mm. Les auteurs ont observé que la colonne a commencé à flamber près de sa partie supérieure, (Figure 2.2), et que la zone de flambement est principalement conditionnée par la résistance ultime latérale de l'argile environnante, qui est atteinte pour une longueur L égale à environ $4D$. Cette longueur a été définie comme la longueur critique au-delà aucune amélioration de la capacité n'est observé. De plus les auteurs ont observé que l'influence des charges verticales reste limitée dans une zone ne dépassant un diamètre de $2,5D$ autour de la colonne.

b) Essais de Barksdale et al. (1983),

Barksdale et al. (1983), ont mené une série d'essais drainés sur des colonnes isolées portantes à la pointe pour étudier le comportement d'un chargement uniforme rigide sur un système infini de colonnes ballastées. Sur la base de ces essais, les auteurs ont indiqué que l'effet d'interaction entre deux colonnes adjacentes, limite le flambement des côtés intérieurs des deux colonnes, (Figure 2.7).

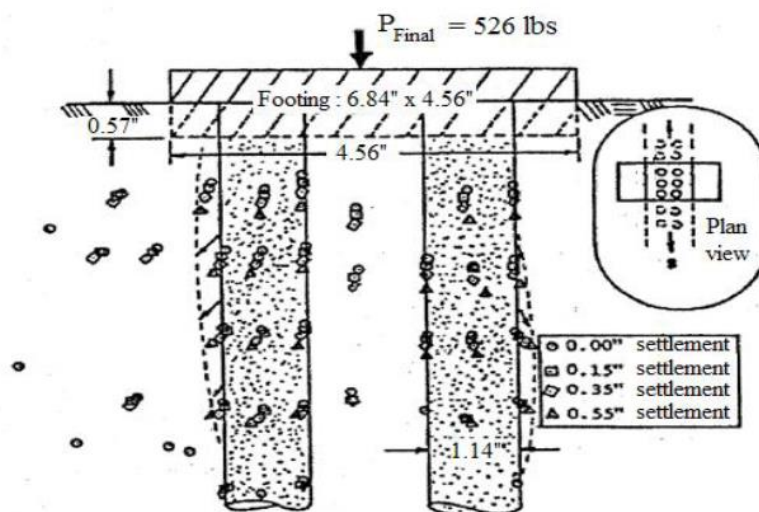


Figure 2.7: Flambement latéral des colonnes dans un groupe (d'après Barksdale et al. 1983).

De même, ils ont rapporté que les facteurs de concentration de contraintes trouvés étaient supérieurs à ceux trouvés dans les résultats des tests sur les modèles de cellules unitaires. Cela signifie que le confinement autour des colonnes augmente par interaction entre elles, et qui leur permettant de supporter une plus grande partie de la charge appliquées.

c) Essais de Hu (1995)

Hu (1995) a réalisé une large série d'essais sur des modèles réduits pour un groupe de colonnes de sable fin, installé dans une argile. Les essais visent à caractériser l'interaction sol-colonnes dans le groupe, en considérant l'influence du taux de remplacement A_s , de la longueur L des colonnes et de la résistance initiale du sol traité. L'auteur a mentionné ce qui suit :

- À mesure que le taux de remplacement A_s augmente, le taux de concentration de contraintes augmente,
- Les modes de rupture observés sont : le flambement, le cisaillement et le poinçonnage et se produit dans une zone conique sous la semelle

- L'augmentation du rapport L/D entraîne une augmentation de la capacité portante. jusqu'à un rapport L/D limite, au-delà duquel aucune amélioration notable n'est observé, confirmant ainsi l'existence d'une longueur critique propre à la colonne comme Hughes et al. (1974),
- Pour les colonnes internes les déformations créent des interactions colonnes-colonnes qui empêche les colonnes de flamber dans les zones supérieures, tandis que les colonnes externes se déforment librement et flambent dans leur partie supérieure (Figure 2.8).

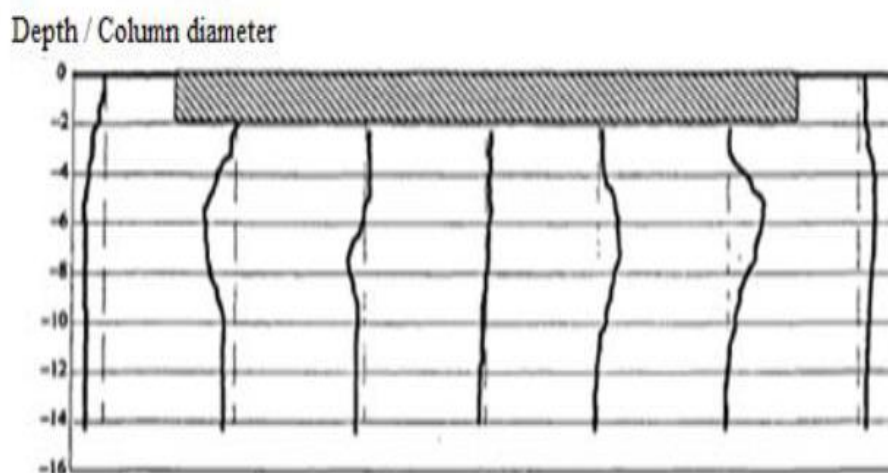


Figure 2.8: Interaction entre les colonnes ballastées avant et après rupture, (d'après Hu, 1995).

Hu. (1995) a mentionné aussi que la profondeur du coin de rupture augmente à mesure que L/D augmente, et a proposé d'adopter pour un groupe de colonnes ballastées la rupture par cisaillement généralisé avec quatre parties qui sont schématiquement délimité sur la Figure 2.9.

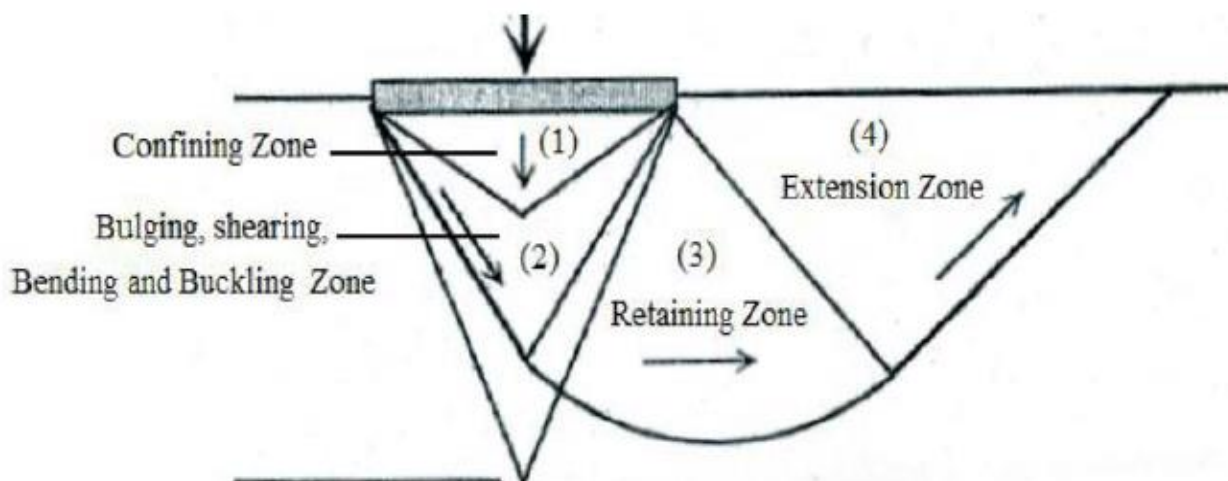


Figure 2.9: Modèle de rupture d'un groupe de colonnes ballastées (d'après Hu, 1995).

d) Essais de McKelvey et al. (2004)

McKelvey et al. (2004) ont étudié les performances des semelles rigides reposant sur un petit groupe de colonnes ballastée flottantes afin d'analyser les déformations et les mécanismes de rupture sur différents modèles de groupes et différentes longueurs des colonnes. L'interaction colonne-colonne dans le groupe a été aussi analysée. Sur la base des résultats des tests, l'auteur a indiqué que :

- Trois modes de rupture ont été observés dans le groupe : flambement, poinçonnement et cisaillement
- Pour les colonnes longues, les déformations ont été constatées dans la partie supérieure de la colonne, tandis que pour les colonnes courtes, des flambements et des flexions ont été observés sur toute leur longueur, ainsi qu'une rupture par poinçonnage. Des plans de cisaillement ont été observés dans les deux longueurs, mais étaient plus évidents dans les colonnes voisines lors des essais.
- Le rapport L/D variait de 6 jusqu'à une valeur maximale de 10, au-delà de laquelle il n'y avait plus d'augmentation de la capacité de charge (Longueur critique $L_c=10D$).

e) Essais d'Ambily et Gandhi (2007)

Ambily et al (2007) ont mené un programme expérimental sur des colonnes ballastées isolées et groupées de 10 cm de diamètre en configuration triangulaire, dans le but d'analyser le comportement d'une seule colonne isolée et d'un groupe de colonnes en faisant varier des paramètres tels que l'espacement entre les colonnes, la cohésion non drainé de l'argile molle ainsi que les conditions de chargement. Les résultats ont indiqué :

- Les colonnes disposées avec un espacement supérieur à 3 fois le diamètre de la colonne ne donnent aucune amélioration significative de la capacité portante.
- L'amélioration de la rigidité s'est avéré indépendante de la résistance au cisaillement du sol argileux, mais dépend de l'espacement entre colonnes et de l'angle de frottement des agrégats.

f) Essais de Fatah et al. (2017)

Fatah et al. (2017), ont réalisé des essais sur 6 modèles réduits de colonnes ballastées isolées et sur des groupes de 2 colonnes, 3 colonnes, 4 colonnes, 5 colonnes et 6 colonnes, Ces essais ont

été effectués pour un diamètre des colonnes $D=50$ mm. Des rapports de longueur L/D de 6 et de 8 ont été choisis respectivement pour les colonnes flottantes, et les colonnes portantes à la pointe. Les charges verticales ont été appliquées par l'intermédiaire de plaques métalliques d'épaisseur 10 mm avec des dimensions horizontales différentes pour chaque groupe. De plus, pour les groupes de colonnes flottantes, une série d'essais a été réalisée pour différentes valeurs du taux de remplacement de surface A_s , et pour des résistances au cisaillement entre 4 et 25 kPa, avec différents diamètres D et rapports de longueurs L/D .

Sur la base de ces résultats les auteurs ont indiqué que la capacité portante augmente considérablement avec l'augmentation de A_s , c'est-à-dire la diminution de l'espacement entre les colonnes, De même, les auteurs ont proposé une forme analytique pour l'estimation de la capacité portante supportée par un groupe de colonnes installé dans une argile molle.

2.4.2. Caractéristiques des groupes de colonnes tirés des essais expérimentaux

a) Mode de rupture

Il ressort de l'analyse des résultats des essais présentés ci-dessus, les conclusions suivantes :

- Les groupes de colonnes développent généralement 3 modes de rupture qui sont : le flambement, le cisaillement et le poinçonnage. Ces ruptures sont localisées dans un coin de rupture situé sous la fondation.
- La rupture par flambement se situe à la partie supérieure de la colonne et plus le rapport L/D augmente plus la zone de rupture se déplace en profondeur. Ce mode de rupture est observé sur les colonnes extérieures du groupe.
- Le mode de rupture par cisaillement concerne les colonnes intérieures du groupe car le flambement latéral est empêché par l'interaction avec les colonnes voisines.
- Le mode de rupture par poinçonnement survient pour les grandes valeurs du rapport de longueur L/D pour lesquels les zones de rupture sont plus profondes.

b) Longueur critique

Dans la majorité des essais présentés, les auteurs ont observé que la capacité portante augmente avec l'augmentation du rapport de longueur L/D jusqu'à un rapport limite L_c/D correspondant à la longueur critique L_c de la colonne, au-delà de laquelle aucune amélioration de la capacité portante n'est observée. Cette longueur critique dépend des paramètres utilisés dans chaque

essai. (Hughes et al. 1974 ; McKelvey et al. 2004 ; Sivakumar et al. 2004) ont trouvé respectivement les valeurs de longueurs critiques $L_c = 4D$, $10D$ et $5D$.

2.5. Méthodes de calcul des colonnes confinées dans des géosynthétiques

L'étude bibliographique sur les méthodes de calcul des capacités portantes des fondations placées sur des colonnes ballastées confinées dans des géosynthétiques a montré qu'elles sont les mêmes que les méthodes utilisées pour les colonnes ordinaires. L'étude sur des colonnes confinées est réalisée en introduisant les paramètres de résistance et de rigidité du géosynthétique comme paramètres supplémentaires d'étude.

2.5.1. Confinement des colonnes par des géosynthétiques

Les caractéristiques mécaniques et physiques des géosynthétiques utilisés comme matériau de confinements des colonnes ballastées ont été présentées dans le paragraphe (1.6.2) du chapitre 1, ainsi que la technique d'installations de ces colonnes (Figures 1.2 et 1.3).

Le confinement des colonnes dans des géosynthétiques devient nécessaire dans les sols extrêmement mous ayant des résistances au cisaillement non drainée C_u faibles ($C_u < 15$ kPa), (Alexiew et al.; 2005, Murugesan et al. 2010). Dans ce cas les pressions latérales développées dans ce sol sont faibles et ne peuvent pas assurer les résistances nécessaires aux colonnes ballastées vis à vis des charges transférées par les fondations, d'où la nécessité d'augmenter la pression latérale en enrobant les colonnes dans des Géosynthétiques. Le confinement fourni par le géosynthétique est considérablement plus grand que le confinement fourni par le sol environnant, fournissant aux colonnes confinées des capacités à supporter des charges beaucoup plus importantes que les colonnes ordinaires (Ayadat et al. 2005, Ali et al. 2010).

La technique de confinement est relativement récente. Elle a été proposée par Van Impe. (1989). et a été développée par la suite par plusieurs chercheurs (Raithel et al. 2000 ; Alexiew et al. 2005 ; Murugesan et al. 2010 ; Dash et al. 2013 ; Alkhorshid et al. 2018). Certains auteurs ont rapporté que ce type de confinement a montré son efficacité dans divers travaux de Génie Civil (De Mello et al. 2008 ; Alexiew et al. 2015). Pour l'efficacité du renforcement, Alexiew et al. (2003) ont recommandé que la colonne confinée doit avoir un taux de remplacement A_s de 10 à 20 %, avec un diamètre d'environ 0,8 m.

2.5.2. Méthodes analytiques

Comme pour le cas des colonnes ordinaires, les solutions analytiques traitant le problème du comportement des colonnes ballastées confinées utilisent le concept de la cellule unitaire comme base de de calcul analytique. La présentation se limite à deux approches analytiques proposées par Murugesan et al. (2010) ; qui est les plus utilisées.

2.5.2.1 Approche de Murugesan et al. (2010)

Se basant sur des résultats expérimentaux qu'ils ont effectué, Murugesan et al. (2010) ont développé une méthodologie générale pour le calcul des colonnes ballastées confinées dans des géosynthétiques, Le calcul est effectué suivant les étapes données ci-dessous.

1. Pour une pression p_o donnée provenant de la fondation appliquée sur la cellule unitaire, on suppose qu'elle est portée par la colonne seulement.
2. La contrainte limite ultime sur la colonne non confinée est donnée par la relation 2.3

$$\sigma_{3ult} = \sigma'_{3ult} [\sigma_{r0} + 4c]$$

3. Le confinement supplémentaire requis est calculé comme suit

$$p_c = \left(\frac{p_o - \sigma_v}{K_{p.col}} \right) \quad 2.35$$

4. La force de tension dans l'enveloppe géosynthétique peut être estimée par ;

$$T = \left(\frac{p_c \cdot D}{2} \right) \quad 2.36$$

où D est le diamètre de la colonne.

5. La déformation circonférentielle ε_c dans l'enveloppe correspondant au tassement admissible δ dans la colonne peut être calculée à l'aide de l'équation :

$$\varepsilon_c = \left(\frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon_a}}{\sqrt{1 - \varepsilon_a}} \right) \quad 2.37$$

avec

$$\varepsilon_a = \left(\frac{\delta}{4 \cdot D} \right) \quad 2.38$$

A partir des relations (2.38), (2.37) et (2.36) et tenant compte de la relation (2.35) le géosynthétique approprié est choisi en fonction résistance à la traction admissible à long terme T et du niveau de déformation ε_c .

2.5.3. Méthodes numériques

Comme pour les colonnes ballastées non confinées, les méthodes numériques pour l'étude des colonnes confinées sont basées soit sur des modèles de la cellule unitaire axisymétrique ou l'anneau concentrique, soit sur des modèles tridimensionnels réels.

Raithel et Kempfert (2000) ont utilisé une analyse en éléments finis simulée sur Plaxis pour comparer les résultats numériques avec les résultats prédits par l'approche analytique qu'ils ont proposée et qui a été présentée ci-dessus. L'approche est basée sur le modèle de la cellule unitaire, et a été appliquée à des colonnes de sable-ballast enrobées dans des géotextiles, de diamètres D pris entre 0,675 et 1,0 m, avec des longueurs L variant de 1,25 à 2,0 m. L'étude a été réalisée pour des valeurs de la résistance au cisaillement non drainé $C_u = 9$ et 5 kPa, avec un taux de remplacement $A_s = 12,5$ % et pour des rigidités J du géotextile pris entre 500 à 3 000 kN/m. Les auteurs ont indiqué que la comparaison a montré une bonne prédiction de la réponse pression-tassement.

Par ailleurs Murugesan et al. (2006), ont analysé l'efficacité de l'enrobage géosynthétique sur les colonnes ballastées en utilisant une approche en éléments finis, utilisant un modèle de cellule unitaire axisymétriques, pour des groupes de colonnes de forme carrée et triangulaire. L'influence des paramètres tels que la rigidité du confinement géosynthétique, la profondeur du confinement, le diamètre des colonnes ainsi que la cohésion non drainé du sol ont été analysées. Se basant sur les résultats obtenus, les auteurs ont indiqué que le confinement minimise le flambement latéral et augmente de façon significative la capacité portante et la rigidité des colonnes confinées, comparées à celle des colonnes non confinées. Dans une autre étude numérique en éléments finis, Murugesan et al. (2009), ont comparé les résultats prédits par l'étude numériques avec ceux mesurés sur des essais de laboratoire. Les auteurs ont indiqué que les résultats numériques concordaient généralement bien avec les résultats expérimentaux.

De leur côté Ghazavi et al. (2013) ont utilisé le concept de l'anneau concentrique pour effectuer une analyse numérique sur les performances des colonnes ballastées confinées avec des géosynthétiques. L'étude a été réalisée sur deux groupes de 3 et 7 colonnes, pour des colonnes de diamètre $D = 0,6$ m, 0,8 m et 1 m, avec un taux de remplacement $A_s = 16\%$, et une rigidité J du géosynthétique variant entre 1000 kN/m et 5000 kN/m. Les auteurs ont étudié l'effet du

confinement sur la capacité portante pour différents rapport de longueurs L/D . Ils ont rapporté que, le taux d'amélioration de la capacité portante augmente avec l'augmentation la rigidité J pour les deux configurations de groupe. Cependant, cette valeur diminue en augmentant le diamètre. De plus les auteurs ont souligné que la comparaison entre les taux d'amélioration de la capacité portante prédits par l'approche numérique, et ceux mesurés à partir des essais de laboratoire a montré un très bon accord.

2.5.4. Méthodes expérimentales

Il existe dans la littérature de nombreuses recherches expérimentales sur les colonnes ballastées confinées dans des géosynthétiques, soumises à des charges verticales, (Sivakumar et al. 2004 ; Ayadat et al. 2005 ; Gniel et al. 2009 ; Murugesan et al. 2009 ; Ali et al. 2010 ; Yoo et al. 2012 ; Ghazavi et al. 2013; Xue et al. 2019). Cette partie présente les essais les plus significatifs comme reconnus dans la littérature.

a) Essais de Gniel et al (2009)

Gniel et al (2009) ont mené au laboratoire une série d'essais sur modèles réduits, effectués sur des colonnes granulaires chargées verticalement, de diamètre 50,5 mm et de longueur 310 mm, partiellement et totalement confinées dans des géogrilles. Les auteurs ont étudié l'effet du confinement sur le comportement des colonnes. Les auteurs ont indiqué que :

- Pour les colonnes partiellement confinées soit isolées soit groupées, l'augmentation de la longueur de l'enrobage, diminue la déformation latérale de la colonne
- La rupture par flambement s'est produite directement sous la base du confinement
- une augmentation importante de la capacité portante et de la rigidité des colonnes a été observée pour les colonnes entièrement enrobées.

b) Essais de Murugesan et al (2009)

Murugesan et al (2009) ont mené trois séries d'essais de laboratoire sur des colonnes sous charge verticales, ayant des diamètres $D=50$ mm, 75 mm et 100 mm confinées par différents géosynthétiques. Ces essais ont été aussi simulés sur des modèles numériques. Le but des tests est d'étudier l'effet des géosynthétiques sur le taux d'amélioration de la capacité portante des colonnes confinées par rapport aux colonnes ordinaires. Les auteurs ont conclu que :

- Le confinement a donné une nette amélioration de la capacité portante.

- la colonne a montré un comportement linéaire
- L'amélioration de la capacité portante des colonnes confinées dépend du diamètre de la colonne. Les diamètres les plus petits donnent les améliorations les plus importantes.

c) Essais d'Ali et al. (2010)

Ali et al. (2010) a réalisé des essais sur de modèles réduits, sur des colonnes ballastées isolées flottantes et portante à la pointe avec et sans géotextile. Le but était de déterminer l'effet de confinement, du rapport L/D et du diamètre de la colonne sur la capacité portante de la colonne. Les auteurs ont conclu :

- Le confinement augmente considérablement la capacité portante ultime
- Les colonnes ayant un rapport L/D supérieur à 6 ne contribuent pas davantage à l'amélioration de la capacité portante (longueur critique atteinte).
- Pour un rapport L/D constant, la capacité portante de la colonne diminue à mesure que le diamètre de la colonne augmente
- Les colonnes de plus petit diamètre développent des capacités portantes plus grandes que celles des colonnes de grand diamètre.

d) Essais de Ghazavi et al. (2013)

Ghazavi et al. (2013) ont effectué 18 tests de laboratoire, sur des colonnes isolées et 3 tests sur des groupes de colonnes ballastées confinées ou ordinaires. Les tests ont été menés sur des colonnes de diamètre $D= 60$ mm, 80 mm et 100 mm et de longueur L variable. Pour les colonnes isolées le rapport de longueur (L/D) de 5 a été adopté dans tous les tests, car un rapport (L/D) minimum de 4 est requis pour le contrôle du mode de rupture par flambement (Barksdale et al, 1983). Dans les essais sur les colonnes confinées 2 types de géotextile en polypropylène non tissés ont été utilisés. Pour étudier l'effet de la présence des colonnes adjacentes, des tests de charge ont été effectués sur 12 colonnes qui ont toutes un diamètre $D= 60$ mm, un espacement $S =150$ mm égal à $2,5D$. Le groupe de colonnes a été réparti suivant une configuration triangulaire. Cette recherche a été effectuée dans le but analyser l'effet du type de confinement géotextile et de la longueur des colonnes sur la capacité portante de colonnes isolées ou groupées. Sur la base des résultats de cette recherche, les auteurs ont émis les conclusions suivantes :

- Le mode de rupture par flambement est développé par les colonnes isolées et la rupture se

produit généralement à une profondeur de D à $2D$ à partir de la tête de la colonne.

- Le mode de rupture dans le groupe de colonnes est une combinaison de flambement et de déformation latérale.
- La capacité portante ultime et la rigidité du sol renforcé augmente de façon sensible dans les colonnes confinées que dans les colonnes ordinaires. Elles augmentent avec l'augmentation de la longueur de la colonne et la résistance du géotextile.
- Le flambement latéral est plus réduit dans les colonnes confinées que celles ordinaires.
- Le facteur de concentration des contraintes dans les colonnes confinées est plus élevé que dans les colonnes ordinaires.

2.6. Méthodologie d'estimation de la capacité portante des fondations

Il ressort des méthodes de calculs numériques, analytiques et expérimentales exposées ci-dessus que l'estimation de la capacité portante d'une fondation sur un groupe de colonnes ballastées dépend du type de groupe : à grand nombre ou à petit nombre de colonnes.

Pour les groupes constitués d'un grand nombre de colonnes, étalées sur des larges surfaces, l'effet de groupe peut être négligé, et la capacité portante peut être estimée comme la somme des capacités portantes des colonnes individuelles du groupe (Zhang et al. 2014). La capacité d'une colonne du groupe prise seule est calculée sur la base de l'hypothèse d'une rupture par flambement et des conditions de chargement appliquée à la cellule unitaire. La capacité portante du groupe est alors estimée en multipliant la capacité individuelle de la colonne par le nombre des colonnes du groupe.

Cependant pour des petits groupes, cette hypothèse n'est plus valable à cause des effets de groupes observés entre les colonnes. Dans ce cas la capacité portante sera estimée par des méthodes numériques tridimensionnelles mieux adaptées pour tenir compte de ces effets de groupe.

2.7. Conclusion

Dans ce chapitre, les différentes méthodes existantes (analytiques, numériques et expérimentales) pour l'analyse de la capacité portante des fondations placées sur des groupes de colonnes ballastées ordinaires ou confinées, ont analysées, sur la base d'une recherche bibliographique approfondie. Les plus importantes études analytiques et numériques, sont

présentées avec les hypothèses adoptées et les paramètres d'analyses essentielles pris en considération. Les essais expérimentaux d'importance reconnus ont été présentés avec les observations rapportées par leurs auteurs, concernant les modes de rupture des colonnes ballastées ainsi que les paramètres affectant l'amélioration de la capacité portante des fondations, particulièrement l'effet de la longueur critique des colonnes sur le comportement de la capacité portante. Toutes les études concernant les colonnes confinées dans des géosynthétique, ont souligné l'effet favorable sur l'amélioration significative de la capacité portante ce type de confinement.

Les méthodes analytiques pour le calcul de la capacité portante des fondations sur groupe des de colonnes ballastées présentées dans ce chapitre sont basées sur des hypothèses simplificatrices pour éviter la complexité du phénomène d'interaction et donnent des solutions assez approximatives. De plus, elles ne considèrent pas le cas des colonnes flottantes et n'incorpore pas dans leur formulation la longueur critique des colonnes, qui constitue un paramètre essentiel dans le comportement de la capacité portante.

Par contre, les méthodes numériques telles que les approches en éléments finis ou en différences finies sont mieux adaptées, car elles sont capables d'intégrer l'interaction sol-colonnes-fondation dans leur modélisation. La majorité de ces approches ont été développées sur la base du concept de cellule unitaire qui consiste à modéliser le groupe de colonne par une cellule cylindrique, avec des conditions aux frontières appropriées. Ce modèle a l'avantage de simplifier la géométrie du problème, et donnent des estimations fiables et acceptables dans les cas des fondations supportées par de grands groupes de colonnes. Cependant, pour des petits groupes de colonnes modèle ne peut pas être applicable, car il ne peut pas prendre en compte l'effet de groupe. Dans ce cas, la modélisation numérique réelle du système sol-colonnes-fondation s'impose car elle est mieux adaptée pour donner une représentation réelle du comportement du système. Ces méthodes sont plus précises et très pratique dans le cas de petits groupe, cependant pour des géométries étendues impliquant un grand nombre de colonnes, elle devient pratiquement inutilisable à cause du temps d'exécution qui peut devenir extrêmement long.

Les études expérimentales sont plus fiables pour l'analyse du comportement réel du système sol-colonnes-fondation. Cependant elles sont souvent limitées en nombre. De plus les modèles réduits présentent des problèmes d'échelles et de bords qu'il faut choisir de façon judicieuse.

Il ressort de la recherche bibliographique effectuées, qu'il n'existe pas de codes de conception spécifique aux colonnes ballastées comme c'est le cas les autres ouvrages géotechniques, ce qui

montre que les méthodes de calcul actuelles sont encore en phase de développement. De même, l'influence des paramètres tels que : la longueur colonnes et leur nombre, la dimension des fondations, et les propriétés du sol meubles sur la longueur critique des colonnes ne sont pas encore bien identifiées et nécessitent encore des investigations. Ce qui constitue les tâches essentielles de ce travail de thèse.

CHAPITRE 3

Présentation des modèles numériques adoptés dans la présente étude

3.1. Introduction

Ce chapitre présente les modèles de calcul adoptés pour la détermination de la capacité portante des fondations placées à la surface d'un sol mou (ou très mou), renforcé par des colonnes ballastées flottantes. Cette modélisation numérique vise à apporter une contribution au développement des connaissances scientifique dans ce domaine, et à proposer des solutions de pour une amélioration optimale de la capacité portante de la fondation. L'étude concerne le cas d'une semelle filante et une semelle carrée.

Les approches actuelles de l'estimation de la capacité portante des fondations sur groupes de colonnes ballastées ont été présentées dans le deuxième chapitre avec leurs hypothèses et les limites de leurs applications. Il a été souligné en particulier que les modèles basés sur le concept de la cellule unitaires, peuvent être utilisé dans la modélisation avec une bonne fiabilité pour les fondations reposant sur des groupes avec un grand nombre de colonnes distribuées uniformément (Yoo et al. 2009 ; Castro et al. 2010), telles que les semelles filantes, les fondations des réservoirs et les remblais (Van Impe et al. 1983 ; Tan et al. 2008).

Par ailleurs, dans le cas des fondations supportées par des groupes formés d'un petit nombre de colonnes, ce concept n'est plus applicable en raison des effets de groupe qui deviennent significatifs. Dans ce cas l'utilisation d'un modèle numérique réel tridimensionnel s'impose car il est capable de tenir en compte des interactions réelles existantes entre les éléments du système sol-colonne-fondation. Ces approches ont aussi l'avantage d'intégrer les variations réels des contraintes et des déformations dans les trois directions, ainsi que les propriétés non linéaires des éléments constituant le système, (Yoo et al. 2009 ; Weber et al. 2008 ; Ngo et al. 2016 ; Zhou et al 2017). Néanmoins pour des problèmes avec des géométries larges, leur application devient relativement difficile à cause du temps d'exécution qui peut devenir très long.

Pour ces différents raisons, on a utilisé dans ce travail un modèle réel tridimensionnel pour l'étude de la semelle filante, tandis que pour la fondation large de forme carrée, un modèle de la cellule unitaire a été adopté. L'approche utilisée pour les deux cas de fondation est basée sur une

analyse numérique en différences finies simulée par le code de calcul FLAC3D. Ce code a été utilisé par plusieurs auteurs pour l'étude des capacités portantes des fondations, (Chen et al. 2009 ; Mabrouki. 2011 ; Zhou et al. 2017 ; Ramadan et al. 2018).

Dans cette partie on présente d'abord les modèles de calcul physiques utilisés pour les fondations considérées, ensuite on fait une présentation générale des caractéristiques du code FLAC3D, et enfin on présente les modèles numériques utilisés pour chaque cas de fondation avec leur validation.

3.2. Présentation des modèles de calcul

3.2.1. Modèle de calcul pour semelle filante

La géométrie du modèle adopté pour l'étude de la capacité portante de la semelle filante est présentée sur la Figure 3.1, avec la configuration géométrique du système sol-colonnes-fondation ainsi que ses propriétés mécaniques et physiques.

Ce modèle considère en une semelle filante rigide de largeur B soumise à une charge uniforme verticale, reposant sur un sol cohésif mou. Les colonnes ballastées supportant la fondation sont caractérisées par leur diamètre D , leur espacement S et leur longueur L . Les propriétés mécaniques et physiques des matériaux utilisés sont notées comme suit:

C_i : Cohésion, γ_i : poids unitaire, ϕ_i : angle de frottement, ψ_i : angle de dilatance, E_i : module d'élasticité, ν_i : coefficient de Poisson ; où les indices $i = c, s$, font référence respectivement à la colonne ballastée et au sol meuble.

En raison de sa faible perméabilité et du taux de chargement vertical supposé relativement élevé, le sol meuble peut être considéré en condition non drainée pendant le chargement. De ce fait, pour le sol mou la cohésion C_s représente la cohésion non drainée du sol, et on prend dans toute l'étude $C_s = C_u$. De même le sol mou est considéré dans toute l'étude sans frottement interne ($\phi_s = 0$). Par contre, les matériaux constitutifs des colonnes sont supposés sans cohésion ($C_c = 0$), ayant un angle de frottement interne ϕ_c .

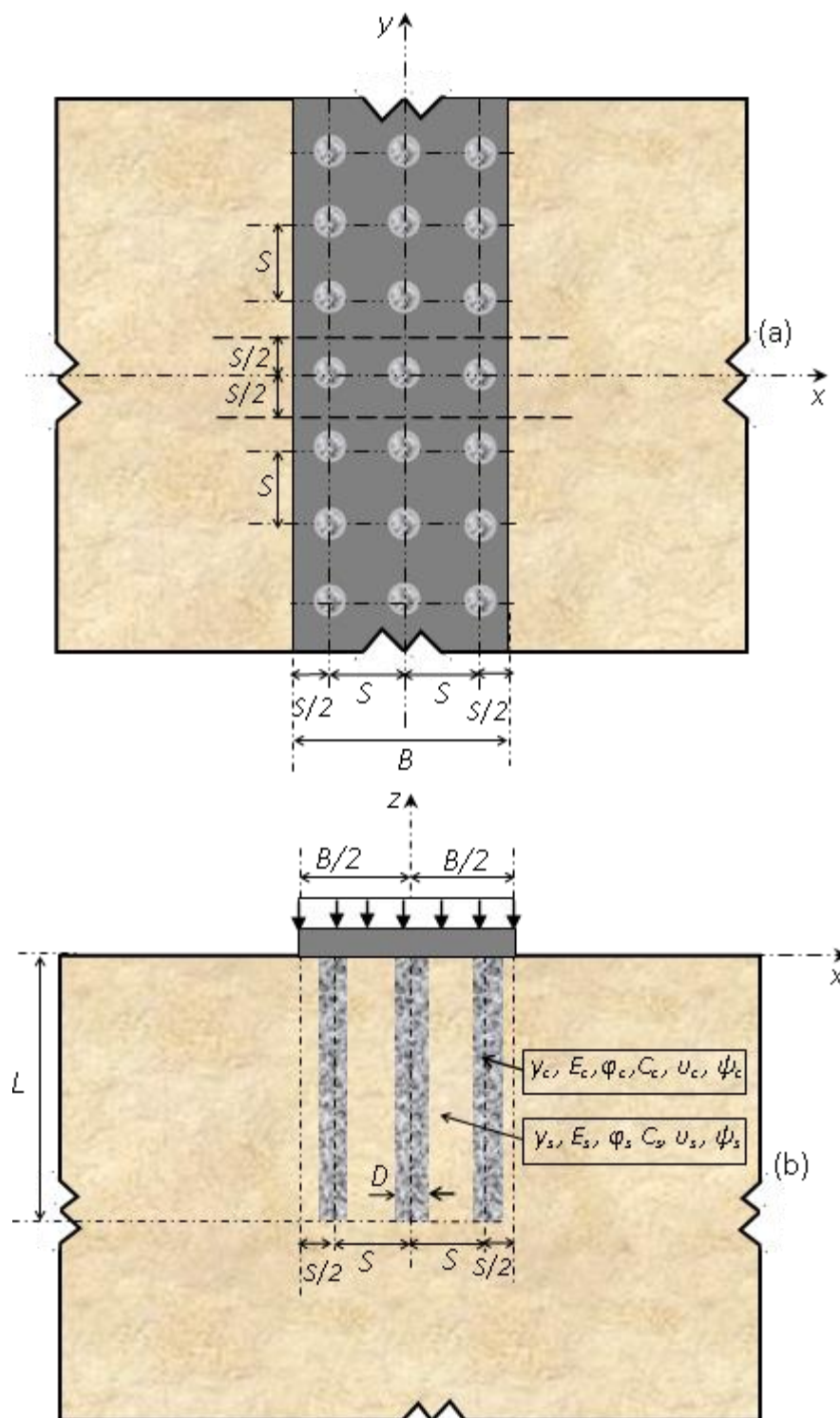


Figure 3.1 Paramètres mécaniques, physiques et géométriques du modèle de calcul pour la semelle filante a) : Vue en plan b) Coupe en élévation

Dans cette étude, la semelle repose sur un groupe de colonnes ballastées, constitué de n_c rangées infinies de colonnes. Les rangées extérieures des colonnes sont disposées de sorte que leurs

axes sont situés à une distance de $S/2$ de chacun des bords de la semelle filante. La Figure 3.1, représente le cas particulier d'un groupe à trois rangées de colonnes ($n_c = 3$). Les groupes considérés sont de mailles rectangulaires, et sont finis dans le sens transversal (axe-x) et infini dans le sens longitudinal (axes-y).

Le taux de remplacement de surface A_s défini par la relation (1.5), est un paramètre essentiel pour l'analyse du comportement des groupes de colonnes. Pour le cas de la configuration rectangulaire adoptée et à partir de la figure 3.2-a, la valeur de A_s peut s'exprimer par :

$$A_s = \frac{n_c \cdot \pi \cdot D^2}{4 \cdot B \cdot S} \quad 3.1$$

où B est la largeur de la fondation, S et D sont respectivement le diamètre et l'espacement des colonnes. Pour la configuration rectangulaire adoptée pour la distribution des colonnes, la largeur B peut être reliée au nombre n_c de rangées de colonnes par ($B = n_c \cdot S$), d'où la relation (3.1), peut s'écrire :

$$A_s = \frac{n_c^2 \cdot \pi \left(\frac{D}{B}\right)^2}{4} = \frac{\pi \left(\frac{D}{S}\right)^2}{4} \quad 3.2$$

3.2.2. Modèle de calcul pour la fondation carrée de géométrie large :

Le modèle adopté pour l'étude de la capacité portante de la fondation carrée est présenté sur la Figure 3.2. Les mêmes notations et les mêmes hypothèses que pour la semelle filante ont été adoptées pour la semelle carrée.

La fondation carrée considérée est de côté $B=26,6\text{m}$, supportée par un grand nombre de colonnes distribuées selon une configuration de mailles carrée. Le groupe est composé de $n_c = 19$ rangées de colonnes dans les deux coté (x et y) donnant un nombre total de $19 \times 19 = 361$ colonnes.

Dans cette configuration, le côté B de la fondation est relié à l'espacement S entre colonnes par $B = n_c S$. L'expression du taux de remplacement A_s du groupe reste la même pour cette configuration et peut être évalué par les relations (3-1) ou (3-2).

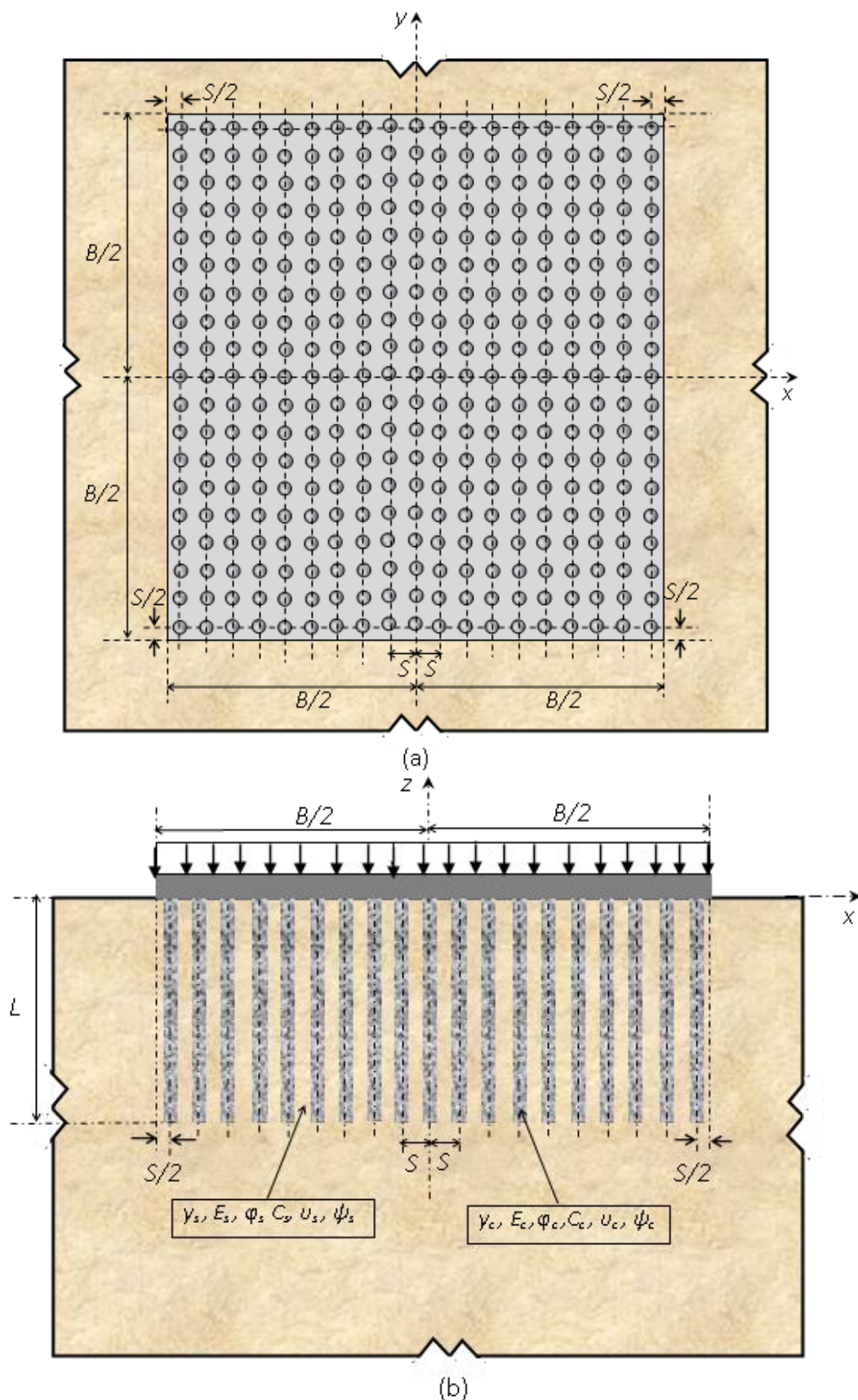


Figure 3.2 : Paramètres mécaniques, physiques et géométriques du modèle de calcul pour fondation carrée large a) : Vue en plan b) : Coupe en élévation

3.3. Présentation générale du code de calcul numérique utilisé: FLAC 3D

3.3.1. Caractéristiques générales du code

3.3.1.1 Principe du maillage

Le manuel d'utilisation de Flac établi par (Itasca, 2006) fournit une description détaillée de ce code, basé sur une modélisation numérique par différences finies, appelée aussi "méthode des éléments lagrangiens".

FLAC3D est un outil performant qui intègre des éléments de structure capable de traiter des problèmes complexes tridimensionnels en géotechnique et dans différents problèmes de mécanique appliqué. La particularité de FLAC3D est de disposer d'un macro-langage FISH, qui donne la possibilité à l'utilisateur de spécifier les entrées et sortie du modèle de calcul, et d'intégrer de nouvelles variables ou procédures de calcul.

Dans ce code de calcul, le procédé de maillage commence par la formation des zones selon les formes et les matériaux constitutifs du modèle choisi par l'utilisateur. et chaque matériau se comporte suivant une loi linéaire ou non linéaire en fonction de la relation contrainte-déformation adoptée. Le maillage dans FLAC3D est généré avec la commande : Generate zone. Cette commande accède, à une bibliothèque de formes primitives. Chaque forme a un type spécifique de connectivité. Les formes primitives les plus courantes incorporées dans FLAC3D, utilisées dans la présente étude sont données sur la Figure 3.3. Ces formes primitives peuvent être appliquées individuellement ou reliées ensemble pour créer le maillage voulu.

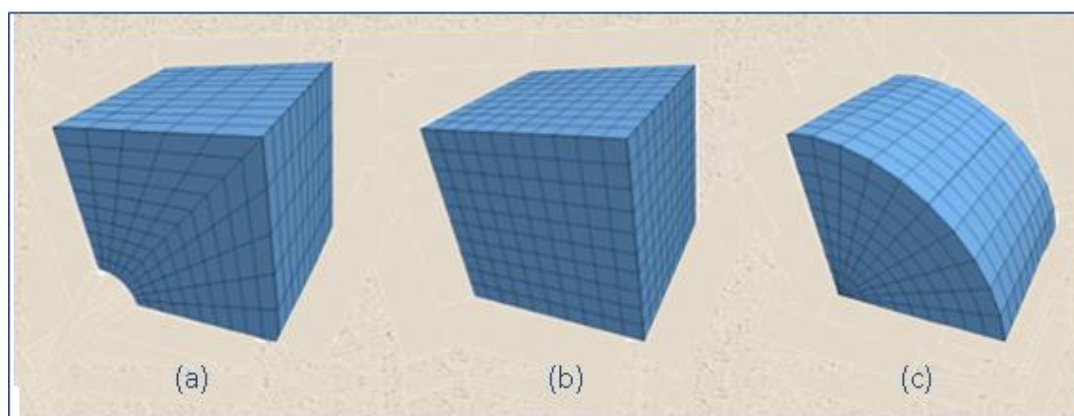


Figure 3.3: Les formes primitives utilisées dans la simulation numérique sur FLAC3D,
a): Radial Cylinder, b): Brick, c): Cylinder-shell
(D'après Itasca, 2006)

3.3.1.2 Schéma de résolution explicite en différences finies

Les lois du mouvement du milieu continu sont transformées en formes discrètes en lois de Newton aux nœuds, tenant compte des conditions initiales et des conditions aux limites. Les équations différentielles d'équilibre en milieu continu (contraintes ou déplacements), exprimés à l'intérieur d'un élément sont transformées en équations algébriques formulées dans les nœuds de l'élément, donnant un système d'équations algébriques à inconnues liées aux nœuds. Chaque équation est ensuite exprimée sous la forme d'une combinaison de valeurs de fonctions, au niveau de ses propres nœuds et des nœuds voisins. Le système d'équations algébriques est résolu en utilisant des méthodes directes ou itératives, pour obtenir les inconnues dans chaque nœud.

Ce schéma de résolution utilise un grand nombre d'étapes de calcul, pour chaque étape FLAC3D permet de visualiser la réponse du système pour s'assurer de la fiabilité des résultats. Ceci permet de connaître en tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations en cours d'exécution. De plus, dans chacune des étapes la force non équilibrée causée par des modifications des limites de contrainte ou de déplacement est redistribuée progressivement à travers le maillage (Itasca, 2006). Par défaut, le modèle est supposé être en équilibre lorsque le rapport de force non équilibrée sera en dessous de 1×10^{-5} (Itasca, 2006).

3.3.1.3 Analyse Lagrangienne

Le code FLAC3D utilise des éléments lagrangiens dont la géométrie est réactualisée à chaque pas de temps. Pour chaque incrément de temps, le déplacement obtenu est intégré dans les coordonnées de la maille qui prend une configuration déformée au fur et à mesure des sollicitations qu'elle subies. Cette propriété permet de traiter les problèmes en grands déplacements, sans algorithmes supplémentaires. Basé sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement.

On peut dire que l'objectif essentiel de la méthode aux éléments lagrangiens est une façon de résoudre un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de la dynamique, pour assurer sa bonne stabilité numérique.

3.3.1.4 Méthodologie générale d’analyse des modèles numériques par FLAC3D

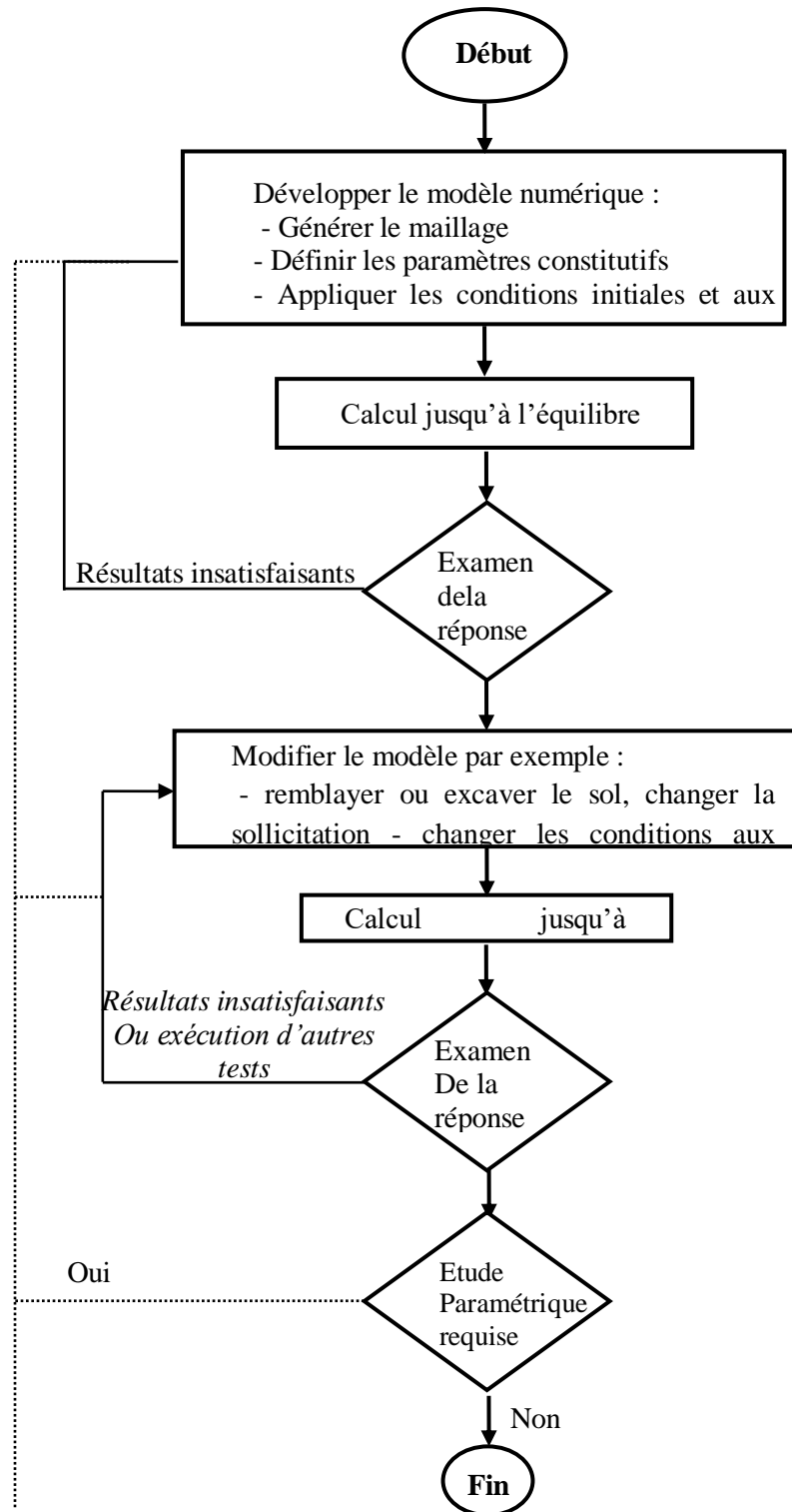


Figure 3.4 : Méthodologie de modélisation numérique FLAC3D, (d’après Itasca, 2006).

Sur la base de la documentation du code FLAC3D, la résolution numérique du modèle de calcul utilisé dans ce travail s'effectue en différence finies suivant les étapes de l'algorithme présenté sur la Figure 3.4.

3.3.2. Modèles de comportement implémentés

Le logiciel Flac3D intègre de nombreux modèles constitutifs adaptables à un grand nombre de matériaux : modèles élastiques, Mohr-Coulomb, Cam Clay, Drucker Prager, etc. Cependant la présentation se limite aux modèles utilisés dans ce travail qui sont : le modèle élastique linéaire. Et le modèle élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb.

3.3.2.1 Modèle élastique linéaire

Le modèle linéaire élastique est utilisé pour décrire les matériaux ayant des déformations proportionnelles aux contraintes, le matériau reprend sa forme d'origine lorsque les charges sont supprimées. Dans le domaine élastique linéaire, les lois constitutives liant les déformations aux contraintes sont décrites complètement par deux constantes élastiques, le coefficient de Poisson (ν) et le module de Young (E). Dans la loi de Hooke généralisée pour un matériau homogène et isotrope en état tridimensionnel, les déformations s'expriment en notation indicielle en termes de contrainte par :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)E}{1+\nu} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{kk} \quad 3.3$$

et les contraintes peuvent s'exprimer en termes de déformation, comme suit :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{kk} \quad 3.4$$

Dans les problèmes de géotechnique, on sépare souvent, l'état de contrainte et de déformation en grandeurs sphérique et déviatorique, comme suit :

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} + S_{ij} \quad \varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + e_{ij} \quad 3.5$$

où σ_{ij} est la composante du déviateur de la contrainte, ε_{ij} est la distorsion produite par le déviateur de contrainte S_{ij} , et δ_{ij} est la fonction Delta de Kronecker. La contrainte moyenne σ_m et la déformation moyenne e_m sont donnés par :

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} + S_{ij} \quad \varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + e_{ij} \quad 3.6$$

avec

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{kk}}{3} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{3} \quad e_m = \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} = \frac{\varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz}}{3} \quad 3.7$$

En tenant compte de la relation (3.5), la loi de Hooke généralisée donnée par la relation (3.3), peut s'écrire en termes de contraintes et moyennes et déformations déviatoriques par :

$$S_{ij} = 2G e_{ij} + S_{ij} \quad \sigma_{kk} = 3K \varepsilon_{kk} \quad 3.8$$

Où K est le le modules volumique et G le module de cisaillement, donnés en fonction du coefficient de Poisson ν , par :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad 3.9$$

Il y a lieu de noter que FLAC3D ut les deux modules K et G dans la formulation des équations d'équilibre, au lieu du module d'Young E et le coefficient de Poisson ν .

3.3.2.2 Modèle élastique parfaitement plastique

Le modèle élastique-parfaitement plastique avec les critères de rupture de Mohr-Coulomb, est un modèle simple, couramment utilisé pour modéliser le comportement des sols dans différents ouvrages géotechniques. Ce modèle suppose que pour un matériau donné, la limite d'élasticité se produira lorsque le cercle de contrainte de Mohr atteindra la courbe de résistance au cisaillement du matériau.

Pour un sol ayant une cohésion c et un angle de frottement φ , en état triaxial (σ_1, σ_3) pour lequel la contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas, ce critère de rupture, est donné par la relation:

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad 3.10$$

où τ est la résistance au cisaillement et σ est la contrainte normale. Dans le plan (τ, σ) cette relation décrit une droite d'angle φ avec l'axe σ , (Figure 3.5). Cette figure montre que le sol atteint sa limite de rupture au point F représentatif de l'état de contrainte à la limite de rupture (τ_f, σ_f), qui sont respectivement la résistance de cisaillement et la contrainte normale à limite de rupture.

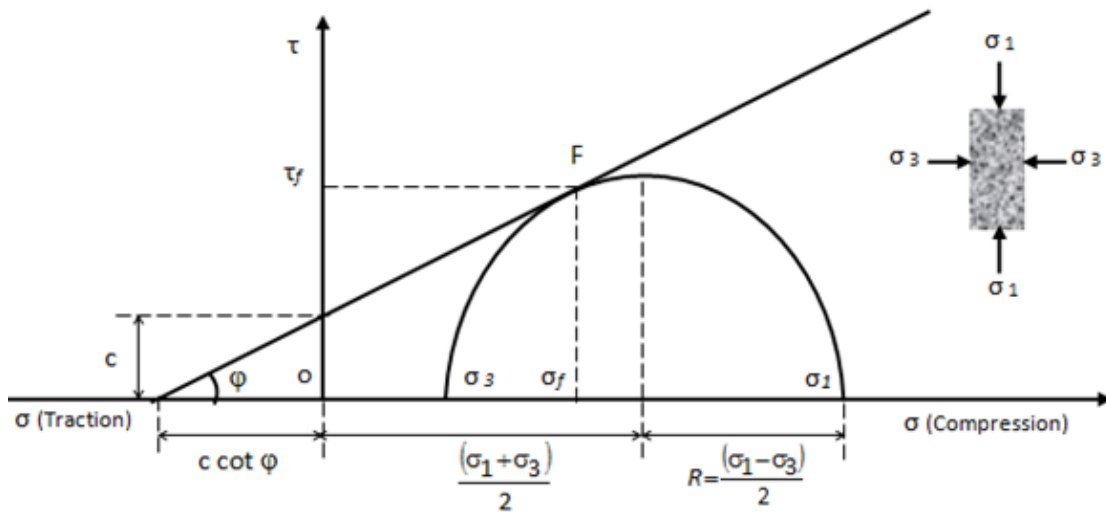


Figure 3.5: Critère de rupture Mohr-Coulomb

La fonction de charge F définie par la relation suivante constitue une des caractéristiques importantes de ce modèle :

$$F(\sigma, k) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \quad 3.12$$

Cette fonction caractérise dans l'espace des contraintes principales $(\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3) = (\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, la surface sur laquelle le seuil de plasticité est atteint, comme illustré sur la Figure 3.6. Cette représentation définit suivant le chargement appliquée le comportement d'un matériau donné:

- Si $F(\sigma, k) < 0$: domaine d'élasticité, les points représentatifs sont à l'intérieur de la courbe.
- Si $F(\sigma, k) = 0$: état limite élastique, les points représentatifs sont sur la surface de la courbe.
- Si $F(\sigma, k) > 0$: domaine de plasticité, les points représentatifs sont à l'extérieur de la courbe.

Le potentiel plastique P est une autre caractéristique importante de ce modèle, il est défini par :

$$P(\sigma, m) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi = 0 \quad 3.13$$

Où ψ est l'angle de dilatance. Si $\psi = \varphi$, on dit que le matériau a une règle d'écoulement associée. Dans ces conditions on a :

$$P(\sigma, m) = F(\sigma, k)$$

3.14

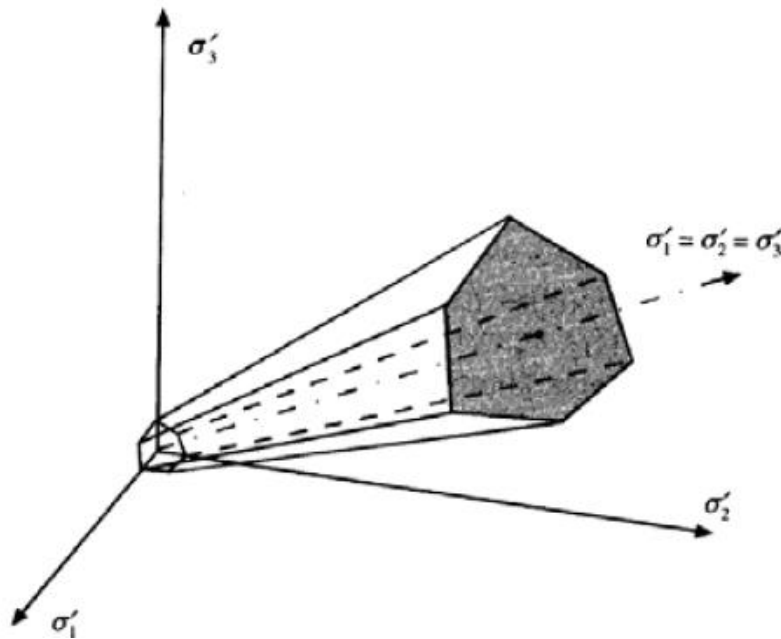


Figure 3.6 : Condition de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales
(Nova, 2005)

En fait, l'hypothèse d'une loi d'écoulement associée au sol présente une contradiction avec les résultats des essais expérimentaux. Ces résultats, ont indiqué que $\psi < \phi$, (Nova, 2005). En effet, des essais sur des sables denses ont donné un angle de frottement de l'ordre de 40° , alors que la dilatance est d'environ 10° . Le même phénomène est observé pour des argiles normalement consolidées, la dilatance à la rupture est nulle et l'angle de frottement est compris entre 20° et 30° .

Pour cette raison, des chercheurs ont recommandé une loi d'écoulement non associée en utilisant une surface de rupture liée au potentiel plastique (Relation 3.13) et non pas à la surface de plastification défini par la fonction de charge (Relation 3.12). Dans ce cas, les incréments de déformation plastiques deviennent normaux à la surface de rupture du potentiel plastique.

Dans ces conditions, l'angle de dilatance peut être déterminé à partir des résultats de l'essai triaxial, en considérant la courbe donnant la variation de la déformation volumique e_v en fonction de la déformation axiale e_a , à l'état élasto-plastique. La Figure 3.7 montre un modèle de ce type d'essais avec les différents relations entre les paramètres caractéristiques du modèle Mohr-Coulomb à savoir : c' , ϕ' , ψ' , ν' , E . En pratique, la cohésion c' et l'angle de frottement ϕ' sont déterminés, en effectuant au moins 3 essais triaxiaux.

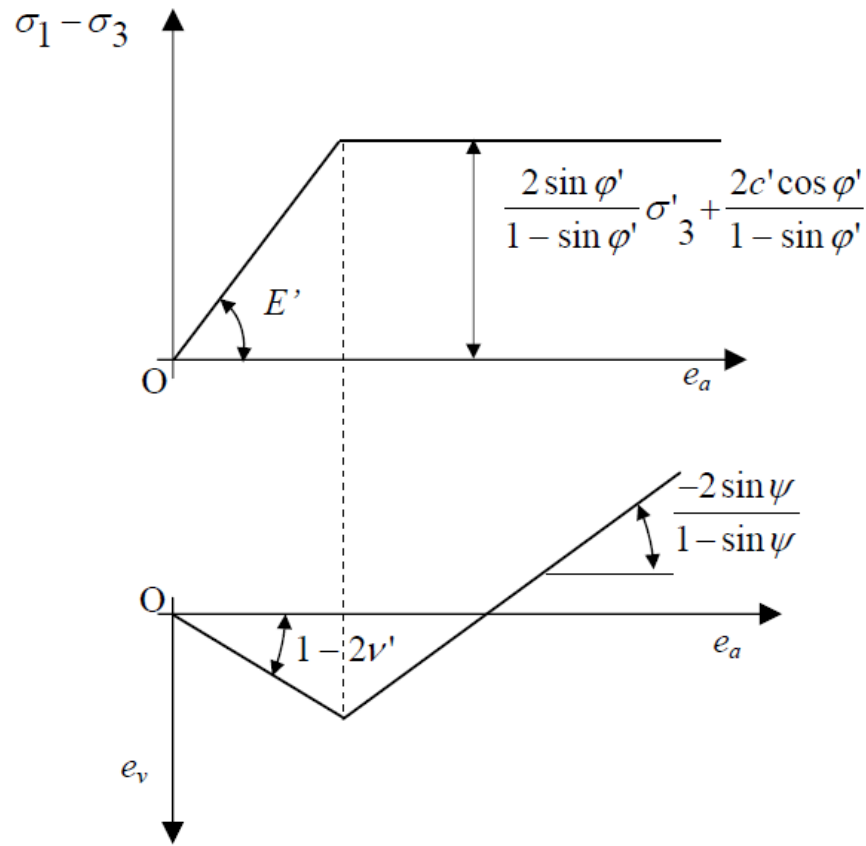


Figure 3.7: Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb (Mestat, 1993)

Dans les modèles numériques traités par FLAC3D, les contraintes de compression sont prises positives, et les contraintes de tractions sont considérées négatives, (Figure 3.5). Etant donné que le sol ne résiste pas à un état de traction totale, une condition supplémentaire de non-traction doit être imposée au modèle élastique linéaire parfaitement plastique, qui s'écrit :

$$\sigma_1 \geq 0, \quad \sigma_2 \geq 0, \quad \sigma_3 \geq 0 \tag{3.15}$$

C'est pour cette condition de non traction que la courbe de la Figure 3.14 a été tronquée à sa base pour éliminer les contraintes négatives.

La condition de l'équation (3.15) se traduit aussi dans l'équation (3.12), par :

$$F(\sigma, k) \geq 0 \tag{3.16}$$

Et Il ressort de ce qui a été présenté ci-dessus que :

- Pour $F(\sigma, k) < 0$, le comportement du sol est élastique linéaire jusqu'à ce que la limite d'élasticité est atteinte pour ($F(\sigma, k) = 0$). Il est décrit dans ce domaine par 2 paramètres : le coefficient de Poisson ν et le module de Young E .
- Pour $F(\sigma, k) \geq 0$, le comportement du sol est parfaitement plastique et son comportement est décrit par 5 paramètres : la cohésion c , l'angle de frottement φ , l'angle de dilatance ψ , le coefficient de Poisson ν et le module de Young E

3.3.3. Interface entre les éléments

3.3.2.1 Interface sol-fondation

Plusieurs éléments d'interface sont disponibles sur FLAC3D. Les éléments linéaires à deux nœuds sont utilisés pour les interfaces entre des structures linéaires, alors que les éléments triangulaires à trois nœuds sont adoptés pour les structures en coque ou les géosynthétiques. Il existe aussi des éléments coque pour des interfaces soumises à des déformations de flexion et membranaires.

Dans le code FLAC3D, le comportement de l'interface est contrôlé dans la direction normale par les propriétés du ressort de couplage, caractérisé par sa rigidité par unité de surface (k_s) et sa résistance à la traction (f_t) dans les sens tangentiel. Le comportement au cisaillement de l'interface modélisée par ces éléments est de nature cohésive et frictionnelle. Le comportement de l'interface est contrôlé par les propriétés du ressort de couplage de cisaillement qui sont : la rigidité par unité de surface (k_s), la résistance de cohésion (c), l'angle de frottement (φ) et la contrainte normale d'interface (σ_n).

Dans chaque nœud d'interface et à chaque incrément de temps Δt , les propriétés du ressort de couplage sont utilisées par le modèle de comportement pour calculer la force normale et l'effort tranchant à l'interface, suivant le modèle de comportement de Mohr-Coulomb.

3.3.2.2 Interface sol-geogrid

L'élément Geogrid FLAC3D simule la relation contrainte de cisaillement- déplacement d'une interface géosynthétique-sol selon le modèle élastique linéaire parfaitement plastique. C'est un élément qui peut résister à une charge de membrane mais pas à une charge de flexion. Les éléments Geogrid peuvent être utilisés pour modéliser les géosynthétiques flexibles dont les interactions de

cisaillement avec le sol sont importantes, tels que les géogrilles, les géotextiles et la géomembrane. L'élément Geogrid est intégré à l'intérieur des zones de maillage dans FLAC3D.

Le comportement de l'interface géogrid-sol, est représenté numériquement à chaque nœud de la zone maillée par une fixation rigide dans la direction normale et un patin à ressort dans le plan tangent à la surface de la géogrid. Le modèle constitutif de l'interface de l'élément Geogrid dans FLAC3D est montré sur la Figure 3.8

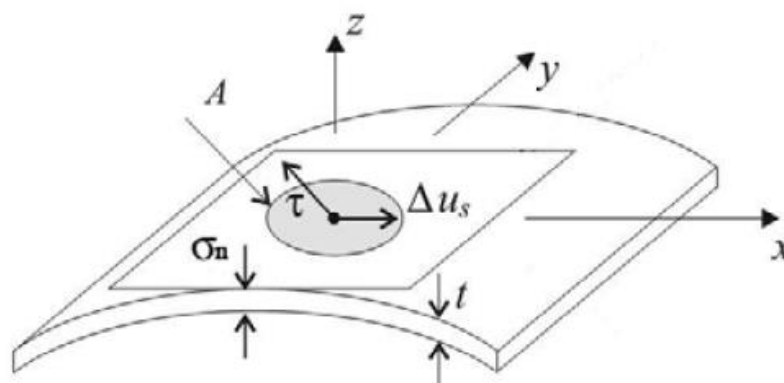


Figure 3.8 : Comportement mécanique dans le sens du cisaillement de l'interface géogrid-sol, (d'après Itasca, 2006)

La relation contrainte de cisaillement-déplacement est déterminée à partir du modèle constitutif de l'interface géogrid-sol, et s'exprime par :

$$\tau = f(u) \quad 3.17$$

où τ est la contrainte de cisaillement de l'interface géogrid-sol, et u est le déplacement de cisaillement de l'interface géogrid-sol.

Au stade élastique linéaire, la relation de contrainte de cisaillement et de déplacement de cisaillement peut être exprimée comme suit :

$$\tau = k_s u \quad 3.18$$

avec k_s la rigidité de cisaillement de l'interface.

Lorsque la contrainte de cisaillement atteint sa rupture plastique, une augmentation du déplacement de cisaillement va se produire. Et une contrainte de cisaillement va se développer selon le critère de Mohr-Coulomb (Relation 3.10), et s'exprime à l'interface par:

$$\tau_{\max} = \sigma_n \tan \varphi + c \quad 3.19$$

où τ_{\max} est la résistance au cisaillement de l'interface géogrille-sol ; c est la cohésion de l'interface géogrille-sol ; φ est l'angle de frottement de l'interface géogrille-sol, et σ_n est la contrainte normale de l'interface géogrille-sol

3.4. Simulation numérique des modèles de calcul sur FLAC 3D

3.4.1. Simulation numérique du modèle pour la semelle filante

3.4.1.1 Propriétés du modèle

On peut observer sur la Figure 3.1-à, que le modèle utilisé pour l'estimation tridimensionnelle de la capacité portante de la semelle filante présente une symétrie par rapport au plan (x, z) . De ce fait, l'étude du groupe infini peut être ramenée à l'étude d'un nombre fini de colonnes qui sont situées dans un domaine de sol délimité par 2 plans parallèles à (x, z) , et situés dans l'intervalle $(-S/2 - +S/2)$, de surface $B \times S$ contenant une seule rangée transversale composée de n_c colonnes ($n_c = 3$).

On peut remarquer aussi que ce domaine de sol, présente une double symétrie par rapport aux plans (x, z) et (y, z) . Ce qui permet de réduire encore la taille du domaine considéré et le représenter seulement par un quart de colonnes et à $(n_c - 1)/2$ demi colonnes. La Figure 3.9 présente vue en plan (Figure 3.9-a) et vue en coupe (Figure 3.9-b) de ce domaine pour le cas d'un groupe infini constitué de $n_c = 3$ rangées de colonnes.

Ces propriétés de symétrie ont permis de réduire considérablement la taille du modèle numérique dans la simulation sur le code FLAC3D. La Figure 3.10 donne le modèle numérique adopté dans la présente étude.

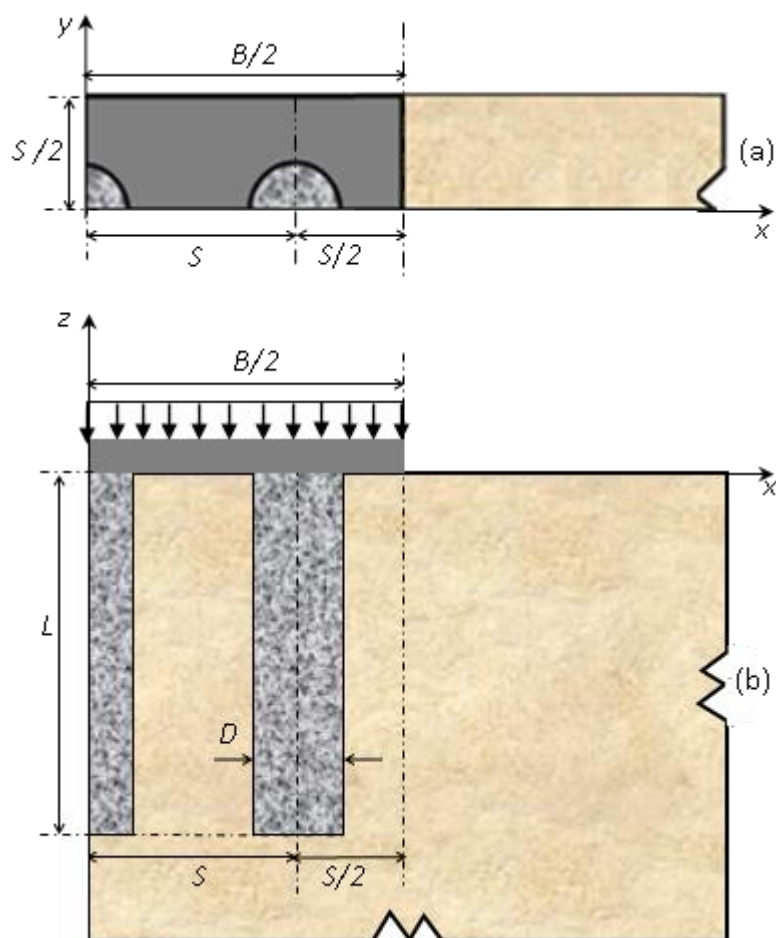


Figure 3. 9: Caractéristiques géométriques du modèle tridimensionnel adopté pour la simulation numérique sur FLAC3D a): Vue en plan, b): vue en élévation.

3.4.1.2 Maillage du modèle

La première étape de la modélisation numérique consiste à faire le choix approprié des éléments adéquats pour le maillage des différentes zones pour traiter le problème de façon efficace. Sur cette base, deux formes primitives ont été adoptées pour le maillage : Radial cylinder (Figure 3.3-a) et Brick (Figure 3.3-b).

La forme primitive Radial cylinder a été utilisée pour le maillage des colonnes, de la fondation et du sol situé sous la fondation. Pour la partie restante du sol, s'étendant radialement entre le bord droit de la fondation et la limite latérale du modèle, le maillage a été réalisé en utilisant l'élément Brique.

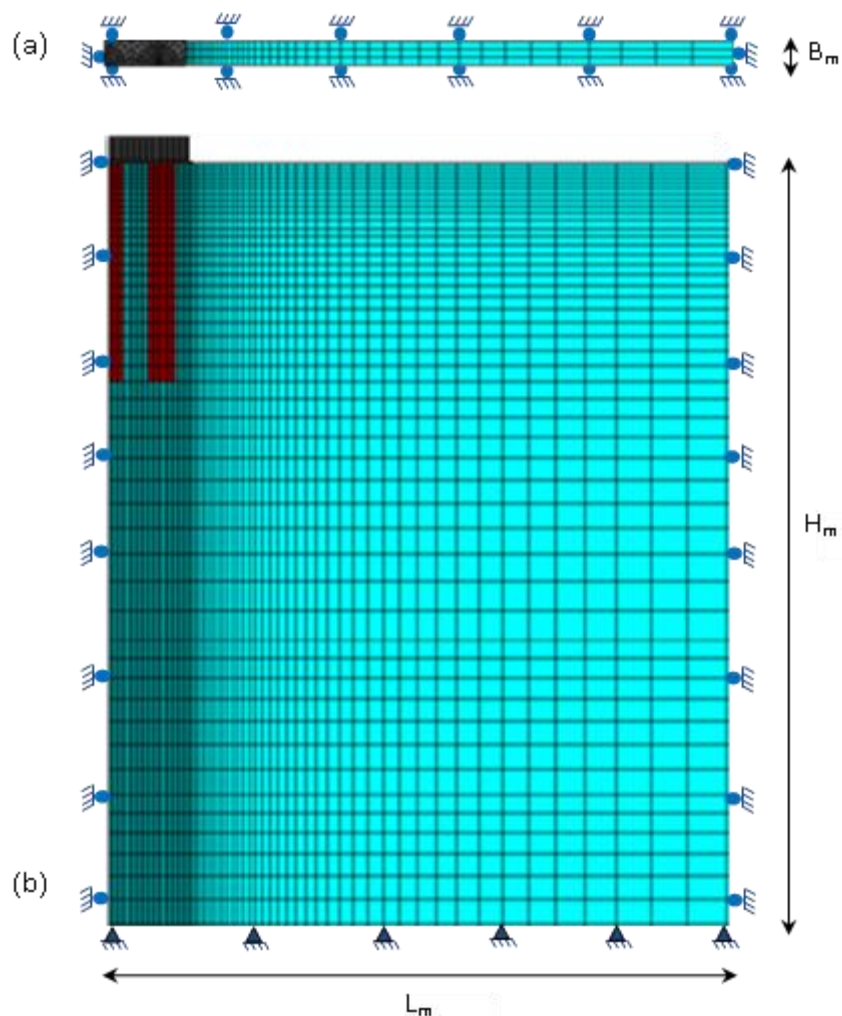


Figure 3.10: simulation numérique par le code FLAC3D du modèle de la semelle filante
 a) : vue en plan b) : vue en élévation

la Figure 3.10-a, (Figure 3.10-b) présente le maillage du modèle utilisé dans la présente étude pour le cas de trois colonnes. En raison de la symétrie par rapport aux axes x et y , ce modèle consiste seulement en un quart de colonne et une demi-colonne.

3.4.1.3 Conditions aux limites et dimensions du modèle

A cause des conditions de double symétrie du modèle par rapport aux plans (x, z) et (y, z) , les déplacements dans la direction normale aux plans de symétrie sont bloqués ($U_x = 0$, $U_y = 0$). la base du modèle (limite inférieure) est bloqué dans toutes les directions ($U_x = U_y = U_z = 0$), vérifiant les conditions de base fixe.

La largeur des bords latéraux (L_m) et la profondeur (H_m) de la base du modèle, (Figure 3.10) sont choisis à partir d'une série de tests préliminaires effectués, afin que les limites du modèle soient placées suffisamment loin de sorte que l'influence des contraintes horizontales et verticales soit

insignifiante sur le comportement des colonnes et de la fondation. L'épaisseur du modèle numérique B_m de la semelle filante est donnée par $B_m=S/2$.

3.4.1.4 Interface sol-fondation du modèle

Des éléments d'interface ont été utilisés pour modéliser le contact entre la fondation-sol, géosynthétique-sol. Le comportement de ces interfaces est régi par le un critère de résistance au cisaillement Mohr-Coulomb. Comme la fondation est considérée rigide, le sol meuble et les colonnes ballastée auront le même tassement et donc aucun tassement différentiel ne se produira, d'où l'élément d'interface entre les colonnes ballastée et le sol meuble n'est pas nécessaire (Ambily et al. 2007).

Le contact entre le sol et la fondation, supposé parfaitement rugueux a été simulé en reliant le sol à la semelle par des éléments d'interface avec des paramètres mécaniques appropriés. Ces éléments d'interface sont des systèmes à ressort-patin, travaillant dans le sens normal et tangentiel de l'interface, et sont caractérisés par des raideurs normales et tangentielles (k_n et k_s) des résistances à la traction et au cisaillement (T_s et S_s). Les paramètres du modèle Mohr-Coulomb introduite pour l'interface sont l'angle de frottement $\varphi = \varphi_c$, l'angle de dilatance ψ et la cohésion non drainée C_u du sol. Les valeurs adoptées pour les coefficients de raideur $k_n = 1\text{GPa /m}$ et de cisaillement et $k_s = 1\text{GPa /m}$ d'après les recommandations présenté dans le manuel FLAC3D (Itasca 2006).

Pour le contact sol-géogrid, FLAC3D utilise un élément Geogrid en contraintes planes qui est intégré à l'intérieur de la zone de maillage considérée. Le comportement de l'interface geogrid-sol, se comporte suivant le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

3.4.1.5 Modèles constitutifs utilisées pour les matériaux

Dans cette étude, les modèles constitutifs de résistance utilisés sont déjà intégrés dans le code FLAC3D. Le comportement des colonnes ballastées et du sol meuble ont été considérés élastiques parfaitement plastiques obéissant au critère de Mohr-Coulomb. Le comportement de la fondation et l'élément et la nappe de confinement en géogrid ont été modélisés chacun par un comportement élastique. Les paramètres et de ces deux modèles ont été déjà exposées dans la partie (3.3.2).

3.4.2. Simulation numérique du modèle pour la fondation carrée

Le modèle de cellule unitaire adoptée pour la simulation numérique de la fondation carrée à

géométrie large est représenté sur la Figure 3.11. Il s'agit d'une cellule cylindrique constituée d'une colonne de diamètre D et de la zone du sol associée entourant la colonne, qui est délimitée par son diamètre équivalent d_e , (Barksdale et al. 1983 ; Ambily et al. 2007 ; Castro 2017).

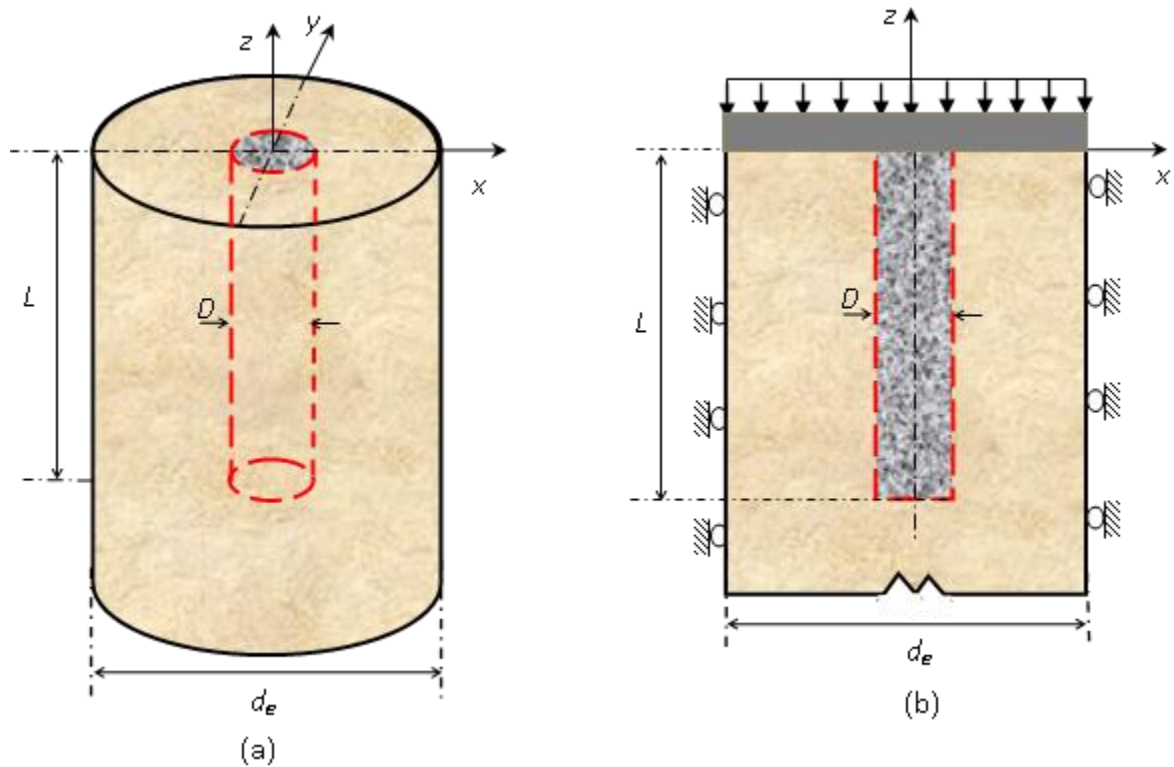


Figure 3.11: Caractéristiques géométriques du modèle de la cellule unitaire adoptée pour la simulation numérique par FLAC3D a): vue générale, b): Coupe en élévation

Comme la configuration du groupe supportant la fondation est de maille carré, le diamètre équivalent s'obtient en imposant l'égalité entre la surface de la maille carrée et la surface circulaire de la zone associée:

$$\frac{\pi d_e^2}{4} = S^2 \Rightarrow d_e = \frac{2}{\sqrt{\pi}} S^2 \Rightarrow d_e = 1,13 S \quad 3.20$$

Sur les bords de la cellule les déplacements latéraux sont supposés nuls ($U_x = 0$, $U_y = 0$), seuls les déplacements verticaux existent ($U_z \neq 0$). A la base du modèle (limite inférieure), les déplacements sont bloqués dans toutes les directions, ($U_x = U_y = U_z = 0$).

La géométrie du modèle est donc limitée dans le sens latéral ($L_m = d_e$), seule la profondeur H_m de la base reste à déterminer, lors de la simulation numérique. Elle sera fixée avec la même

procédure utilisée pour le modèle tridimensionnel de la semelle filante.

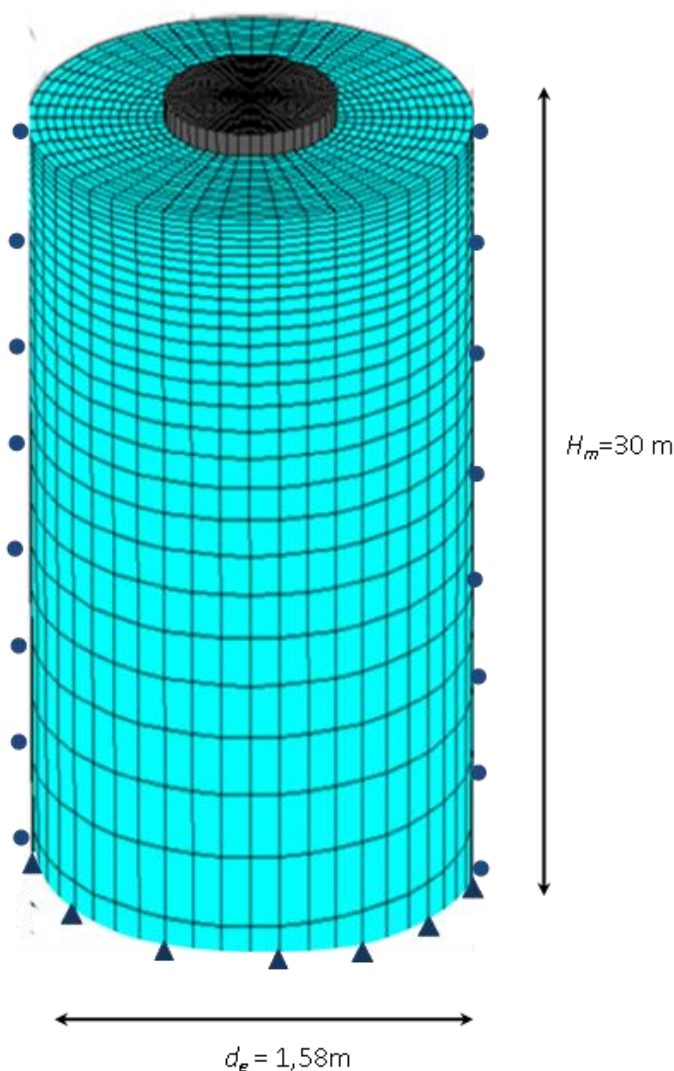


Figure 3.12 : Simulation numérique sur FLAC3D du modèle de la cellule unitaire (colonne, sol associé et fondation)

De plus, pour ce modèle la forme primitive Cylindrical Shell (Figure 3.3-c), a été utilisée pour le maillage des colonnes, du sol ainsi que de la fondation. Les comportements des matériaux constitutifs ont été modélisés de la même façon que dans le cas du modèle tridimensionnel de la semelle filante. Il est de même pour l'interface, (Paragraphe 3.2.1.4). Le schéma de simulation numérique de ce modèle sur FLAC3D est donné sur la Figure 3.12.

3.4.3. Procédure de la détermination de la capacité portante

La capacité portante d'une fondation sous charges verticales ainsi que son déplacement, sont obtenus en appliquant sur la fondation un déplacement vertical uniforme. Basée sur la méthode

explicite en différences finies intégrée dans le logiciel FLAC3D, les charges ne sont pas appliquées directement sur la fondation, mais sont générées par des déplacements verticaux uniformes imposés aux nœuds de la fondation.

Avant d'entamer le calcul de la capacité portante de la fondation, les forces de gravité sont appliquées au modèle, et les forces non équilibrées développées à l'intérieur du modèle sont évaluées pour chaque étape. Le modèle est considéré en équilibre lorsque le rapport de la force non équilibrée maximal sera inférieur à 1×10^{-5} (Itasca, 2006).

Dans la résolution explicite en différences finies, la détermination de la capacité portante ultime (charge limite), nécessite un grand nombre d'étapes de calcul. Dans chaque étape, les forces normales mobilisées par le déplacement de la fondation sont évaluées dans chaque nœud de l'interface sol renforcé-fondation, à l'aide du programme Fish. La somme totale de ces forces est calculée puis distribuée sur toute la surface de la fondation. Cette procédure est répétée jusqu'à la rupture, La capacité portante ultime est obtenue à partir des courbes charge-déplacement lorsque la charge atteint une valeur stable qui indique la charge limite

3.5. Validation des modèles numériques

Avant l'utilisation des deux modèles numériques considérés pour la réalisation d'une série d'études paramétriques détaillées, leur fiabilité a été testée par une comparaison avec des résultats présentés dans la littérature.

3.5.1. Validation du modèle numérique adopté pour la semelle filante

La capacité portante ultime q_u du modèle numérique adopté pour le ca de la semelle filante a été comparée avec celle tirée des résultats d'essais de laboratoire effectués par Hu (1995), la méthode analytique adoptée par Khalifa et al. (2017) et avec celle évaluée par Zhou et al. (2017) en utilisant une approche tridimensionnelle numérique en différences finies.

La comparaison des résultats est donnée dans le Tableau 3.1 Elle montre que les résultats obtenus par la présente approche numérique sont en bon accord avec les résultats des deux approches considérées. L'erreur maximale calculée ne dépasse pas 10.5%, ce qui donne une bonne fiabilité à l'approche numérique adoptée.

Tableau 3.1 : Validation du modèle numérique et propriétés mécaniques des matériaux utilisées

Cas d'étude	c_u (kPa)	φ_c (°)	φ_s (°)	γ_c (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	A_s (%)	Etudes antérieures q_u (kN/m ²)	Présente étude q_u (kN/m ²)	Différence (%)
Hu (1995)	10,5	30	0	15,47	13,1	30	85	76	10,5
	11,5	30	0	15,47	13,1	30	90	83	7,7
Zhou et al (2017)	32	34	0	17,3	14	24	243	236,6	2,6
	20,5	34	0	20,3	9,9	40	171	164	4
Khalifa et al 2017	15	35	0	20	18	20	124	131	5
	10	35	0	20	18	10	63	71.6	13.1

Ce tableau présente également les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la validation, où φ_i , γ_i sont respectivement l'angle de frottement et le poids unitaire du sol meuble ($i = s$) et de la colonne de ballaste ($i = c$). C_u représente la résistance au cisaillement non drainée du sol, et A_s est le taux de remplacement du sol renforcé. La cohésion du matériau de la colonne ballastée étant supposée nulle dans l'étude.

3.5.2. Validation du modèle numérique de cellule unitaire adopté pour la fondation carrée

Le modèle utilisé pour l'analyse numérique de la capacité portante de la fondation carrée basé sur le concept de la cellule unitaire a été validé en comparant les résultats de la présente méthode avec celle de de Ambily et al. 2007 en utilisant la méthode des éléments finis. Les colonnes considérées sont portantes à la pointe ayant un diamètre $D = 100$ mm et une longueur $L = 480$ mm. La cellule unitaire adoptée par Ambily et al. (2007) est de diamètre équivalent $d_e = 258$ mm. Les propriétés mécaniques du sol et de la colonne utilisées dans cette comparaison sont montrées dans le Tableau 3.2.

Les courbes charge-déplacement obtenues par les deux approches numériques sont reportées sur la Figure 3.13. Cette figure illustre que les deux courbes sont en excellent accord sur toute la plage des valeurs du tassement considéré, Ce qui confirme la fiabilité des résultats du modèle numérique utilisé dans cette étude.

Tableau 3.2: Paramètres de validation du modèle numérique de la cellule unitaire

Paramètres	Argile	Colonne
Module d'élasticité (KN/m ²)	4000	45000
Coefficient de poisson	0,45	0,3
Cohésion non-drainé	20	0
Angle de frottement interne	0	38°

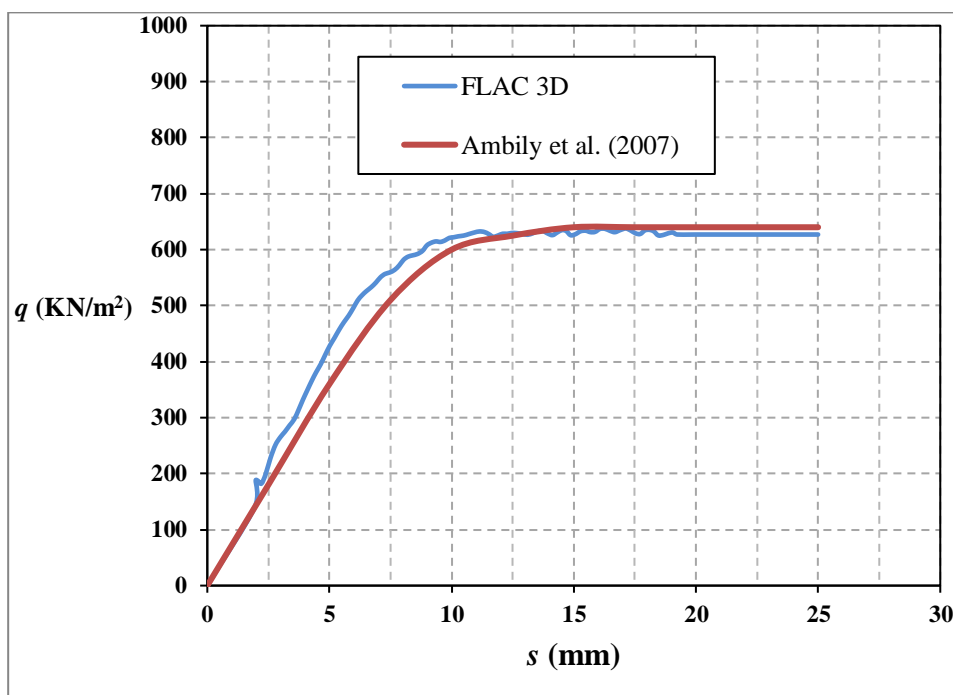


Figure 3.13 : Comparaison des résultats numérique sur FLAC3D de la présente étude avec ceux obtenus par Ambily et al. 2007.

3.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté les modèles de calcul physiques et numériques adoptées pour la détermination de la capacité portante des fondations placées à la surface d'un groupe des colonnes ballastées flottantes. Deux types de fondations ont été considérés : une semelle filante et une semelle carrée de large géométrie. L'analyse numérique de la semelle filante a été effectuée sur un modèle réel tridimensionnel, tandis que l'étude numérique de la fondation carrée a été effectuée sur un modèle numérique basé sur le concept de la cellule unitaire. Les deux fondations ont été étudiées par une analyse numérique en différences finies à l'aide du code de calcul FLAC3D.

Une présentation des caractéristiques générale de ce code de calcul a été fournie dans ce chapitre. Elle concerne, le procédé de maillage, les éléments utilisés ainsi que la procédure générale du schéma de résolution explicite en différences finies, avec la méthodologie générale d'analyse des modèles numériques sur ce code. De même les modèles de comportement (élastique) et (élastique parfaitement plastique), implémentés dans ce code et utilisés pour la modélisation du comportement des matériaux constitutifs des deux modèles, et leurs paramètres et caractéristiques sont présentées.

En outre les caractéristiques du comportement des éléments d'interface sol-fondation et sol-Géogrille et leurs lois de comportement ont été traités. La méthodologie générale de simulation numérique des modèles de calcul adoptés a été également présentée (géométrie, maillage, conditions aux limites, éléments d'interfaces), avec un schéma type de simulation pour chacun des modèles.

Les résultats obtenus pour les deux modèles numériques considérées (modèle réel tridimensionnel et model de cellule unitaire) ont été validés par comparaisons avec les résultats présentés dans la littérature et ont montré une bonne concordance.

CHAPITRE 4

Analyse paramétrique et discussions des résultats

4.1. Introduction

Il est reconnu que le but principal du renforcement des sols meubles par des colonnes ballastées est de trouver les paramètres géométriques et physiques optimaux fournissant une amélioration efficace de la résistance du sol meuble. Cela dépend essentiellement de la portance maximale que le sol renforcé peut mobiliser. Cette capacité portante est influencée non seulement par les propriétés de la colonne ballastée mais aussi par celles du sol meuble et de la fondation supportée par ce sol (Wood et al. 2000 ; Ambily 2007 ; Najjar 2013 ; Castro 2017).

Hanna et al. (2013) et Hu. (1995), ont montré que les propriétés géométriques et mécaniques du sol meuble et des colonnes ballastées sont des facteurs importants qui affectent directement la capacité portante des sols renforcés. De nombreuses études ont montré que la capacité portante maximale est atteinte pour une longueur particulière de la colonne, appelée longueur critique ou optimale. De plus, pour une longueur de colonne supérieure à cette valeur critique, la capacité portante ultime ne s'améliore plus, (Hughes et al. 1974 ; Castro 2017). Des valeurs de longueur critiques ont été proposées par plusieurs auteurs, on cite à titre d'exemple Najjar et al. (2010) et Black et al. (2007) qui ont indiqué que la valeur de la longueur critique pourrait être atteinte pour un rapport $L/D=6$, où L et D sont respectivement la longueur et le diamètre de la colonne. Hughes et Withers (1974) ont constaté qu'aucune augmentation de la capacité portante n'était observée au-delà de $L/D=4$. D'un autre côté, Zhou et al. (2017) et Das (1989) ont utilisé le rapport de la longueur des colonnes normalisé par rapport à la largeur de la fondation, pour analyser la longueur critique des colonnes, ils ont indiqué que cette valeur est atteinte pour $L/B=2$ et $L/B=3$, respectivement.

Il est à noter que dans ces études, les valeurs de la longueur critique ont été déterminées sans prendre en compte les effets de la variation d'autres paramètres tels que : le taux de remplacement A_s , la cohésion non drainée du sol meuble C_u et la largeur B de la semelle. L'analyse de la longueur critique est fréquemment effectuée en utilisant le rapport entre la longueur et le diamètre de la colonne (L/D), qui est en réalité moins représentatif en raison de sa faible influence de ce rapport sur le comportement charge-déplacement du système sol-colonnes-fondation (Castro 2017).

En réalité le rapport L/B influence plus le comportement de ce système, comme souligné par Das (1989) et Zhou et al. (2017). D'autre part, Castro. (2014) et (2017), a indiqué qu'il est plus significatif d'exprimer la longueur critique de la colonne en fonction du rapport (L/B) au lieu du rapport (L/D) qui peut conduire à des valeurs approximatives qui peuvent parfois être différentes d'une étude à l'autre.

La recherche bibliographiques présentée dans chapitre 2, a montré que les méthodes proposées (analytiques et expérimentaux) pour l'estimation de la capacité portante des fondations sur un sol mou renforcé par un groupe de colonnes ballastées, ne prennent pas en considération la longueur critique et le type de colonne ballastées (c'est-à-dire flottante ou portante sur la pointe) (Balaam et al. 1981; Fattah et al. 2017).

Par ailleurs, il convient de souligner que les colonnes ballastées tirent leur capacité portante à travers le confinement offert par le sol environnant. Néanmoins, dans les sols très mous, ce confinement latéral est faible, il devient alors nécessaire de confiner les colonnes dans des geosynthétiques pour assurer leur performances et améliorer la capacité portante des fondations qu'elles supportent, (Raithel et al. 2000 ; Alexiew et al. 2005 ; Murugesan et al. 2010 ; Dash et al. 2013 ; Alkhorshid et al. 2018)

Cette étude paramétrique vise à analyser la capacité portante pour deux types de fondation : une semelle filante et une fondation carrée de géométrie large. Les deux fondations sont supportées par des groupes de colonnes ballastées flottantes. La présente analyse utilise des modèles numériques, simulés sur le code de calcul FLAC3D, intégrant les interactions agissantes entre les éléments du système sol-colonnes-fondation.

La semelle filante est traitée en utilisant un modèle numérique tridimensionnel tandis que la fondation carrée est étudiée en utilisant un modèle numérique basé sur le concept de la cellule unitaire, car l'utilisation du modèle tridimensionnel n'est pas appropriée du fait du temps d'exécution très long que peut prendre le calcul numérique de ce modèle. .

Le but de cette analyse paramétrique est d'apporter une contribution à l'estimation de la capacité portante optimale des fondations rigides soumises à des charges verticales, supportées par des groupes de colonnes ballastées flottantes ordinaire ou confiné dans des géogrids. Les conditions d'optimisation du système sol-colonnes-fondations ont été déterminées sur la base du concept de la longueur critique des colonnes. Ceci est réalisé à travers une large série d'analyse paramétrique basée sur l'influence des paramètres essentiels du système sur le comportement des fondations.

Le but essentiel de ce travail est de formuler à travers l'analyse et l'interprétation des résultats obtenues, deux nouvelles équations analytiques pour prédire la capacité portante ultime des semelles filantes reposant sur des groupes de colonnes flottantes, et d'estimer la longueur critique correspondante des colonnes ballastées.

Les principales propriétés et caractéristiques géométriques des modèles physiques utilisés dans le calcul de la capacité portante ont été exposées dans le chapitre 3, (Paragraphe 3.2.1 pour la semelle filante Paragraphe 3.2.2 pour la fondation carrée). Ces modèles sont montrés sur les Figures 3.1 et Figure 3.2. De même, la procédure générale de simulation numérique du modèle de la semelle filante et celle du modèle de la cellule unitaire a été présentée dans le chapitre 3. Pour ces deux modèles numériques. La méthodologie générale du calcul de la capacité portante par la résolution explicite en différences finies a été exposée en détail au paragraphe 3.4.3. En outre, le principe de maillage des deux modèles ; les conditions aux limites et la méthodologie de détermination de leurs limites géométriques ainsi que les hypothèses concernant les lois de comportement des matériaux constitutifs du système sol-colonnes-fondation sont également présentés. Des modèles type des simulations obtenues sont montrés sur la Figure 3.10 pour le cas de la semelle filante et sur la Figure 3.12 pour le ca de la fondation carrée.

4.2. Analyse du comportement d'une semelle filante sur groupes de colonnes ballastées ordinaires

4.2.1. Cas des semelles filantes étudiées

Les trois modèles de semelles filantes considérées dans la présente analyse paramétrique, sont représentées sur les Figure 4.1, 4.2 et 4.3, et définit comme suit :

- Le premier modèle correspond à une semelle de la largeur $B=4,2\text{m}$, supportée par un nombre de rangées de colonne $n_c=3$.
- Le deuxième modèle correspond à une semelle de la largeur $B=7\text{m}$, supportée par un nombre de colonne $n_c=5$.
- Le troisième modèle correspond à une semelle de la largeur $B=9,8\text{m}$, supportée par un nombre de colonne $n_c=7$.

A cause des conditions de symétrie, comme indiqué au paragraphe (3.4.1.1) et sur la Figure 3.9 pour le cas du modèle à 3 files de colonnes ($n_c=3$) dont l'étude a été ramenée à un modèle à : $1/4$ colonne + 1 demi-colonne, (Figure 4.1). En conséquence, de façon similaire :

- l'étude du modèle à $n_c=5$ files de colonnes a été ramenée à : 1/4 colonne + 2 demi-colonnes), (Figure 4.2).
- l'étude du modèle à $n_c=7$ files de colonnes a été ramenée à : 1/4 colonne + 3 demi-colonnes), (Figure 4.3).

De même, comme l'espacement S entre les axes des colonnes est maintenu fixe dans toute l'étude ($S=1.4\text{m}$), l'épaisseur des trois modèles sera la même $B_m = S/2=0.7\text{m}$, (Figure 3.9). Comme indiqué dans le paragraphe 3.4.1.1. Les limites latérales des trois modèles numériques ($L_m=30\text{m}$) et leurs profondeurs ($H_m=40\text{m}$) ont été obtenus à partir d'une série de tests numériques préliminaire comme indiqué dans le paragraphe 3.4.1.3.

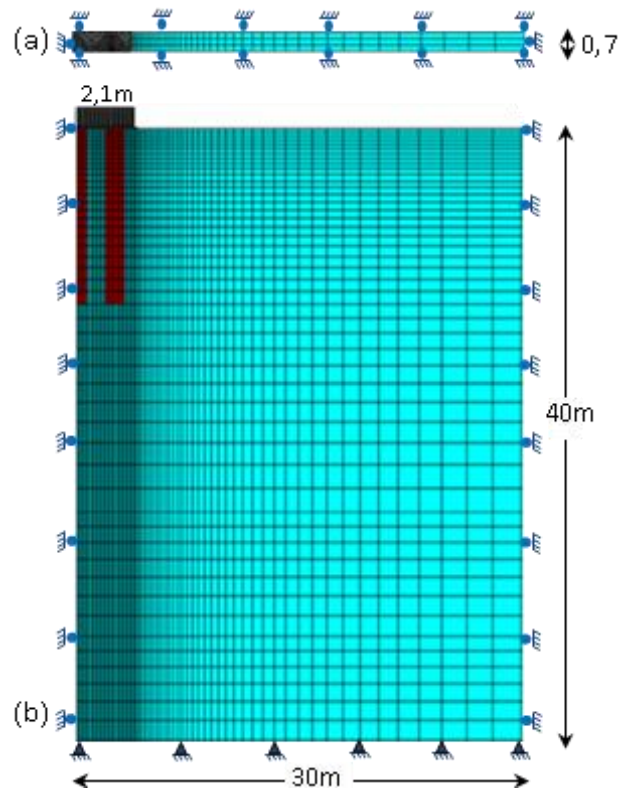


Figure 4.1 : Modèle numérique d'une semelle filante de largeur $B = 4,2$ m, reposant sur un groupe de 3 colonnes a) : vue en plan, b) : vue en élévation

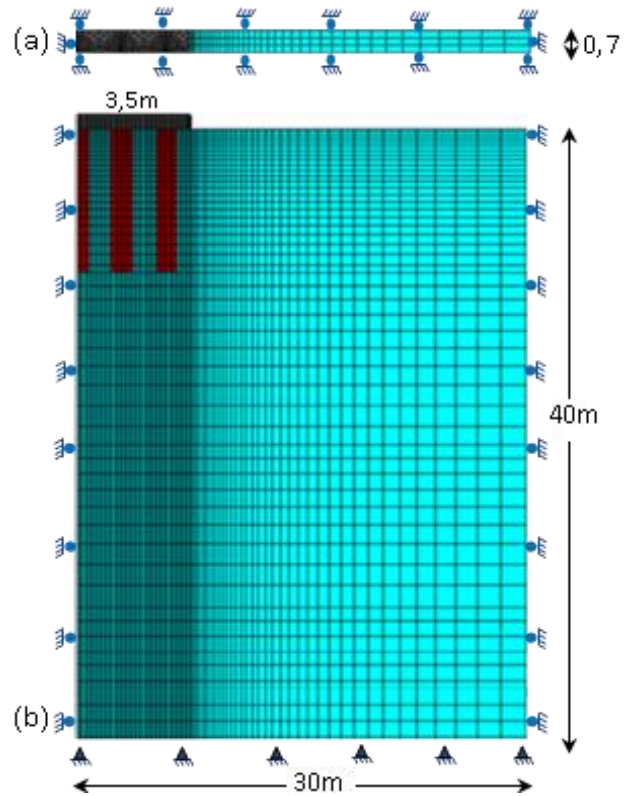


Figure 4.2 : Modèle numérique d'une semelle filante de largeur $B = 7$ m, reposant sur un groupe de 5 colonnes a) : vue en plan, b) : vue en élévation

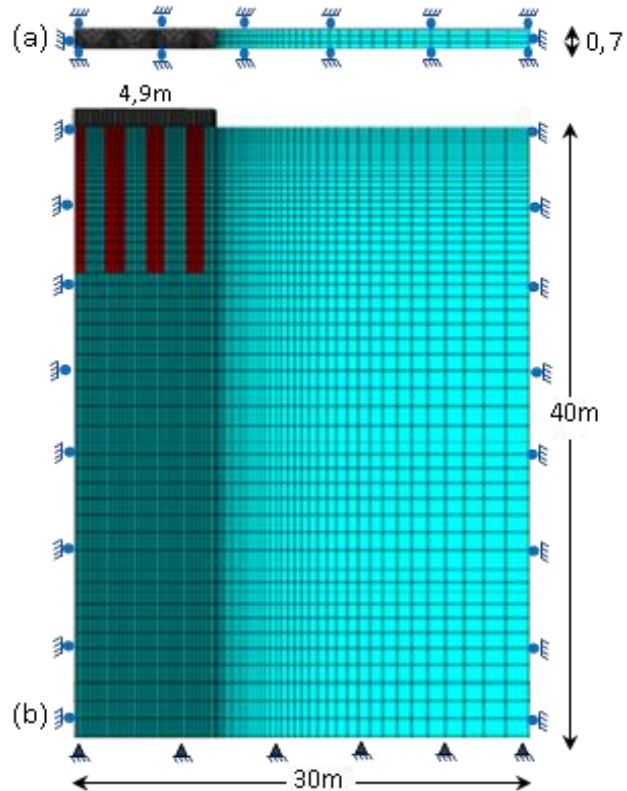


Figure 4.3 : Modèle numérique d'une semelle filante de largeur $B = 9,8$ m, reposant sur un groupe de 7 colonnes a) : vue en plan, b) : vue en élévation

Il convient de noter que les études de l'influence de la variation du taux de remplacement A_s et de la cohésion non drainé C_u sur la longueur critique L_c et la capacité portante ultime q_u ont été menées sur le modèle associé à cinq colonne (Figure 4.2). Par ailleurs, l'étude de l'influence de la variation de la largeur B de la semelle sur L_c et q_u a été effectuée en utilisant les trois modèles numériques, (Figure 4.1, 4.2, 4.3). Il est de même pour le développement des deux nouvelles équations proposées pour le calcul analytique de la longueur critique L_c et la capacité portante ultime q_u .

4.2.2. Paramètres d'étude et propriétés des matériaux

Les paramètres physiques, mécaniques et géométriques utilisés dans cette analyse paramétrique sont les mêmes que données sur la Figure 3.1. Pour plus de commodité de la présentation, les paramètres d'étude ainsi que les résultats numériques obtenus sont présentés sous forme adimensionnelles, utilisant les notations suivantes:

- (L/B) : rapport de la longueur (L longueur de la colonne, B largeur de la semelle).
- (L_c/B) : rapport de la longueur critique (L_c longueur critique de la colonne à la largeur B de la semelle).
- $RCP = (q_u/q_0)$: rapport de la capacité portante ultime q_u du sol renforcé divisé par la capacité portante ultime q_0 du sol non renforcé $q_0 = C_u \cdot N_c$, et $N_c = 2 + \pi$.

Les valeurs des paramètres géométriques, physiques et mécaniques utilisées dans l'analyse sont données dans le tableau 4.1. Ces paramètres ont été sélectionnés en fonction des intervalles types adoptées dans les études les plus récentes (Hanna et al. 2013; Zhou et al. 2017). Les rapports de longueur (L/B) sont variables entre (0,5 et 4,5), et les taux de remplacements A_s sont pris dans l'intervalle (10 à 40 %), en gardant le même espacement ($S=1,4$ m) entre les colonnes.

Certains auteurs (Das et al. 2020) ont indiqué que le renforcement des sols mous par colonne ballastées, est plus efficace pour les sols ayant des cohésions non drainée comprise entre 7 et 50 kPa. Pour cela dans la présente étude, les cohésions sont choisies dans la gamme ($C_u = 15-35$ kPa), tandis que l'angle de frottement interne est pris égal à 38° . De plus, comme le module d'élasticité du sol mou dépend de la cohésion C_u , sa valeur est déterminé en fonction de cette dernière $E_s=200 \cdot C_u$ (Ladd 1964). Le module d'élasticité E_c de la colonne est pris égal à 45000 kPa, comme suggéré par Ambily et al. (2007).

Tableau 4.1: Valeurs des propriétés physiques, mécaniques et géométriques du model utilisées dans l'analyse paramétrique.

Parametres des matériaux	Valeurs
Poids volumique du sol (KN/m ³)	14
Poids volumique de la colonne (KN/m ³)	19
Module d'élasticité du sol (kN/m ²)	3000-6000
Module d'élasticité de la colonne ballastée (kN/m ²)	45000
Coefficient de poisson du sol	0,495
Coefficient de poisson de la colonne ballastée	0,3
Angle de frottement de la colonne ballastée (°)	38°
Angle de dilatance de la colonne ballastée (°)	8
Taux de remplacement (%)	10-40
Diamètres de la colonne ballastée (m)	0,5-0,6-0,7-0,8-0,9 and 1,0
Longueur de la colonne ballastée (m)	3,5–32
Largeur de la semelle (m)	4,2-7 and 9,8

4.2.3. Influence des paramètres d'étude sur la capacité portante et la longueur critique

Les paramètres les plus influençant sur le comportement du système sol-colonnes-fondation sont le taux de remplacement A_s , la longueur des colonnes L et la cohésion non drainé C_u du sol.

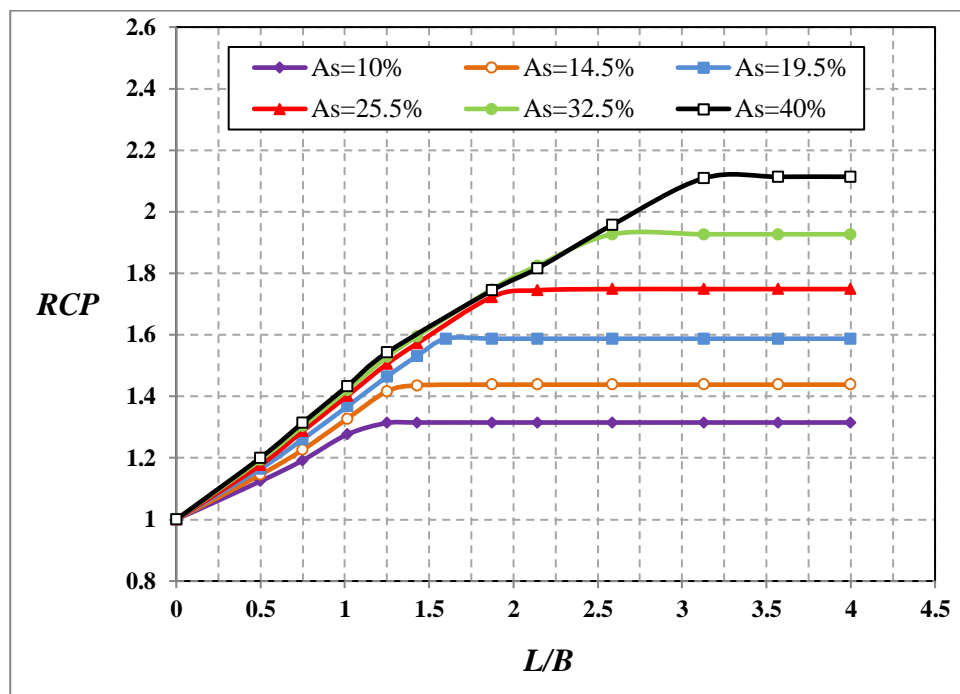
4.2.3.1. Influence du taux de remplacement

L'analyse de l'influence du rapport de longueur (L/B) sur le rapport de la capacité portante ($RCP=q_u/q_0$), permet de déterminer directement le rapport de longueur critique (L_c/B) pour lequel la valeur maximale de la capacité portante ultime est atteinte dans le sol renforcé.

Afin de déterminer ce rapport, les résultats obtenus sont présentés sur la Figure 4.4 donnant la variation du rapport RCP en fonction du rapport (L/B) pour des valeurs du taux remplacement A_s comprises entre 10% et 40%, en considérant des valeurs de la cohésion non drainée (C_u) de 25 et 35kPa. Les courbes présentées sur cette figure montrent une allure qui est similaire à toutes les courbes correspondantes aux valeurs des paramètres A_s et de C_u , considérées dans cette étude. Ces courbes illustrent clairement que le rapport de capacité portante RCP augmente linéairement avec

l'augmentation du rapport de longueur (L/B) et atteint sa valeur maximale pour une valeur caractéristique qui correspond au rapport de longueur critique (L_c/B), au-delà de laquelle aucune augmentation significative du RCP n'est observée.

Ce comportement de la capacité portante peut s'expliquer par le fait que la répartition des contraintes à l'intérieur du système sol-colonne se décompose en deux cas : pour le cas où les colonnes sont courtes ($L \leq L_c$), les contraintes induites par le déplacement vertical de la semelle seront transférées du haut vers le bas sur toute la longueur de la colonne ballastée, tandis que pour le cas des colonnes longues ($L > L_c$), seule une partie de la longueur totale de la colonne (longueur critique) contribue à supporter la charge, et les contraintes atteignent juste la profondeur critique. De plus, pour les colonnes ayant une longueur inférieure à la longueur critique, la profondeur de la zone de cisaillement plastique s'étend en dessous de la limite du sol renforcé. Inversement, si les colonnes ont des longueurs plus longues que la longueur critique, la zone de cisaillement de la zone plastique reste à l'intérieur du sol renforcé, et sa profondeur ne dépasse pas la longueur des colonnes (Zhou et al. 2017).



(a)

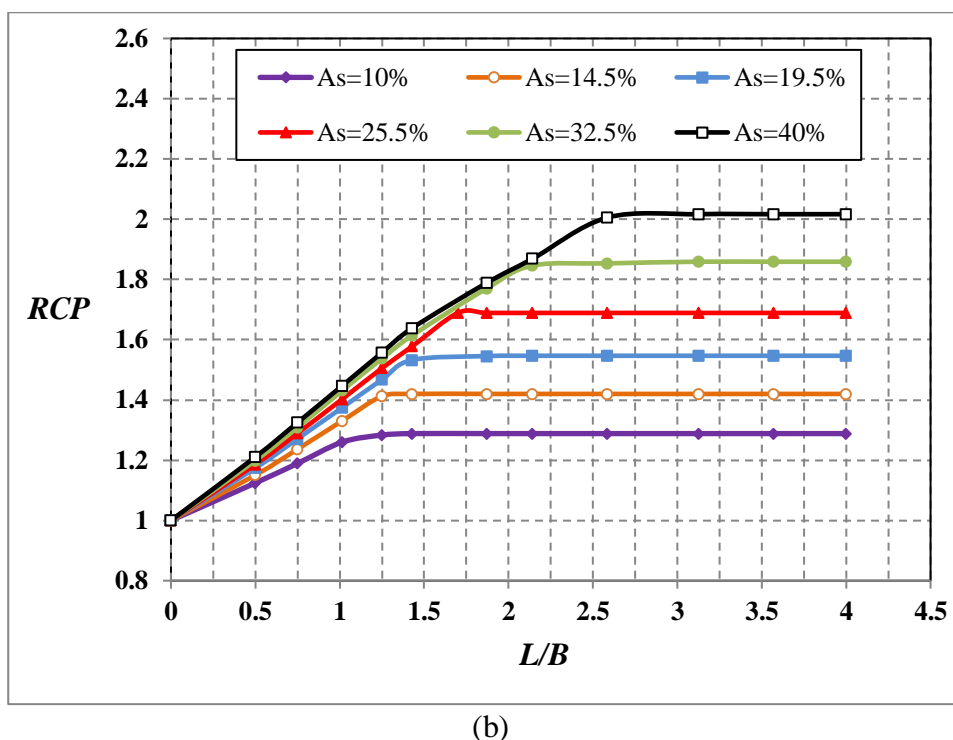


Figure 4.4: Variation du rapport de capacité portante RCP en fonction du rapport de longueur (L/B), a) : $C_u=25\text{kPa}$, b) : $C_u=35\text{kPa}$.

Par ailleurs, on peut observer sur la Figure 4.5 qui donne la variation du rapport de longueur critique (L_c/B) en fonction du taux de remplacement A_s , que lorsque A_s augmente de 10 % à 40 %, (L_c/B) augmente de 1,1 à 3,1 pour $C_u = 25$ et de 1,1 à 2,6 pour $C_u = 35$ kPa. Ce qui donne une augmentation de ce rapport d'environ 180% pour $C_u = 25\text{kPa}$ et de 140% pour $C_u = 35$ kPa. Ceci illustre bien la grande influence du taux de remplacement A_s sur la valeur de la longueur critique L_c . Cela est probablement dû au fait que lorsque le taux de remplacement A_s augmente, la zone de contact entre les colonnes et la semelle devient plus grande, offrant ainsi à chaque colonne une grande capacité à recevoir des charge plus importantes et à transférer plus de contraintes vers la à des grandes profondeurs (Hanna et al. 2013).

Castro (2014) a rapporté que pour des groupes de colonnes ballastées ayant le même taux de remplacement, la configuration des colonnes, le nombre des colonnes ou l'espacement entre colonnes, n'ont pratiquement pas d'influence sur le mode de comportement charge-déplacement. Pour cette raison, seule l'influence du taux de remplacement A_s est prise en compte dans l'analyse du rapport de longueur critique (L_c/B), sans tenir compte de l'influence des autres paramètres (le nombre de rangées de colonnes n_c , l'espacement S et le diamètre D des colonnes).

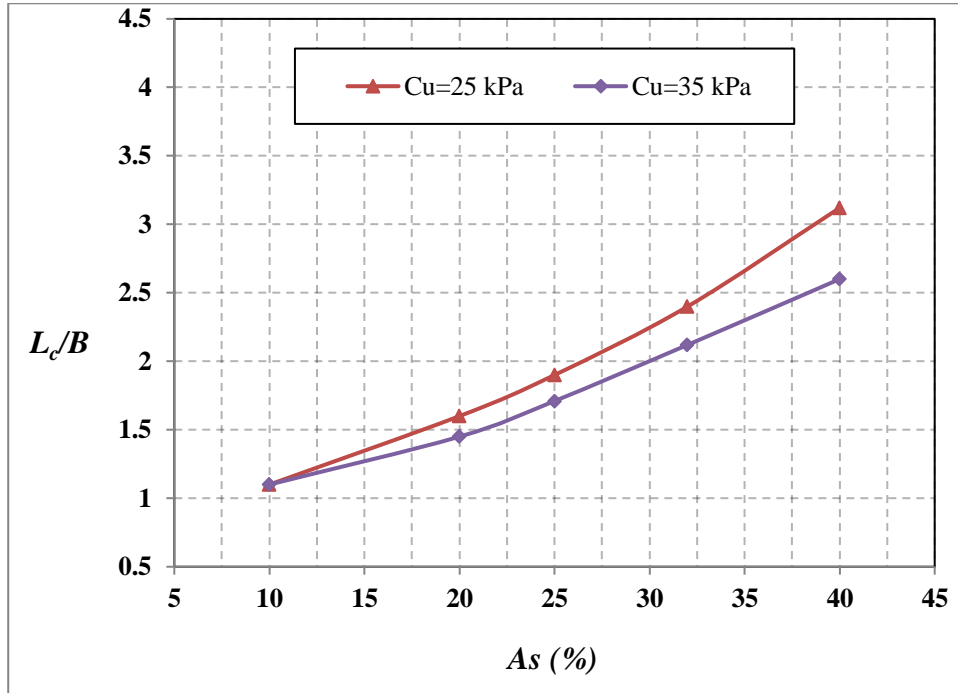


Figure 4.5: Variation du rapport de longueur critique (L_c/B) en fonction du taux de remplacement A_s .

On peut observer aussi sur la Figure 4.4-a, que les courbes de variation du rapport de capacité portante RCP , correspondante à 2 valeurs du taux de remplacement A_s dont la différence ne dépasse pas 10 %, sont approximativement identiques et ont les mêmes valeurs de RCP . Cela est valable jusqu'à ce que la courbe associée à la petite valeur A_{s1} atteigne sa valeur maximale au rapport de longueur critique $(L_c/B)_1$. Après ce point d'inflexion on observe que la différence de variation entre les 2 courbes devient beaucoup plus marquée. La courbe associée à A_{s1} prend une forme asymptotique, tandis que la courbe liée à A_{s2} ($A_{s2} > A_{s1}$) continue d'augmenter en fonction de (L/B) jusqu'à atteindre sa valeur maximale qui correspond à L_c/B_2 , et maintient une valeur constante pour des rapports de longueurs L/B supérieurs au rapport critique L_c/B .

A titre d'exemple, si on considère (Figure 4.4-a), le cas de deux taux de remplacement ($A_{s1}=32\%$) et ($A_{s2}=40\%$), on peut remarquer que lorsque le rapport (L/B) augmente, les courbes correspondantes montrent des valeurs du rapport de capacité portante RCP pratiquement identiques jusqu'au point d'inflexion $(L_c/B)_1 = 2,6$, pour lequel $RCP_{1max}=1,85$. Au-delà de ce point, la valeur de RCP_1 reste constante, tandis que la valeur de RCP_2 correspondante à $A_{s2} = 40\%$ continue d'augmenter jusqu'à atteindre sa valeur maximale ($RCP_{2max} = 2,5$) à la valeur du rapport critique ($(L_c/B)_2 = 3,2$). De plus on peut observer sur cette figure, que ce type de variation est valable pour toutes les courbes associées aux autres valeurs de A_s comprises entre 10 % et 40 %.

A partir de ces observations, on peut conclure que la capacité portante de la fondation est contrôlée par la longueur L de la colonne avant d'atteindre la longueur critique L_c , tandis que pour ($L > L_c$), l'influence du taux de remplacement A_s devient plus prédominante.

De plus, les courbes de la Figure 4.4 montrent que pour des faibles valeurs du rapport de longueur ($L/B < 1$), l'influence du taux de remplacement A_s sur le rapport de la capacité portante RCP n'est pas significative dans la plage des valeurs considérée (10%- 40%). Cependant, cette influence commence à être remarquable pour des valeurs supérieures ($L/B > 1$) et devient plus significative pour des valeurs élevées de L/B et de A_s . Cela peut signifier que l'effet favorable du taux de remplacement sur la capacité portante du sol renforcé est plus efficace pour des profondeurs de renforcement supérieures à la largeur de la fondation. Par conséquent, pour des raisons d'optimisation de la capacité portantes de la fondation, la longueur des colonnes doit être choisie toujours supérieure à la largeur de la fondation ($L/B > 1$).

4.2.3.2. Influence de la cohésion non drainé

Afin de caractériser l'effet de la cohésion non drainée C_u sur le rapport de la capacité portante RCP ainsi que sur le rapport de longueur critique (L_c/B) de la colonne, les résultats présentés sur la Figure 4.2 pour les valeurs de la cohésion non drainée ($C_u=25, 35$ kPa), sont étendus à une série d'autres valeurs ($C_u = 15, 20, 30$ kPa), en utilisant la même procédure.

L'analyse de l'allure des courbes obtenue pour ($C_u= 15, 20$ et 30 kPa) reste similaire à celles de la Figure 4.4, avec une différence observée dans les valeurs des rapports de RCP et (L_c/B). Pour ne pas alourdir la présentation ces courbes sont données en Annexe de la thèse, en plus d'un tableau qui donne les valeurs de L_c/B pour différents valeur de A_s et C_u .

La Figure 4.6 présente les courbes de variation du rapport de longueur critique (L_c/B), en fonction de la cohésion non drainée C_u , pour différentes valeurs du taux remplacement A_s . A partir des ces courbes, on peut observer que le rapport (L_c/B), diminue avec l'augmentation de C_u . Cependant, pour de faibles valeurs de taux de remplacement ($A_s = 10\%$), cette influence est insignifiante. Néanmoins, elle est perceptible pour des valeurs modérées du taux de remplacement ($A_s \geq 20\%$), et devient beaucoup plus significative pour les valeurs les plus élevées. En d'autres termes, le taux de décroissance du rapport de longueur critique (L_c/B), devient plus important avec l'augmentation du taux de remplacement. En effet si l'on considère le cas de $A_s = 40\%$, lorsque C_u varie de 15 à 35 kPa, l'effet sur le rapport de longueur critique (L_c/B) subit une diminution de 30%.

Ainsi, pour une valeur donnée de A_s , la plus faible valeur de (L_c/B) est observée pour la valeur la plus élevée de C_u , et inversement, la plus grande valeur de (L_c/B) est atteinte pour la valeur la plus faible de C_u . De plus, pour les intervalles des valeurs de A_s et C_u , retenus dans cette étude, la valeur maximale du rapport de longueur $(L_c/B)_{max}$ est atteinte pour le cas ($A_s = 40\%$, $C_u = 15$ kPa) tandis que la valeur minimale $(L_c/B)_{min}$ est obtenue pour ($A_s = 10\%$, $C_u = 35$ kPa).

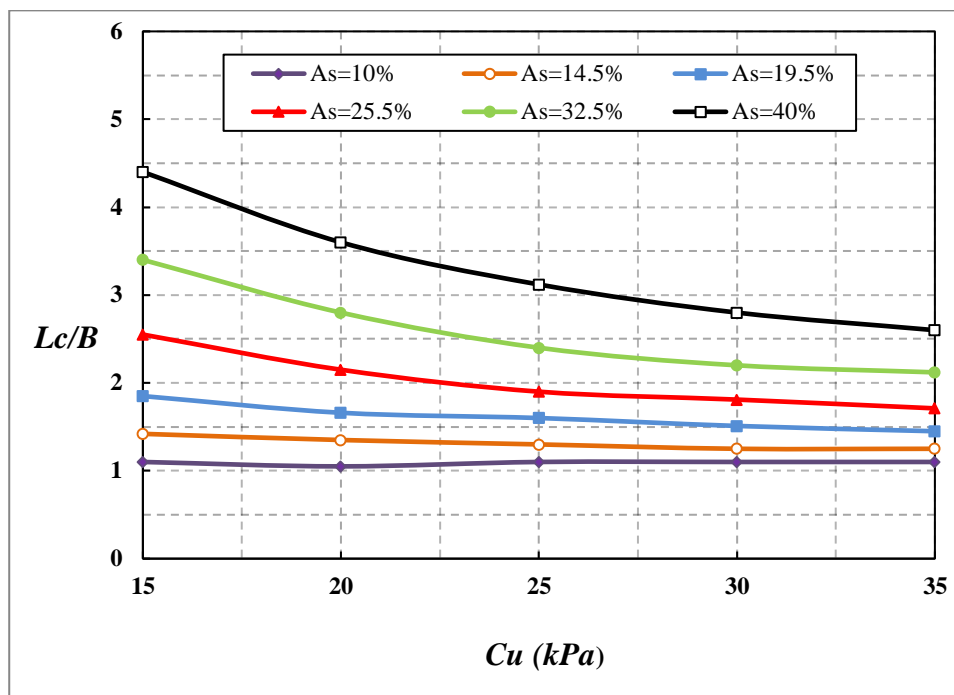


Figure 4.6: Variation du rapport de longueur critique (L_c/B) en fonction de la cohésion non drainée C_u pour différents valeurs de A_s

Sur la base de ces observations, on peut dire que l'augmentation de la longueur critique de la colonne L_c/B sous l'effet de la cohésion non drainée C_u peut être due principalement au fait que pour les petites valeurs de C_u la résistance du sol mou devient beaucoup plus faible et la plus grande partie des charges sera transférée aux colonnes. Ce qui se traduit par une distribution de contraintes sur des profondeurs plus grandes ce qui entraîne des longueurs critiques L_c plus grande. En conséquence, plus la cohésion non drainée du sol meuble diminue plus le facteur de concentration des contraintes n du système sol-colonne (Relation 1.9) augmente donnant des valeurs plus élevées de la longueur critique. Ces observations ont aussi été rapportées par (Ambily et al. 2007),

Par ailleurs, on peut souligner que plusieurs auteurs ont rapporté que C_u est proportionnelle au module d'Young E_s du sol (Ladd 1964; Barksdale et al. 1983 ; Nejjar. 2013 ; Dheerendra et al. 2012 ;). De ce fait l'augmentation de C_u entraîne donc une augmentation de E_s qui conduit à une diminution du facteur de concentration des contraintes n reportant moins de charges sur les

colonnes. Ce qui entraîne une diminution de la longueur critique L_c comme donné par les présents résultats.

4.2.3.3. Valeur optimales de la capacité portante ultime

Les valeurs maximales des rapports de capacité portante $RCP = (q_u/q_0)$ développées par le sol renforcé pour une longueur de colonne égale à la longueur critique ($L = L_c$), sont présentées sur la Figure 4.7, en fonction de C_u , pour différentes valeurs A_s . On peut observer à partir de ces courbes de variation que pour une valeur fixée de A_s , les courbes associées aux rapports de longueur critique (L_c/B) et A_s , présentent le même type de variation que ceux tracés sur la Figure 4.6. Par conséquent, les remarques conclues concernant l'influence de C_u et A_s sur le rapport de longueur critique (L_c/B) restent aussi valables pour le cas du rapport de capacité portante RCP .

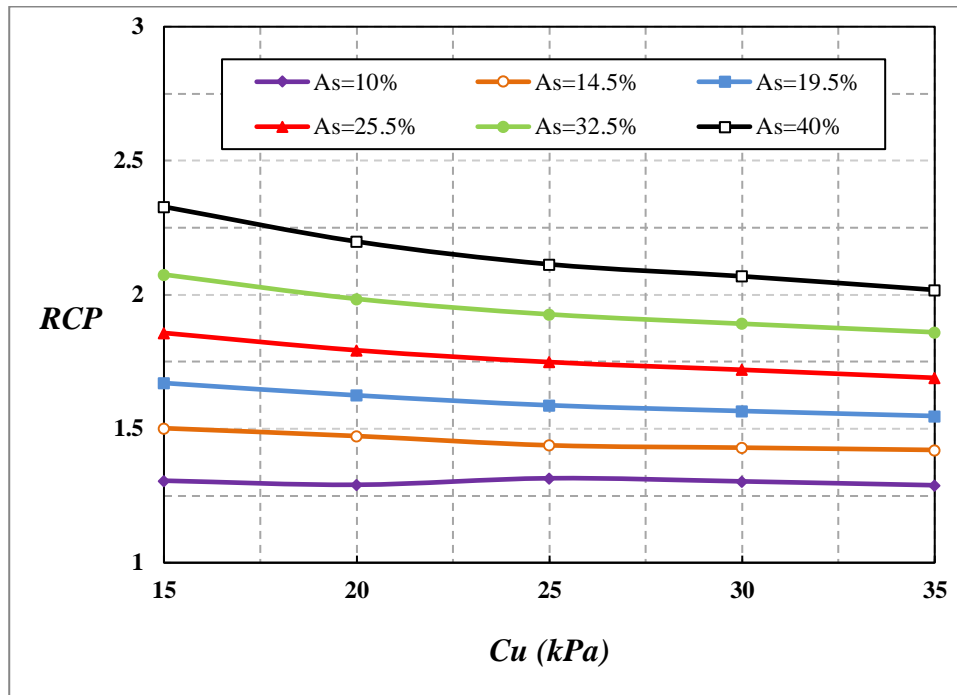


Figure 4.7: Variation du rapport de capacités portantes $RCP = (q_u/q_0)$ en fonction de la cohésion non drainée C_u du sol pour différentes valeurs du taux de remplacement A_s

On peut également remarquer que ces courbes définissent en pratique les limites supérieures et inférieures des rapports de capacité portante RCP assurant un renforcement optimal d'un sol meuble ayant une cohésion non drainée C_u , située dans l'intervalle ($C_u = 15, 20, 25, 30$ et 35 kPa) et renforcé par un groupe de colonnes flottantes caractérisées par un taux de remplacement A_s , pris dans l'intervalle (10%-40%). De la même façon que pour le rapport de longueur critique (L_c/B), ces limites peuvent également être fixées à partir de la Figure 4.7. En effet, la limite inférieure du rapport ($RCP_{inf} = 1,28$) est obtenue pour la plus grande valeur de ($C_u = 35$ kPa) et la plus petite valeur de ($A_s = 10\%$) qui correspondent à un rapport (L_c/B) $_{min} = 1,1$. Alors que; la limite supérieure

($RCP_{sup} = 2,32$) est obtenue pour le cas de la valeur la plus faible de ($C_u = 15$ kPa) et la plus grande valeur de ($A_s = 40$ %) correspondant à $(L_c/B)_{max} = 4,4$. Pour les valeurs intermédiaires de A_s et C_u , les valeurs du rapport de capacité RCP sont toujours comprises dans l'intervalle $1,28 < RCP < 2,32$ défini par les limites inférieure et supérieure, du rapport de longueur critique $1,1 < L_c/B < 4,4$. Les valeurs optimales du RCP sont présentées en Annexe.

4.2.3.4. Comparaison des valeurs optimales de la capacité portante obtenues

Pour plus de fiabilité de validité, les valeurs optimales de la capacité portante obtenue à partir du modèle numérique utilisé dans cette analyse paramétrique ont été confrontées aux résultats présentés de Zhou et al. (2017). Ces auteurs ont évalués la capacité portante ultime d'une semelle filante supportée par un groupe de colonnes flottantes en utilisant l'approche d'homogénéisation. Cette dernière méthode a été proposée et utilisée dans des études antérieures (Etezad et al. 2015; Etezad et al. 2018). Les paramètres équivalents du sol meuble et des colonnes ballastées ont été déterminés comme suit.

La cohésion équivalente du sol homogénéisé est donnée par :

$$C_{eq} = c_c \cdot A_s + (1 - A_s) c_s \quad 4.1$$

où C_s et C_c sont respectivement la cohésion du sol meuble et des colonnes ballastées et A_s est le taux de remplacement des colonnes. L'angle de frottement équivalent s'exprime par :

$$\varphi_{eq} = \tan^{-1} \left[(A_s - 1) \mu_s \tan \varphi_s + A_s \mu_c \cdot \tan \varphi_c \right] \quad 4.2$$

avec φ_s , φ_c sont respectivement l'angle du sol meuble et des colonnes ballastées.

Les coefficients du facteur de concentration des contraintes n , μ_s de la colonne et μ_c du sol meuble sont donnés par la relation

$$\mu_s = \frac{n}{1 + (n - 1) A_s} \quad 4.3$$

$$\mu_c = \frac{1}{1 + (n - 1) A_s} \quad 4.4$$

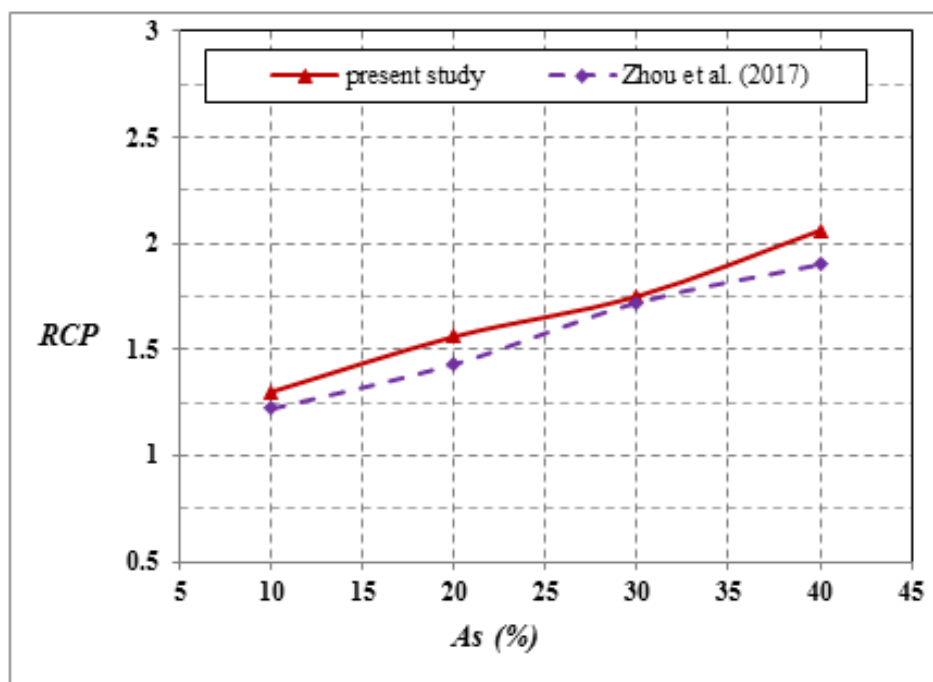


Figure 4.8: Comparaison des valeurs du rapport de capacité portante RCP de la présente étude avec la méthode du Zhou et al.(2017) pour $C_u=30\text{kPa}$

La Figure 4.8 montre la comparaison des résultats de la capacité portante ultime estimée pour différents taux de remplacement ($A_s=10\text{-}40\%$), pour une cohésion non drainée donnée ($C_u=30\text{kPa}$), un rapport de longueur ($L/B = 4$) et un facteur de concentration de contraintes $n = 1,2$, choisi selon des résultats présentés par Zhang et al. (2014). La courbe présentée montre une bonne concordance entre les résultats de la présente étude et ceux obtenus par Zhou et al. (2017). Ce qui confirme la validité des résultats obtenu dans la présente étude.

4.2.4. Influence de la largeur de la semelle sur la longueur critique

Les trois modèles de semelles filantes associées à des largeurs $B = 4,2\text{ m}$, 7 m et $9,8\text{ m}$ (Figure 4.1, 4.2 et 4.3) ont été simulés sur le code FLAC3D pour analyser l'influence de la largeur B sur le rapport de la longueur critique L_c/B . La Figure 4.9 montre la variation du rapport de la capacité portante RCP en fonction du rapport de longueur (L/B), pour une cohésion non drainée ($C_u = 30\text{ kPa}$) en utilisant trois groupes de colonnes avec différents nombre de rangées des colonnes ($n_c = 3, 5$ et 7), comme illustré sur la Figure 4.7. Deux valeurs du taux de remplacement ont été considérées : $A_s = 10\%$, $19,5\%$.

On constate que les courbes de cette figure présentent la même forme de variation, et que le rapport RCP augmente linéairement avec l'accroissement du rapport de longueur (L/B), jusqu'à atteindre la valeur du rapport critique (L_c/B). Au-delà de cette valeur, les courbes gardent une forme

constante. Ces courbes illustrent bien que les rapports de longueur critique (L_c/B) et le rapport de capacité portante RCP ne sont pas affectés par la variation du nombre de rangées de colonnes n_c . Ceci est prévisible, étant donné qu'une augmentation du nombre de colonnes entraîne une augmentation de la largeur de la semelle B comme le montre la relation 3.2, on peut alors dire que le rapport de longueur critique (L_c/B) n'est pas affecté par la variation de la largeur de semelle B . En effet on peut observer sur cette figure, que pour les deux valeurs de A_s considérées, les valeurs correspondantes des rapports (L_c/B) restent pratiquement ($L_c/B = 1,15$ pour $A_s = 10\%$ et ($L_c/B = 1,55$ pour $A_s = 19,5\%$), malgré que le nombre de rangées de colonnes a changé :

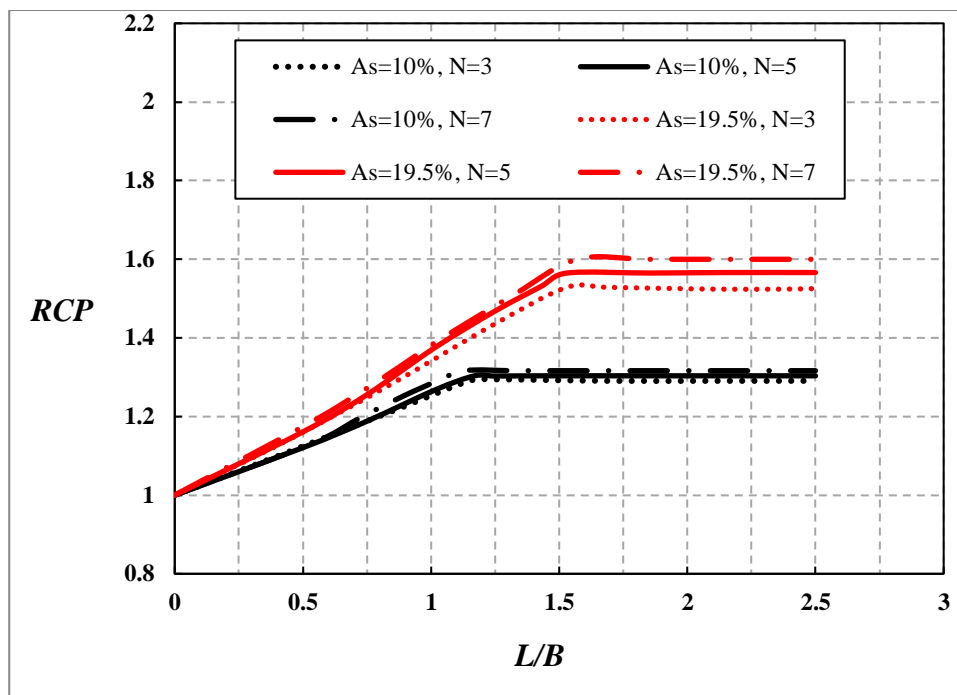


Figure 4.9: Variation du rapport de capacité portante RCP en fonction du rapport de longueur (L/B) pour différents nombre de colonnes et du taux de remplacement A_s

Enfin, on peut conclure à partir de ces résultats que l'augmentation de la longueur critique L_c des colonnes résultant d'une augmentation de la largeur de la semelle, est principalement due au mode de répartition du bulbe de contrainte sous la fondation. En effet on sait que cette distribution dépend de la largeur de la fondation et peut atteindre des grandes profondeurs à mesure que cette largeur augmente (Wood et al. 2000), conduisant à des valeurs plus grandes de L_c .

4.2.5. Forme analytique proposée pour l'estimation de la longueur critique

4.2.5.1. Expression de la forme analytique

Les différentes valeurs de la longueur critique L_c de la colonne, tirées à partir des résultats de la Figure 4.9 ont été reportées sur la Figure 4.10 en fonction de la largeur B de la semelle, pour deux

valeurs du taux de ($A_s = 10\%$ et $19,5\%$). Cette figure montre que dans les deux cas, les courbes représentatives sont des droites, et que la longueur critique de colonne L_c augmente avec l'augmentation de la largeur de la semelle B . Par conséquent; la longueur critique L_c peut être liée à la largeur B avec une bonne précision, par une simple équation linéaire telle que :

$$L_c = k \cdot B \quad 4.5$$

où, le facteur k représente le rapport de longueur critique L_c/B présenté dans la figure 4.4.

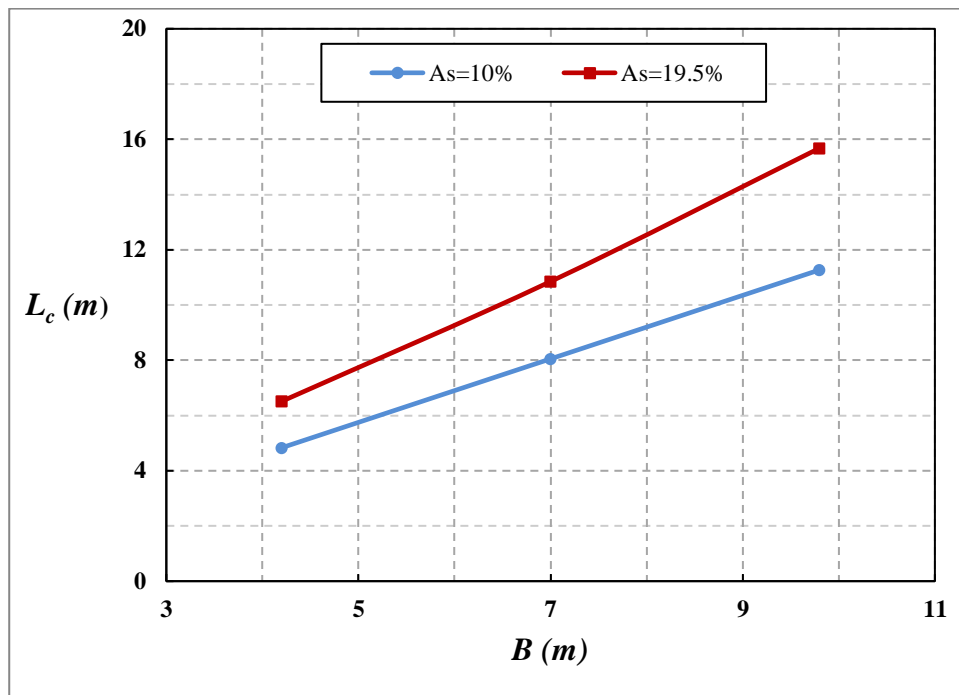


Figure 4.10: Variation de la longueur critique L_c en fonction de la largeur B de la semelle pour des taux de remplacement $A_s = 10\%$ et 19.5%

L'analyse et l'interprétation des résultats obtenus concernant le rapport de longueur critique ($k = L_c/B$) ont montré que ce paramètre ne dépend que du taux de remplacement A_s et de la cohésion non drainée C_u du sol mou. De ce fait l'équation 4.5 peut être réécrite sous une forme plus explicite:

$$L_c = f(A_s, C_u) \cdot B \quad \Rightarrow \quad \frac{L_c}{B} = f(A_s, C_u). \quad 4.6$$

Sur la base d'une série de tests de calcul et de vérification effectués sur les résultats numériques obtenus dans la présente étude, et en utilisant la fonction Microsoft Excel Solver, une forme analytique simple a été construite $f(A_s, C_u)$, exprimant avec une bonne fiabilité la relation entre la longueur critique L_c et la largeur de la semelle B . Elle peut s'écrire comme suit :

$$\frac{L_c}{B} = \alpha \cdot \log_{10} \left(\frac{C_u}{C_0} \right) + \beta \quad \Rightarrow \quad L_c = \left(\alpha \cdot \log_{10} \left(\frac{C_u}{C_0} \right) + \beta \right) \cdot B \quad 4.7$$

Dans cette équation, \log_{10} représente le logarithme décimal, et C_u , C_0 sont respectivement la cohésion non drainée du sol meuble et la valeur de référence de la cohésion non drainée du sol meuble ($C_0 = 15$ kPa). Les termes α et β , appelés facteurs de la longueur critique sont des fonctions linéaires du taux de remplacement A_s et peuvent s'exprimer comme suit :

$$\alpha = (-17A_s + 1,95) \quad 4.8$$

$$\beta = (10,78A_s - 0,14) \quad 4.9$$

Les Figures 4.11 et 4.12, donnent la représentation de ces facteurs en fonction de A_s .

Il convient de noter que l'utilisation de cette forme analytique permet à travers la longueur critique des colonnes, la détermination des conditions optimales donnant un renforcement efficace et une bonne amélioration de la capacité portante de la fondation. L'approche proposée est valable pour les plages de valeurs utilisée dans la pratique : cohésion non drainée comprise entre (15 et 35kPa) avec des taux de remplacement A_s choisi dans l'intervalle (10-40%).

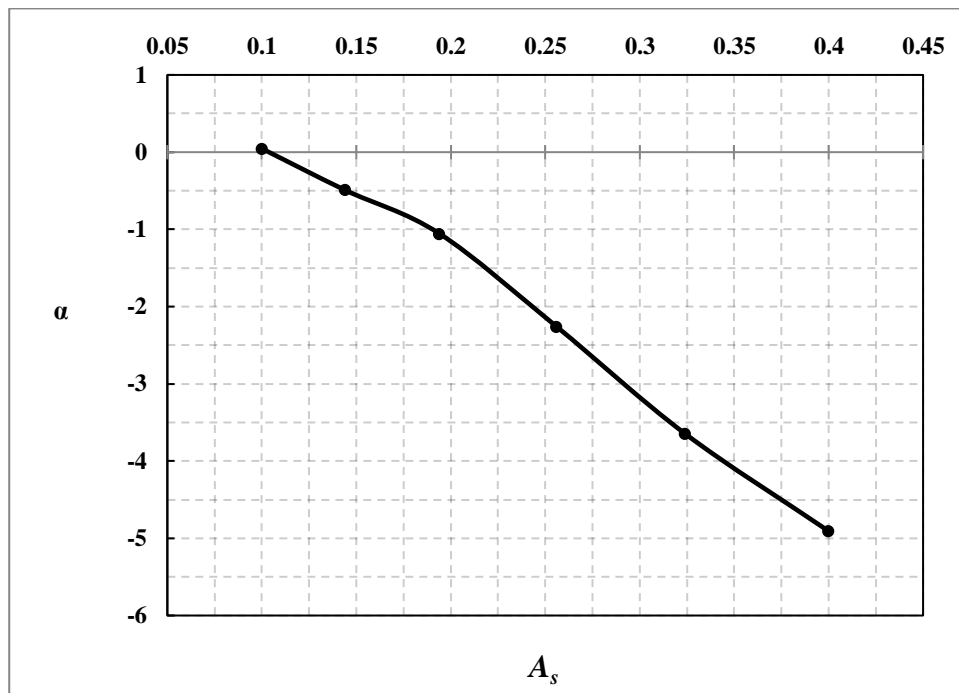


Figure 4.11: Variation du facteur de la longueur critique α en fonction du taux de remplacement A_s .

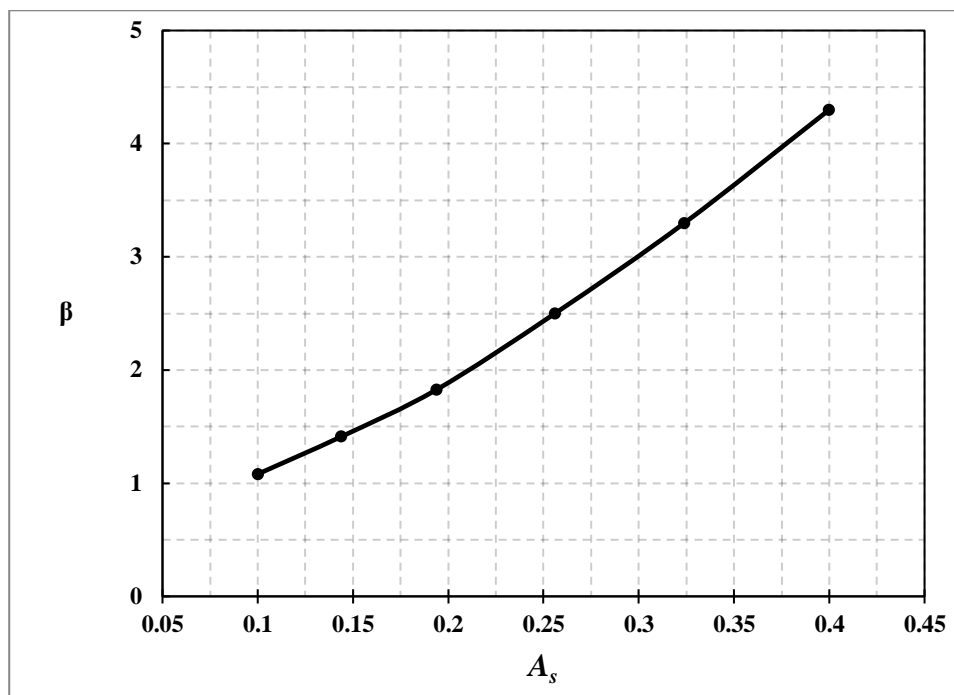


Figure 4.12: Variation du facteur de la longueur critique β en fonction du taux de remplacement A_s .

4.2.5.2. Validation de la forme analytique proposée pour l'expression de la longueur critique

L'expression analytique proposée pour l'estimation de la longueur critique des colonnes ballastées flottantes a été vérifiée et validée avec les résultats des travaux expérimentaux de McKelvey et al. (2004) et l'étude numérique de Zhou et al. (2017). Les résultats de la validation sont présentés dans le tableau 4.2.

Les facteurs de la longueur critique α et β sont déterminés pour chaque cas de validation. Il convient de noter que le rapport de la longueur critique ($L/d = 6$) utilisé par McKelvey et al. (2004) est équivalent au rapport de longueur ($L/B = 1,5$), dans cette étude.

Tableau 4.2. Valeurs des propriétés physiques, mécaniques et géométriques utilisés dans la validation de la nouvelle approche proposée pour l'estimation de la longueur critique

Cas d'étude	C_u (kPa)	A_s (%)	α	β	Etude précédentes L_c/B	Présente étude L_c/B	Différence (%)
Zhou et al 2017	30	10	0,25	0,93	1,1	1,01	8,1
	30	30	3,15	3,09	2,3	2,15	3,15
McKelvey et al. 2004	32	24	2,13	2,44	1,5	1,74	16

On peut observer sur ce tableau que les valeurs prédites en utilisant l'approche proposée sont beaucoup plus proche de la méthode numérique avec une moyenne d'environ (5,5%) que de la méthode expérimentale avec environ une différence de (16%). En pratique cette différence est acceptable et on peut dire que la forme analytique proposée donne des valeurs en bon accord avec ceux obtenues par ces études. Ce qui donne une validité à l'équation proposée pour déterminer analytiquement la longueur critique L_c pour des groupes de colonnes flottantes colonnes.

4.2.6. Forme analytique proposée pour l'estimation de capacité portante ultime

4.2.6.1. Expression de la forme analytique

De même, l'analyse et l'interprétation des résultats numériques obtenus à partir de cette étude paramétrique a permis de proposer proposition d'une équation simple et fiable (nouvelle approche) pour l'estimation de la capacité portante ultime d'un sol meuble cohésif renforcé par un groupe de colonne flottante supportant une semelle filante. L'approche proposée est basée sur le concept de la longueur critique.

En effet les résultats obtenus ont montré que la variation du rapport de capacité portante ($RCP = q_u/q_0$) en fonction du rapport de longueur (L/B) est bi-linéaire, (Figure 4.4). Cette figure montre que la valeur du rapport RCP augmente suivant une droite de pente a , et se stabilise à la valeur du rapport de longueur critique ($L/B=L_c/B$). Au-delà de ce point d'inflexion ($L/B>L_c/B$), sa valeur reste constante malgré l'augmentation du rapport (L/B) comme illustré sur la Figure 4.13.

A partir de ce schéma de variation, on peut considérer que la capacité portante ultime q_u est une superposition de deux termes. Le premier terme représente la capacité portante ultime du sol non renforcé, purement cohésif et homogène exprimé par :

$$q_0 = C_u \cdot N_c^0 \quad 4.10$$

avec

$$N_c^0 = 2 + \pi \quad 4.11$$

qui représente le facteur de portance de terme de cohésion de Terzaghi pour un sol purement cohésif. Le deuxième terme est le plus important, il représente la capacité portante supplémentaire apportée par le renforcement du sol par les colonnes ballastées, et sera détaillé ci-dessous.

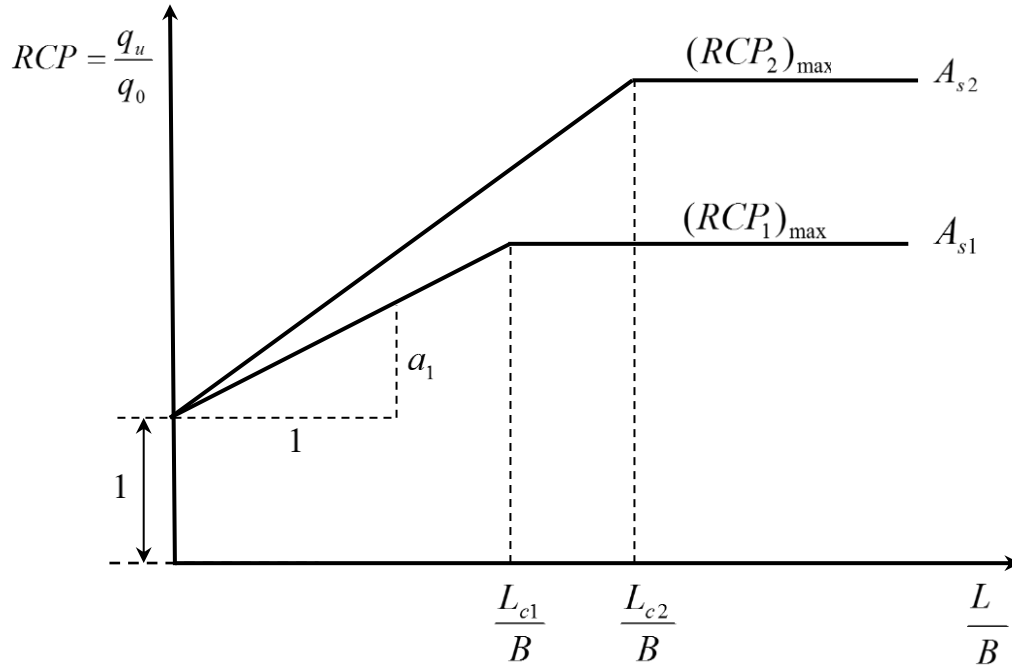


Figure 4.13: Schéma de variation du rapport de capacité portante ($RCP = q_u/q_0$) en fonction du rapport de longueur (L/B)

à partir de la Figure 4.13, pour une valeur donnée de L/B le rapport de la capacité portante (q_u/q_0) peut s'écrire comme suit :

$$\frac{q_u}{q_0} = 1 + a_1 \left(\frac{L}{B} \right) \quad 4.12$$

d'où :

$$q_u = q_0 + q_0 \cdot a_1 \left(\frac{L}{B} \right) \quad 4.13$$

En tenant compte de la relation (4.10), cette dernière relation peut écrire :

$$q_u = C_u \cdot N_c^0 + C_u \cdot N_c^0 \cdot a_1 \left(\frac{L}{B} \right) \quad 4.14$$

Pour formuler l'équation proposée, un coefficient de renforcement appelé δ , a été introduit dans la formulation de la capacité portante, il s'exprime par :

$$\delta = a_1 \cdot C_u \cdot N_c^0 \quad 4.15$$

où a est la tangente des droites représentatives du rapport de la capacité portante (q_u/q_0) en fonction du rapport de longueur (L/B). Ce coefficient est donné sur la Figure 4.14 pour des cohésions non drainées C_u comprises entre 10-35 kPa et un taux de remplacement A_s pris entre 10-40 %, et l'équation 4.14 peut s'écrire alors sous la forme suivante :

$$q_u = C_u \cdot N_c^0 + \delta \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \quad 4.16$$

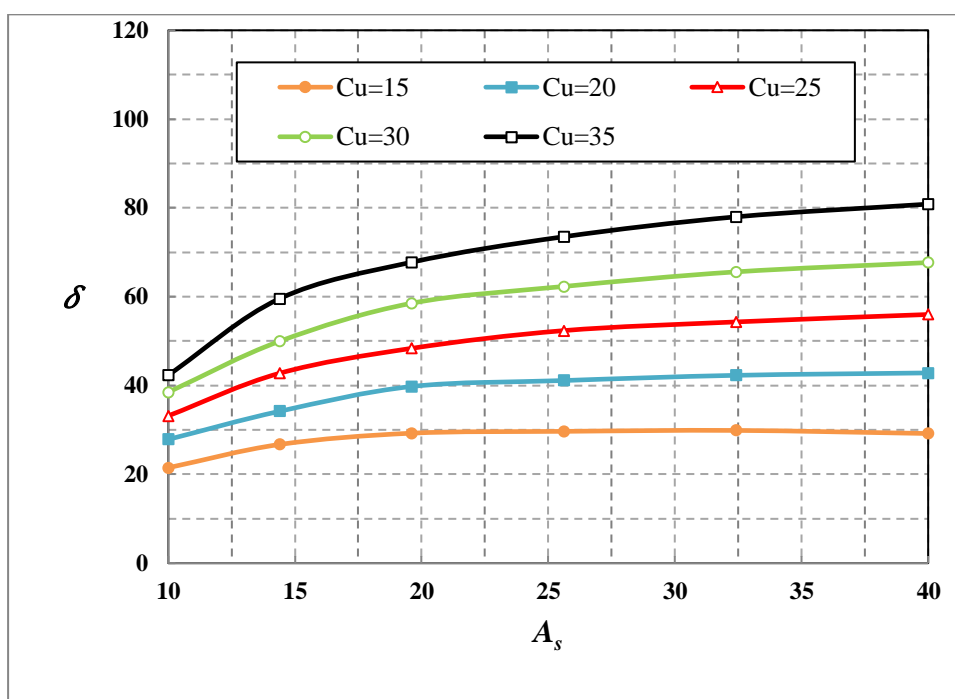


Figure 4.14: Variation du coefficient de renforcement δ en fonction du taux de remplacement A_s pour différentes valeurs de la cohésion non drainée C_u .

En séparant le terme de la capacité portante q_0 du sol homogène non renforcé du terme de la capacité portante additionnel q_r fourni par le renforcement, cette dernière équation, s'écrit :

$$q_u = q_0 + q_r \quad 4.17$$

Avec le terme de renforcement q_r , qui est défini par :

$$q_r = \delta \cdot \left(\frac{L}{B} \right) \quad 4.18$$

et q_0 qui est donné par les relations (4.10) et (4.11)

L'équation finale obtenue par la méthode de superposition peut être formulée comme suit :

$$q_u = \begin{cases} C_u \cdot N_c^0 + \delta \cdot \left(\frac{L}{B}\right) & (L < L_c) \\ C_u \cdot N_c^0 + \delta \cdot \left(\frac{L_c}{B}\right) & (L \geq L_c) \end{cases} \quad 4.19$$

L'expression de cette équation contient les paramètres les plus influents sur le système de renforcement et sur la capacité portante ultime tels que la cohésion non drainé du sol C_u , le taux de remplacement A_s (inclus dans le coefficient de renforcement δ), la longueur de la colonne L et la largeur de la semelle B . L'avantage de la présente méthode est la possibilité d'estimer la capacité portante ultime pour n'importe quelle longueur des colonnes ballastées et pour différentes largeurs de semelle ($B \leq 10$ m).

Dans l'équation proposée (4.19), la longueur L à prendre en compte dans l'estimation de la capacité portante sera la longueur réelle de la colonne, lorsqu'elle est inférieure à la longueur critique L_c . Dans les autres cas ($L \geq L_c$), on utilise la longueur critique L_c au lieu de la longueur L de la colonne. La longueur critique L_c dans cette équation est calculée par l'expression (4.7).

L'équation (4.19) peut être formulée aussi sous une forme plus simple, en se basant sur le même principe de superposition et en utilisant les équations (4.14), on obtient la forme suivante :

$$q_u = C_u \cdot N_c^* \quad 4.20$$

avec N_c^* est donnée par :

$$N_c^* = \begin{cases} N_c^0 \left[1 + a \cdot \left(\frac{L}{B}\right) \right] & (L < L_c) \\ N_c^0 \left[1 + a \cdot \left(\frac{L_c}{B}\right) \right] & (L \geq L_c) \end{cases} \quad 4.21$$

N_c^* qui représente le nouveau coefficient de portance du sol renforcé.

4.2.6.2. Validation de la forme analytique proposée pour le calcul de la capacité portante

Pour donner plus de fiabilité et de validité à l'équation analytique proposée pour l'estimation de la capacité portante, une comparaison a été effectuée avec 2 méthodes : une méthode expérimentale (Fattah et al. 2017) et une méthode numérique basée sur les facteurs de capacité

portante N_c et N_γ en utilisant la méthode de superposition de Terzaghi (Zhou et al, 2017). Le coefficient de renforcement δ a été déterminé pour chaque cas de validation.

Les propriétés physiques et géométriques utilisés sont reportés sur le Tableau 4.3 ainsi que les résultats de comparaison. La différence entre les résultats prédits par l'équation analytique proposée et ceux donnés par les deux autres méthodes sont très proches, la différence entre les valeurs se situe entre 1,2 % et 6,9 %, ce qui représente une bonne concordance des résultats et montre que l'équation proposée est simple et fiable. Sur cette base on peut dire que les valeurs prédites à l'aide de l'approche sont en bon accord avec celles obtenues à partir des études précédentes, confirmant ainsi sa bonne fiabilité.

Tableau 4.3 : Valeurs et propriétés physiques, mécaniques et géométriques utilisés dans la validation de la nouvelle approche proposée pour l'estimation de la capacité portante ultime

Cas d'étude	C_u (kPa)	L/B	L_c/B	A_s (%)	δ	Etudes antérieures q_u (kPa)	Présente étude q_u (kPa)	Différence (%)
Zhou et al 2017	15	4	1,85	20	29,26	140	131	6,4
	20	4	1,66	20	39,77	174	164	5,7
	20	1	1,66	20	39,77	152	142,5	6,9
	30	1	1,51	20	58,52	217	212	2,3
	15	1,5	1,1	10	21,49	102	100	1,96
Fattah et al 2017	20	1,43	1,66	20	39,77	147	160	8,8
	15	1	2,27	25	29,68	108	106,7	1,2

4.3. Analyse du comportement d'une fondation carrée sur groupe de colonnes ballastées confinées par des géogrilles

Le modèle physique de la fondation considéré dans cette analyse paramétrique est présenté sur la Figure 3.2. Il consiste en une fondation large de forme carrée de géométrie large $B= 26,6$ m cette fondation est supportée par un groupe de colonnes ballastées flottante constitué de $19 \times 19 = 361$ colonnes soumises à une charge verticale uniforme.

La Figure 4.15 montre la simulation numérique sur FLAC3D du modèle physique considéré dans l'étude, basée sur le concept de la cellule unitaire présentée sur la Figure 3.11 Le maillage du

modèle numérique obtenu, sa géométrie ainsi que ses conditions aux limites adoptées ont été présentées au paragraphe 3.4.2.

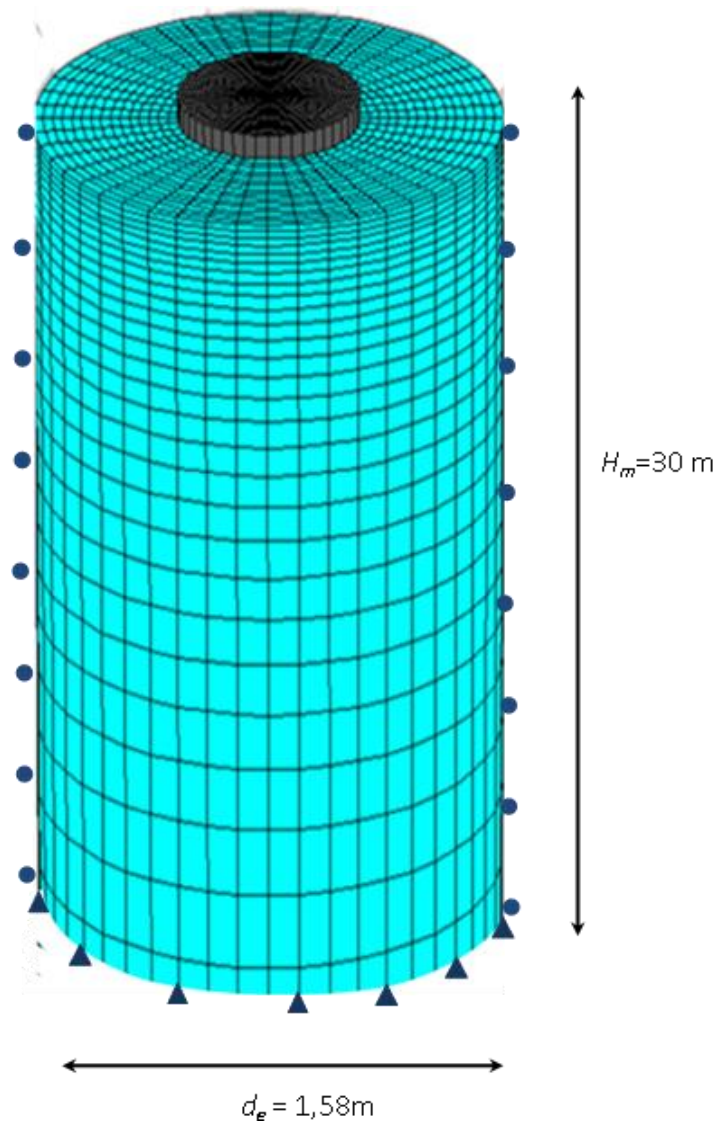


Figure 4.15 : Dimensions et maillage du modèle numérique de la cellule unitaire utilisé

Les limites latérales du modèle numérique de la Figure 4.14, sont fixées par le diamètre équivalent de la cellule unitaire. Cependant, la profondeur du modèle est de 30 m ; obtenus à partir d'une série de tests numériques préliminaires. Le diamètre équivalent d_e de la cellule unitaire est fonction de de l'espacement S et se calcule par la relation (3.20), D'où pour le modèle numérique considéré, on ($d_e = 1,13 \times 1,4 = 1,58\text{m}$).

Le but de cette étude paramétrique est d'analyser l'influence de la rigidité et de la longueur du confinement des colonnes dans des géogrilles sur l'amélioration du comportement de la capacité portante ultime de la fondation carrée considérée.

4.3.1. Méthodologie de distribution de charges colonne-sol associé dans une cellule unitaire

Dans la modélisation numérique basée sur le concept de la cellule unitaire, le chargement revenant à la cellule unitaire (la colonne plus le sol associé) est appliqué sur la colonne individuelle (Figure 4.16), et non pas sur toute la surface de la cellule (Murugesan et al. 2006). La capacité portante de la cellule est déterminée à l'aide du facteur de concentration des contraintes n qui répartie la distribution des contraintes entre la colonne et le sol associé, (Figure 4.16).

Les charges apportées par la fondation se répartissent entre la colonne individuelle et le sol. Sous l'action de ces charges, la capacité portante de la cellule unitaire peut s'exprimer par :

$$q_u = \frac{N_{col} + N_{sol}}{A_t}. \quad 4.22$$

Dans cette relation:

$$N_{col} = \sigma_c \cdot A_{col} \quad 4.23$$

Représente les charges verticales appliquées sur la colonne et

$$N_{sol} = \sigma_s \cdot A_{sol} = \frac{\sigma_c}{n} \cdot A_{sol} \quad 4.24$$

Sont celles appliquées sur le sol associé.

Dans ces dernières relations, n est le facteur de distribution de contraintes, σ_c et σ_s sont les contraintes sur la surface de la colonne et du sol associé. A_{col} , A_{sol} et A_t sont respectivement la surface de la colonne, du sol associé et la surface total de la cellule unitaire. on a :

$$A_{sol} = A_t - A_{col} \quad 4.25$$

En tenant compte des relations (4.23) et (4.24) et (4.25), l'expression (4.22) de la capacité portante de la cellule devient :

$$q_u = \frac{\sigma_c \cdot A_{col} + \frac{\sigma_c}{n} \cdot (A_t - A_{col})}{A_t}. \quad 4.26$$

En introduisant le taux de remplacement de surface A_s donné par :

$$A_s = \frac{A_{col}}{A_t} \quad 4.27$$

L'expression de la capacité portante de la cellule s'exprime simplement par :

$$q_u = \sigma_c \cdot A_s + \frac{\sigma_c}{n} \cdot (1 - A_s) \quad 4.28$$

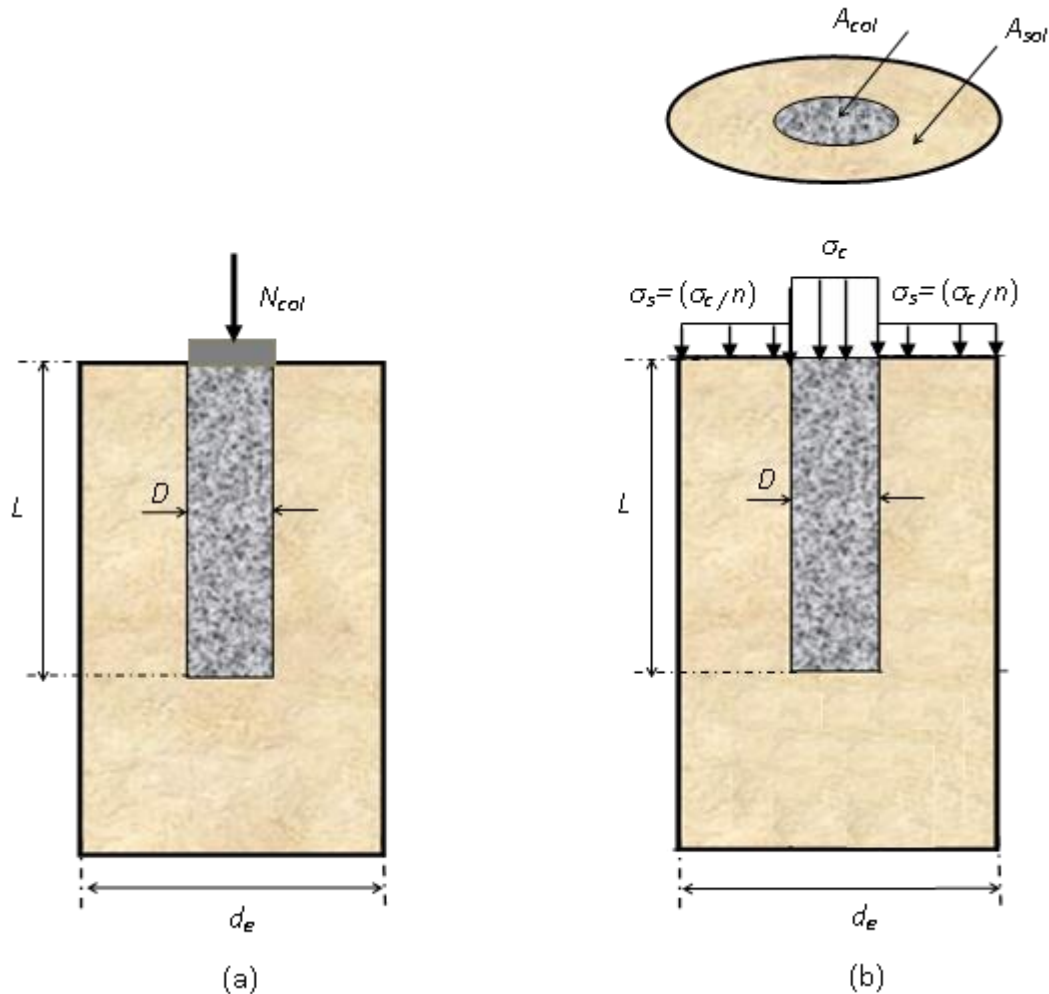


Figure 4.16: Schémas de distribution des contraintes sur la section de la cellule unitaire.

4.3.2. Paramètres et propriétés des matériaux

Les paramètres physique et géométrique utilisés dans cette analyse paramétrique sont donnés sur la Figure 3.2 du Chapitre 3. Pour plus de commodité de la présentation, les paramètres d'étude ainsi que les résultats numériques obtenus sont présentés sous forme adimensionnelles, utilisant les notations suivantes:

- (L/D) : rapport de la longueur L de la colonne à son diamètre D
- (L_{conf}/L) : taux de confinement défini par le rapport de la longueur du confinement L_{conf} à la longueur L de la colonne
- $RCPC = (q_c/q_{nc})$: rapport de capacité portante pour le cas des colonnes confinées q_c , normalisée par rapport à la capacité portante q_{nc} des colonnes ordinaires.

Les valeurs des paramètres géométriques, physiques et mécaniques du modèle de la cellule unitaire utilisé dans cette analyse sont données dans le tableau 4.4. Ces paramètres ont été sélectionnés dans l'intervalle des valeurs usuelles adoptés par différents études.

Tableau 4.4: Valeurs et propriétés mécaniques, physiques et géométrique du model utilisées pour la cellule unitaire.

Paramètre des matériaux	Valeurs
Poids volumique du sol (KN/m ³)	14
Poids volumique de la colonne (KN/m ³)	19
Module d'élasticité du sol (kN/m ²)	3000-4000
Module d'élasticité de la colonne ballastée (kN/m ²)	45000
Coefficient de poisson du sol	0.495
Coefficient de poisson de la colonne ballastée	0,3
Cohésion non drainé du sol (KN/m ³)	15, 20
Angle de frottement de la colonne ballastée (°)	38°
Angle de dilatance de la colonne ballastée (°)	8
Coté de fondation carrée (m)	26,6

Les colonnes supportant la fondation sont supposées confinées dans des géogrilles et sont caractérisées par leur diamètre D , leur longueur L . Dans cette étude l'espacement des colonnes est constant $S= 1,4m$. Le géogrille de confinement est caractérisé par son épaisseur $t =5mm$, et son module de Young E . La rigidité du confinement, $(J = t.E)$ est prise dans l'intervalle 1000 à 4000 kN/m qui sont des valeurs pratiques adoptées dans d'autre étude (Ghazavi et al 2013). De plus dans toute l'analyse, les capacités portantes sont calculées pour un tassement maximal $s = 15$ cm.

4.3.3. . Influence de la rigidité du confinement sur la capacité portante

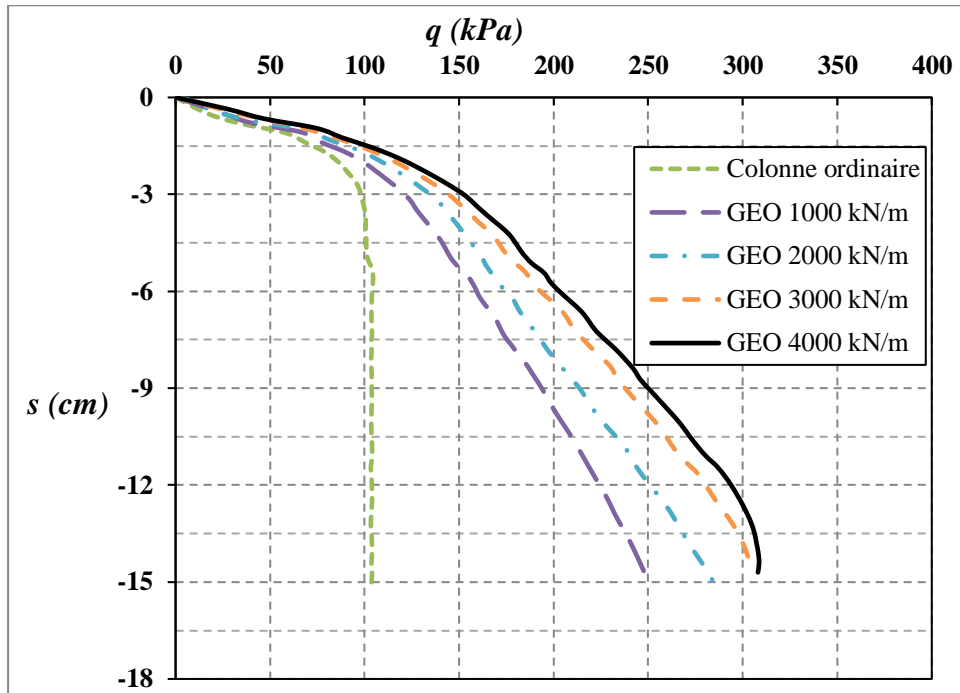
Pour étudier l'influence de la rigidité du confinement sur la capacité portante de la fondation carrée, on a considéré différentes rigidités de traction J du geogrid, variant entre 1000 et 4000kN/m. L'étude a été effectuée sur des colonnes ballastées totalement confinées dans des géogrilles, ayant un diamètre $D=0.7\text{m}$ et une longueur $L = 10\text{m}$, pour un taux A_s de 20%.

La Figure 4.17 montre les courbes de comportement charge-déplacement de la capacité portante q en fonction du tassement s pour des colonnes confinées ($q = q_c$) et non confinées ou ordinaires ($q = q_{nc}$). Les résultats sont donnés pour deux types sols mous ayant des cohésions non drainées $C_u = 15\text{kPa}$ (Figure 4.17-a) et $C_u = 20\text{kPa}$ (Figure 4.17-b).

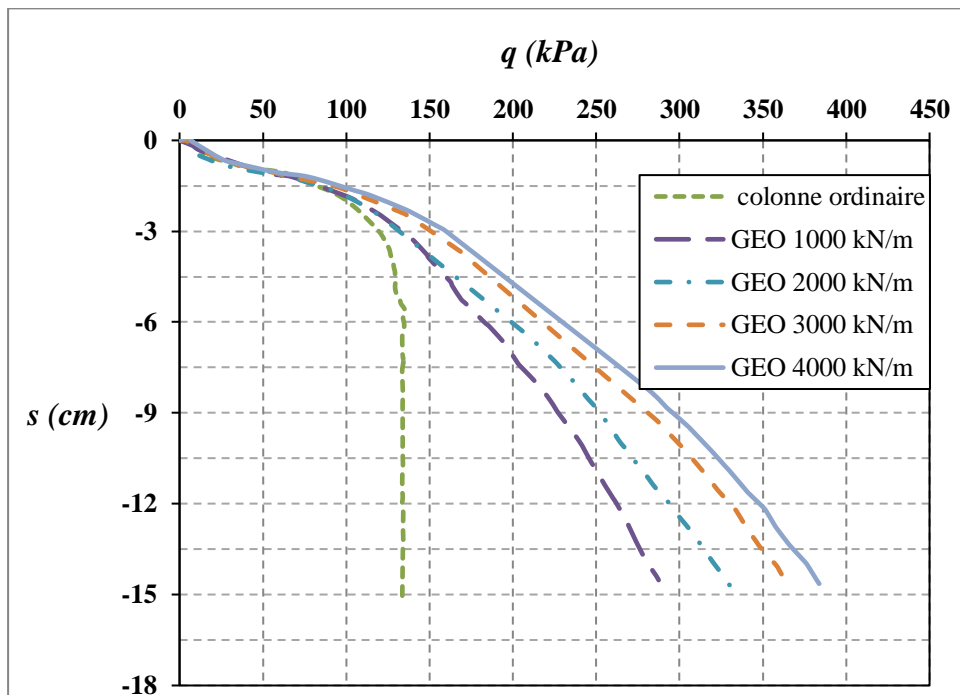
La Figure 4.17-a montre que pour $C_u = 15\text{kPa}$, la capacité portante q_{nc} pour les colonnes non confinées est environ égale à 105kPa, tandis que la capacité portante q_c pour les colonnes confinées passe (250 à 320 kPa) pour J variant entre 1000 à 4000 kN/m. Ce qui donne un taux d'augmentation de q_c par rapport à q_{nc} qui varie de 238% à 304% lorsque la rigidité passe de la plus petite valeur à sa plus grande valeur. Ce qui illustre l'effet très significatif du confinement sur l'amélioration de la capacité portante dans des sols renforcés par des colonnes ballastées confinées, qui est d'autant plus important que la rigidité est élevée.

La même tendance des courbes est également observée pour le sol plus cohésif $C_u = 20\text{kPa}$ (Figure 4.17-b), dans ce cas la valeur de q_{nc} est environ égale à 135kPa et les valeurs de q_c varient entre (280 à 380 kPa), donnant un taux d'augmentation de la capacité portante des colonnes confinées variant entre 207% et 281%. Ce qui représente une réduction relative du taux d'amélioration par rapport au sol mou moins cohésif ($C_u = 15\text{kPa}$). Ceci traduit le fait que le confinement géogrid est beaucoup plus efficace dans les sols offrant moins de résistance latérale. Cependant le confinement par geogrid offre toujours une grande amélioration de la capacité portante qui devient plus significative pour les grandes valeurs de la rigidité.

De plus on peut souligner que lorsque la cohésion non drainée du sol passe de 15kPa à 20 kPa, la contribution de la résistance du sol mou à l'amélioration de la capacité portante q_{nc} pour les colonnes ordinaires est d'environ 28%, et reste relativement faible comparée à l'apport du confinement par géogrilles.



(a)



(b)

Figure 4.17: Comportement charge-déplacement d'un sol renforcé par des colonnes ordinaires confinées dans des geogrille pour différente valeur de la rigidité de traction du géogrille J 1000-4000 kPa ;
a) : $C_u = 15$ kPa et b) : $C_u = 20$ kPa

4.3.4. Influence de la longueur des colonnes confinées sur la capacité portante

La Figure 4.18 donne la variation du rapport de capacité portante $RCPC = (q_c/q_{nc})$ en fonction du rapport de longueur (L/D), pour une fondation carrée de géométrie large supportée par un groupe

de colonnes ballastées de diamètre $D=0.5\text{m}$ et de longueur L variant entre 5 et 10m. Les colonnes sont totalement confinées dans des géogrilles, de rigidité $J=3000\text{ kN/m}$. L'étude est menée sur deux types de sols mous ayant des cohésions non drainées $C_u= 10$ et 15 kPa , en prenant un taux de remplacement A_s égal à 10%.

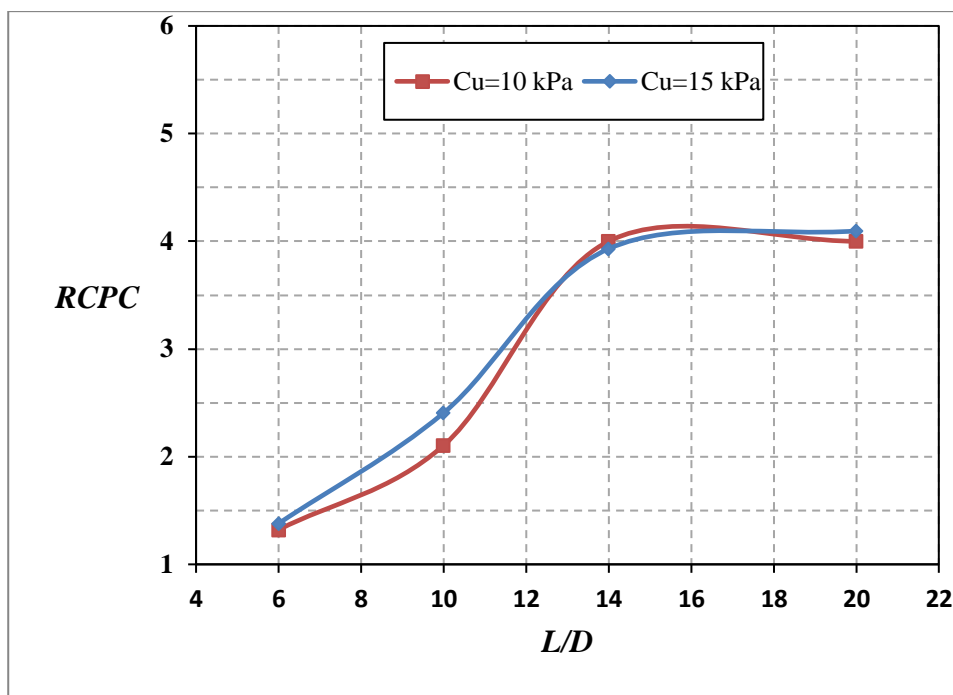


Figure 4.18 : Variation du rapport de capacité portante $RCPC$ en fonction du rapport de longueur L/D pour $C_u=10$ et 15kPa , $J=3000\text{kN/m}$

Cette figure, montre que le rapport $RCPC$ augmente de façon importante avec l'augmentation du rapport (L/D) jusqu'à la valeur particulière ($L/D = 14$), où il atteint sa valeur maximale ($RCPC_{max}$). On peut observer qu'au-delà de cette valeur du rapport (L/D) aucune augmentation significative du rapport de la capacité portante n'est observée. Par conséquent, ce résultat montre que le confinement géogrille n'apporte aucune amélioration à la capacité portante à partir d'une longueur caractéristique ou longueur critique des colonnes $L_c=14D$. On peut aussi observer sur la même figure l'effet insignifiant de la cohésion non drainée du sol sur les colonnes confinées.

En effet on peut remarquer sur cette figure que les courbes correspondantes au sol mou moins résistant ($C_u= 10\text{ kPa}$) et le sol plus résistant ($C_u= 15\text{ kPa}$), restent assez proches sur tout l'intervalle de variation rapport (L/D). Ce qui montre que l'amélioration du rapport $RCPC$ apportée par la résistance des sols mou est pratiquement négligeable comparée à l'amélioration fournie par le confinement des colonnes par Géogrille. A titre d'exemple le taux d'amélioration correspondant à ($C_u= 10\text{ kPa}$) est atteint à $(RCPC_{max})_1 = 4$. Ce taux est légèrement plus faible pour le sol mou plus

résistant ($C_u = 15$ kPa), avec une valeur maximal de l'ordre de $(RCPC_{max})_2 = 3,8$. Cependant, on peut observer que les deux courbes atteignent leur maximum pour une valeur qui représente la longueur critique des colonnes $L_c = 14D$. Ce qui confirme encore l'importance de la longueur critique sur le comportement de la capacité portante des colonnes ballastés comme indiqué par certains auteurs (Murugesan et al 2009 ; Ali et al. 2010).

De même on peut souligner que le rapport de capacité portante $RCPC$ atteint ses grandes valeurs pour des valeurs élevée du rapport (L/D) . On peut donc conclure que pour une longueur L fixée, les meilleurs taux d'amélioration de la capacité portante sont atteints pour des petits diamètres de colonnes. Inversement l'amélioration optimale de la capacité portante est atteinte dans des colonnes relativement longues pour un diamètre D fixé. Ces observations sont en concordance avec les résultats présentés par un d'autre auteurs (Ghazavi et al. 2013 ; Ramadan et al. 2018).

4.3.5. Influence de la longueur de confinement sur la capacité portante

La Figure 4.19 donne la variation du rapport du rapport de capacité portante $RCPC = (q_c/q_{nc})$ en fonction du taux de confinement (L_{conf}/L) , pour une fondation carrée de géométrie large supportée par un groupe de colonnes ballastées partiellement ou totalement confinées dans des géogrilles, de rigidité $J=3000$ kN/m, L'étude a été effectuée sur des colonnes de longueur $L= 7$ m et de diamètre $D= 0,5$ m renforçant deux types de sols mous ayant des cohésions non drainées respectives de $C_u=10$ kPa et $C_u=20$ kPa . Le taux de remplacement A_s adopté a été pris égal à 10%

Dans cette analyse, la colonne ballastée de la cellule unitaire a été enrobé dans un Geogrille qui possède une rigidité de 3000 kN/m. La longueur L_{conf} du confinement a été varié de $L_{conf} = 2D$ jusqu'à $14D$ pour une cohésion non drainé $C_u=10$ et 15 kPa comme monté dans la Figure 4.18.

Cette figure montre clairement que pour les deux cas de cohésions, le rapport de capacité portante $RCPC$ augmente linéairement avec l'augmentation du taux de confinement exprimé par (L_{conf}/L) jusqu'à un point donné qui correspond à $0,43L$, au-delà de ce point aucune amélioration de la capacité portante n'est observée. On peut donc conclure qu'un confinement total n'est pas nécessaire et qu'un confinement de 42% de la longueur de la colonne est suffisant. Pour des raisons pratiques un taux de 50% peut être adopté. La même observation a été soulignée par (Gniel et al 2009; Ali et al. 2010).

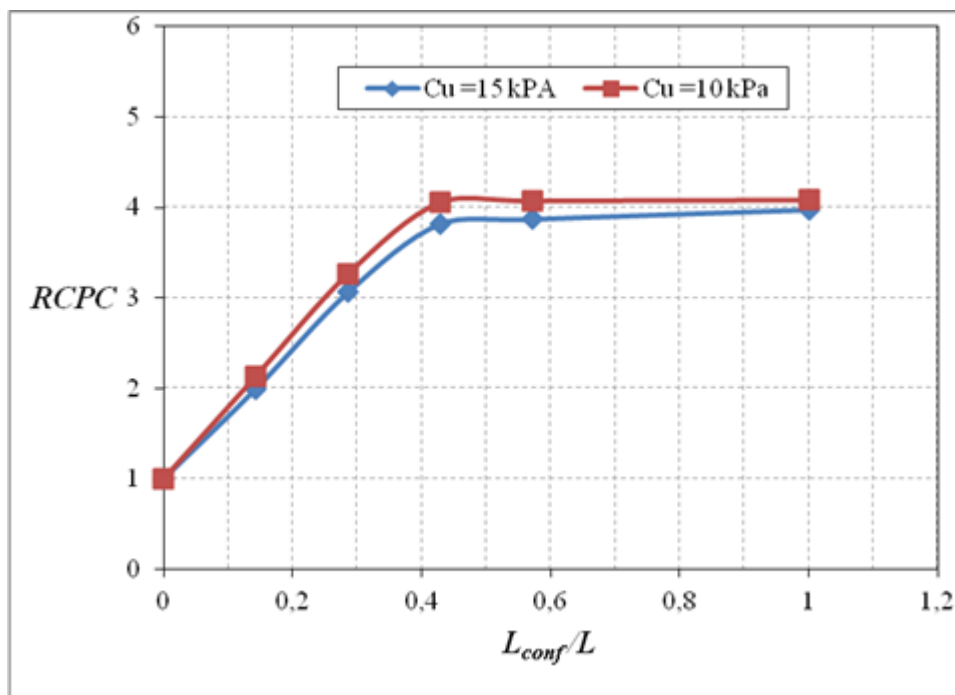


Figure 4.19 : Variation du rapport de capacité portante $RCPC$ en fonction du taux de confinement L_{conf}/L pour $C_u=10$ et 15 kPa, $J=3000$ kN/m

4.4. Conclusion

Dans le présent chapitre, une large série d'études paramétriques a été effectuée sur des modèles numériques simulés sur le code de calcul FLAC3D, pour analyser le comportement de deux types de fondation : une semelle filante et une fondation carrée supportées par des groupes de colonnes ballastées flottantes, afin d'établir les conditions d'un renforcement performant donnant une amélioration optimale à la capacité portante de ces fondations. L'étude a été menée sous forme adimensionnelle.

La première partie de l'étude a été effectuée sur des modèles numériques réels de semelles filantes ayant différentes largeurs B , supportées par des groupes de colonnes ballastées flottantes, de longueurs L variables caractérisés par des taux de remplacement A_s variant entre 10% et 40%, et ce en considérant plusieurs types de sols mous de cohésions non drainée C_u variant entre 15 et 35 kPa. L'analyse des résultats obtenus a montré que pour chaque cas d'étude, la capacité portante ultime des semelles considérées augmente avec l'augmentation du rapport de longueur (L/B), et atteint sa valeur maximale à la longueur critique des colonnes $L = L_c$, au-delà de laquelle la variation de la capacité portante ultime devient insignifiante. Cette longueur critique contrôle directement le comportement de la capacité portante, ainsi que les conditions de performances du renforcement. Elle est dépendante des paramètres essentiels du problème : largeur

de la semelle, longueur des colonnes, taux de remplacement et cohésions non drainée du sol mou. Les résultats obtenus ont indiqué que la longueur critique augmente avec l'augmentation du taux de remplacement, d'autant plus que la cohésion non drainée est faible.

Pour les paramètres considérés dans cette étude, la longueur critique a atteint sa valeur maximale $(L_c/B)_{sup}=4,4$ pour les sols les moins cohésifs ($C_u=15$ kPa) avec le taux de remplacement le plus élevé ($A_s=40\%$). Inversement, sa valeur minimale $(L_c/B)_{inf}=1,1$ a été atteinte pour les sols les plus cohésifs ($C_u=35$ kPa), et la plus petite valeur du taux de remplacement ($A_s=10\%$). Pour les autres valeurs des paramètres C_u et A_s , les valeurs des longueurs critiques restent incluses dans l'intervalle $1,1 < (L_c/B) < 4,4$, définissant les conditions optimales d'amélioration de la capacité portante, sur la base des valeurs extrêmes de ces longueurs critiques. Les rapports de capacités portantes RCP (capacité portante sol renforcée/capacité portante sol non renforcé), correspondantes aux valeurs extrêmes des longueurs critiques ont été évaluées, et ont donné une valeur minimale du $RCP_{inf}=1,28$ et une valeur maximale $RCP_{sup}=2,32$, qui définissent les limites de l'intervalle dans lequel se trouvent les valeurs optimales des capacités portantes correspondantes aux autres paramètres d'étude: $1,28 < RCP < 2,32$.

L'analyse et l'interprétation des résultats obtenus, a permis également d'établir et de proposer deux formes analytiques simples et pratiques l'une pour l'estimation de la longueur critique L_c et l'autre pour la prédiction de la capacité portante ultime des semelles filantes. Les valeurs prédites par ces deux équations ont été confrontées aux résultats numériques et expérimentaux présentés dans la littérature. Les comparaisons effectuées ont confirmé leur validité et leur fiabilité.

La deuxième partie de l'étude paramétrique a concerné une fondation carrée de large géométrie ayant un côté $B=26,6$ m, supportée par un groupe de colonnes ballastées flottantes ordinaires et confinées dans des géogrilles, en utilisant un modèle numérique basé sur le concept de la cellule unitaire. L'étude a été menée en considérant des géogrilles ayant des rigidités à la traction J variant de 1000 à 4000 kN/m.

L'analyse de l'effet de la rigidité du géogrille a été effectuée sur la courbe charge-tassement pour des rigidités variables entre 1000 kN/m et 4000 kN/m. Les résultats obtenus ont mis en évidence l'influence importante de la rigidité sur l'amélioration de la capacité portante de la fondation et a montré que cet effet est d'autant plus important que la rigidité augmente. Les résultats ont aussi montré que le confinement est plus efficace pour des colonnes installées dans des sols moins cohésifs offrant de faibles résistances latérales.

L'analyse de l'influence du rapport de longueur (L/D) sur l'amélioration de la capacité portante de la fondation a montré qu'elle atteint à sa valeur maximale à la longueur critique des colonnes $L_c=14D$, au-delà de laquelle aucune amélioration due au confinement n'est observée, indiquant que le confinement n'est efficace que pour des longueurs de colonnes $L < L_c$. L'étude a aussi montré que pour une même longueur de colonne, le confinement est plus efficace pour des colonnes ayant des petits diamètres que pour des colonnes de plus grand diamètres.

L'étude a traité aussi le cas du confinement partiel des colonnes, en considérant la variation du rapport de capacité portante des colonnes confinées $RCPC$ en fonction du taux de confinement (L_{conf}/L). L'analyse a montré que ce rapport augmente linéairement avec l'augmentation du taux de confinement jusqu'à une certaine longueur de confinement $L_{conf} = 0,43L$, au-delà de laquelle l'amélioration de la capacité portante devient insignifiante. Ce résultat a mis en évidence qu'un confinement total n'est pas toujours nécessaire et qu'il peut se réaliser uniquement sur la partie supérieure des colonnes (42%). Pour des raisons pratiques un taux de 50% peut être adopté.

Conclusion générale

La technique de renforcement des sols mous par des colonnes ballastées est une méthode pratiquée à travers le monde, reconnue pour sa facilité de mise en place et son efficacité à augmenter la capacité portante des fondations, à empêcher des tassements excessifs et à accélérer le temps de consolidation. Dans cette technique les colonnes ballastées tirent leur capacité de charge de la résistance latérale fournie par le sol mou adjacent.

Dans des sols extrêmement mous, les résistances latérales développées sont insuffisantes à assurer la bonne performance des colonnes ballastées vis à vis des charges transféré par les fondations. L'une des solutions efficace est le confinement des colonnes dans des géosynthétiques. Cette technique a été développée récemment, et été appliquée avec succès dans divers projets de génie civil. Le confinement par géosynthétique fourni des résistances latérales beaucoup plus grandes que celles du sol environnant, ce qui se traduit par des rigidité de colonnes plus importantes donnant à la fondation des capacité à supporter des charges plus importantes, avec une réduction considérable des tassements. Parmi les géosynthétique utilisés dans ce domaine, la présente étude a adopté les géogrilles pour leur excellente résistance à la traction et leur grande rigidité.

L'étude bibliographique effectuée sur ce thème de recherche a montré que la plupart des modèles analytiques ou semi-empiriques présentées dans la littérature utilisées pour la prédiction de la capacité portante des fondations placées à la surface des sols mous renforcés par des groupes de colonnes ballastées, se rapportent à des colonnes portantes à la pointe et ne s'appliquent pas en principe aux colonnes ballastées flottantes. De plus, la majorité des solutions existantes concernent des fondations supportées par des groupes de colonnes distribuées suivant des configurations infinies, qui sont modélisés souvent selon le concept de la cellule unitaire. En pratique ce modèle n'est pas applicable pour des fondations supportées par de petits groupes, à cause de l'effet de groupe qui devient très sensible dans ce cas.

Les études menées dans cette recherche ont visé à apporter une contribution à l'amélioration des connaissances dans ce domaine de renforcement, et à proposer de nouvelles méthodes analytiques et graphiques (courbe de dimensionnement), basées sur le concept de la longueur critique des colonnes pour prédire les améliorations optimales de la capacité portante de deux types de fondation : une semelle filante et une fondation carrée de géométrie large. Cela en tenant compte des paramètres essentiels du système sol-colonnes-fondation. Pour réaliser cet objectif, une analyse

numérique a été effectuée sur ces deux types de fondations en utilisant des modèles tridimensionnels basés sur la méthode des différences finies simulée sur le code de calcul FLAC3D. L'étude a traité le cas des fondations supportées par des petits groupes et des grands groupes de colonnes ballastées flottantes.

En premier temps des modèles numériques tridimensionnelles ont été simulé pour étudier des semelles filantes supportées par des groupes de colonnes ordinaires composées transversalement d'un certain nombre de rangée infinies de colonnes, qui sont rapportées pour des raisons de symétrie à un petit groupe de colonnes. Le deuxième modèle numérique a traité le cas d'une fondation de géométrie large carrée supportées par un grand groupe de colonnes ballastées ordinaires et confinées dans des géogrilles, en utilisant le concept de la cellule unitaire qui est mieux adapté à l'étude de ce type de problème. L'utilisation du modèle réel pour ce cas est assez difficile à cause de la complexité de la configuration géométrique du modèle qui demande des temps d'exécution extrêmement long. La validité des modèles numériques utilisés a été vérifiée et validée.

Une large série d'études paramétriques été menées sur différents modèles numériques tridimensionnels de semelles filantes. L'étude considère différents types de sols mous pour valeurs des de la cohésion C_u non drainée variables entre 15 kPa et 35 kPa. Les colonnes ballastées considérées sont ordinaires ayant des longueurs L variable, caractérisées par des taux de remplacement A_s pris entre (10% et 40%). L'étude a été menée par largeurs B variables de la semelle filante.

L'analyse des résultats obtenus a montré que pour chaque cas d'étude, la capacité portante de la semelle augmente linéairement avec l'accroissement du rapport de longueur (L/B), et atteint sa valeur maximale au sein du sol renforcé pour une valeur caractéristique $L = L_c$, appelée longueur critique des colonnes. Cette analyse a aussi mis en évidence que le comportement de la capacité portante de la fondation, et les performances des colonnes ballastées sont contrôlés par cette longueur critique, dépendante des paramètres essentiels du système sol-colonnes-fondation : largeur de la semelle, longueur des colonnes, taux de remplacement, et cohésions non drainée du sol mou.

Les résultats ont également indiqué que la longueur critique est plus affectée par le taux de remplacement A_s que par la cohésion non drainée C_u du sol mou, et qu'elle augmente avec l'augmentation de A_s , d'autant plus que la cohésion non drainée C_u est faible. Pour les cas d'étude traité, la longueur critique a atteint sa valeur maximale $(Lc/B)_{sup} = 4,4$ dans les sols les moins cohésifs ($C_u = 15$ kPa) pour le taux de remplacement le plus élevé ($A_s = 40\%$). Inversement, la valeur minimale $(Lc/B)_{inf} = 1,1$, a été atteinte pour les sols les plus cohésifs ($C_u = 35$ kPa), pour la plus

petite valeur du taux de remplacement ($A_s=10\%$). Pour les autres valeurs adoptées des paramètres C_u et A_s , les valeurs de la longueur critique restent toujours comprises dans l'intervalle $1,1.B < L_c < 4,4.B$, définissant l'intervalle des conditions optimales d'amélioration de la capacité portante. Le calcul des deux rapports de capacités portantes RCP (capacité sol renforcé/capacité sol non renforcé) correspondantes à ces valeurs extrêmes de la longueur critique, a donné $RCP_{sup}=2,32$ et $RCP_{inf}=1,28$. Ces deux valeurs définissent les bornes supérieures et inférieures des valeurs optimales des rapports de capacités portantes RCP correspondants à autres paramètres d'étude, qui reste incluses dans l'intervalle $1,28 < RCP < 2,32$, pour les modèles traités.

L'analyse paramétrique a aussi montré que la longueur critique varie de façon linéaire avec la variation de largeur de la fondation, et que pour des raisons d'efficacité du renforcement la longueur de la colonne doit être supérieur à la largeur de la fondation B . De même les résultats ont mis en évidence que plus la longueur critique est élevée, plus les contraintes sous la fondation sont transférées sur des profondeurs plus grandes.

Les effets de différents paramètres analysés dans cette étude paramétrique ont été inclus dans deux nouvelles méthodes analytiques simples et pratiques qui sont proposées l'une pour la détermination de la longueur critique et l'autre pour la prédiction de la capacité portante ultime pour le cas d'une semelle filante rigide supportée par des petits groupes de colonnes ballastées flottantes soumises à des charges verticales. Chacune des équations proposées a été chacune comparée aux résultats disponibles dans la littérature et a montré une bonne concordance, confirmant sa validité et sa fiabilité.

L'étude a montré aussi que la capacité portante ultime de la semelle est une superposition de deux termes. Le premier terme représente la capacité portante ultime du sol non renforcé. Tandis que le deuxième terme représente la capacité portante apportée par le renforcement du sol. Ce dernier terme a été formulé à travers un coefficient de renforcement δ , qui dépend des paramètres du système sol-colonnes-fondation : longueur de la colonne, la largeur de la semelle, taux de remplacement, cohésions non drainée du sol mou.

La deuxième partie de l'étude paramétrique a concerné l'analyse de l'influence du confinement des colonnes par les géogrille sur l'amélioration de la capacité portante d'une fondation. L'étude a porté sur une fondation carrée de géométrie large ayant un côté $B=26,6$ m, supportée par un groupe constitué d'un grand nombre de colonnes ballastées flottantes ordinaires et confinées. La modélisation numérique de cette fondation a été effectuée en utilisant un modèle numérique basé sur

le concept de la cellule unitaire. L'étude a été menée en considérant différentes rigidités à la traction des géogrilles.

L'analyse de l'influence de la rigidité du géogrille a été effectuée à travers la courbe charge-tassement obtenus pour des rigidités variant entre 1000 kN/m et 4000 kN/m. Les résultats obtenus ont montré que les rigidités ont une grande influence sur l'amélioration de la capacité portante de la fondation, et que cette amélioration devient très significative pour les grandes rigidités. L'analyse des résultats a montré aussi que lorsque la rigidité du confinement augmente, les contraintes latérales transférées au sol environnant diminuent. Ce qui rend la capacité portante des colonnes confinées moins dépendante de la résistance du sol environnant comparées aux colonnes ordinaires, particulièrement pour des valeurs de rigidité élevées.

De même on a observé à partir des résultats obtenus que l'amélioration de la capacité portante de la fondation dépend du rapport de longueur (L/D), et qu'elle atteint à sa valeur maximale à la longueur critique des colonnes $L_c=14D$, au-delà de laquelle le confinement ne donne aucune amélioration de la capacité. Ce qui montre que le confinement n'est efficace que pour des longueurs des colonnes $L < L_c$. L'analyse des résultats a indiqué que pour une même longueur de colonne, l'amélioration de la capacité portante est plus importante pour des colonnes confinées de petits diamètres que pour des colonnes de grands diamètres, en raison de la mobilisation de contraintes de confinement qui deviennent plus élevées dans les colonnes de plus grand diamètre.

L'étude a aussi considérée le cas des colonnes partiellement confinées, à travers l'analyse de la variation du rapport de capacité portante $RCPC$ (capacité portante colonnes confinées/capacité portante colonnes ordinaires), en fonction du taux de confinement (L_{conf}/L). Les résultats obtenus ont montré que le rapport $RCPC$ augmente linéairement avec l'augmentation du taux de confinement jusqu'à une certaine valeur longueur de confinement $L_{conf} = 0,43L$, au-delà de laquelle aucune amélioration de la capacité portante n'est apporté par le confinement. Ce résultat a mis en évidence qu'un confinement total n'est pas toujours nécessaire et que le confinement de la partie supérieure de la colonne ballastée (42%) peut être suffisant. Pour des raisons pratiques un taux de 50% peut être adopté.

Recommandation pour futures activité de recherche

La présente recherche avait pour objectif de contribuer à une meilleure compréhension dans le domaine de comportement des fondations supportées par des colonnes ballastées flottantes ordinaires et confinées par des géogrilles. Cependant, il existe encore des thèmes de recherche sur le

renforcement des sols mous par colonnes ballastées pour lesquels des recherches plus approfondies peuvent être effectuées.

- L'étude des performances des colonnes ballastées flottantes dans différentes situations telles que les sols multicouches, les sols sur-consolidés et les charges dépendantes du temps. L'étude peut être réalisée soit expérimentalement soit numériquement.
- Etablir des méthodes analytiques fiables pour prédire le degré de consolidation dans un sol renforcé par colonnes ballastées, tenant compte du taux de dissipation de la pression interstitielle dans les couches renforcées et non renforcées du sol.

Bibliographie

1. Aboshi, H., & Suematsu, N. (1985). Sand compaction pile method: state-of-the-art paper. Proc. 3rd Int. Sem. Soil Improvement Methods, Singapore, 1–12.
2. Alkhorshid, N.R., Araújo, G.L.S. & Palmeira, E.M. (2018). Behavior of Geosynthetic-Encased Stone Columns in Soft Clay: Numerical and Analytical Evaluations. *Soils and Rocks*, São Paulo, 41(3): 333-343, September-December, 2018. 333.
3. Al-Mosawe, M. J., Abbas, A. J., & Majieed, A. H. (1985). Prediction of ultimate capacity of a single and groups of stone columns. In Iraqi conference on Engineering ICE 85 Vol.1, Baghdad, 61–68.
4. Alexiew, D. & Raithel, M. (2015). Geotextile-Encased Columns: Case Studies over Twenty Years. In: B. Indraratna, J. Chu, & C. Rujikiatkamjorn (eds) *Ground Improvement Case Histories*. Elsevier, Oxford, pp. 451-477
5. Ambily, A.P. and Gandhi, S.R. (2007), Behavior of Stone Columns Based on Experimental and FEM Analysis, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE/ APRIL 2007*, 405-415.
6. Amini, R. (2014). Physical modelling of vibro stone column using recycled aggregates. *PhD thesis*, University of Birmingham, UK.
7. Ali, K., Shahu, J.T., Sharma, K.G. (2012), Performance of Geosynthetic Reinforced Stone Columns, *Proceedings of Indian Geotechnical Conference Dec 13-15, 2012, Delhi*, 396-399.
8. Alexiew, D.; Brokemper, D. & Lothspeich, S. (2005). Geotextile Encased Columns (GEC): Load capacity, geotextile selection and pre-design graphs. *Geo-Frontiers Congress 2005*. January 24-26, Austin, Texas, United States: ASCE.
9. Alexiew, D., Horgan, G. J., & Brokemper, D. (2003). Geotextile encased column (GEC): Load capacity and geotextile selection. In *foundations: innovations, observations, design and practice*. London: Thomas
10. Alexiew, D., Horgan, G. J., & Brokemper, D. (2003). Geotextile encased column (GEC): Load capacity and geotextile selection. In *foundations: innovations, observations, design and practice*. London: Thomas
11. Araujo, G. L., Palmeira, E. M., & Cunha, R. P. (2009). Behaviour of geosynthetic-encased granular columns in porous collapsible soil. *Geosynthetics International*, 16(6), 433–451.
12. Andreou, P., & Papadopoulos, V. (2006). Modelling stone columns in soft clay. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering (Vol. null)*. Taylor & Francis.

13. Ayadat T, Hanna AM (2005) Encapsulated stone columns as a soil improvement technique for collapsible soil. *Ground Improv* 9(4):137–147.
14. Babu, M.R.D., Nayak, S., Shivashankar, R. 2013. A critical review of construction, analysis and behaviour of stone columns. *Geotechnical and Geological Engineering* **31**, 1-22.
15. Balaam, N., Brown, P., & Poulos, H. (1977). Settlement analysis of soft clays reinforced with granular piles. *Proceedings, 5th Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, July 2-4, Bangkok, Thailand.
16. Balaam, N. P., & J. R. Booker. (1981) Analysis of Rigid Rafts Supported by Granular Piles. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 5, no. 4: 379-403. doi:10.1002/nag.1610050405.
17. Balaam, N. P., & Booker, J. R. (1985). Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 9(4), 331–351.
18. Barksdale, R. & Bachus, R. (1983). Design and construction of stone columns. Rep. No. FHWA/RD 83/026, Federal Highway Administration, Washington, DC.
19. Bell, A. L. (2004). The development and importance of construction technique in deep vibratory ground improvement. *Ground and Soil Improvement*, 103-111.
20. Black, J. A., V. Sivakumar, M. R. Madhav, & G. A. Hamill. (2007). Reinforced Stone Columns in Weak Deposits: Laboratory Model Study. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 133, no. 9: 1154–1161. doi:10.1061/(asce)1090-0241(2007)133:9(1154).
21. Castro, J. (2007). Pore pressure during stone column installation. *Proceedings of the 18th European Young Geotechnical Engineers Conference*. Ancona, Italy.
22. Castro, J., & Karstunen, M. 2010. Numerical simulations of stone column installation. *Canadian Geotechnical Journal* **47**(10), 1127-1138.
23. Castro, J. (2014). Numerical modelling of stone columns beneath a rigid footing. *Computers and Geotechnics* **60**, 77-87
24. Castro, J. (2017). Modeling Stone Columns. *Materials* **10** (7), 782, 1-23
25. Chen, J. F., Han, J., Oztoprak, S. & Yang, X. M. (2009). Behavior of single rammed aggregate piers considering installation effects. *Computers and Geotechnics*, 36, 1191-1199
26. Canetta, G., & Nova, R. (1989). A numerical method for the analysis of ground improved by columnar inclusions. *Computers and Geotechnics*, 7(1-2), 99–114.

27. Das, Braja M. 1989. "Bearing Capacity of Shallow Foundation on Granular Column in Weak Clay." In *Foundation Engineering: Current Principles and Practices*, 1252–63. ASCE.
28. Das, M., & Dey, A. K. (2020). State of Art on Load-Carrying Capacity and Settlements of Stone Columns July 2020 In book: *Recent Developments in Sustainable Infrastructure, Select Proceedings of ICRDSI 2019*, 101-124
29. De Mello, L. G., Mondolfo, M., Montez, F., Tsukahara, C. N., & Bilfinger, W. (2008). First use of geosynthetic encased sand columns in South America. In *Proceedings of First Pan-American Geosynthetics Conference*, , 1332–1341.
30. Dheerendra Babu, M. R., Sitaram Nayak, & R. Shivashankar. (2012) A Critical Review of Construction, Analysis and Behaviour of Stone Columns. *Geotechnical and Geological Engineering* 31, no. 1: 1–22. doi:10.1007/s10706-012-9555-9.
31. EBGEO. (2011). *Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures Using Geosynthetic Reinforcements*. Essen-Berlin: German Geotechnical Society (DGGT), Ernst & Sohn.
32. Egan, D., Scott, W., & McCabe, B. A. (2008). Installation effects of vibro replacement stone columns in soft clay. *Proceedings of the 2nd International Workshop on the Geotechnics of Soft Soils, Glasgow*, 23-30.
33. Elshazly, H., Hafez, D., & Mossaad, M. (2006). Back-calculating vibro-installation stresses in stone-column-reinforced soils. *Ground Improvement*, 10(2), 47-53.
34. Elshazly, H. A., Hafez, D. H., & Mossaad, M. E. (2008a). Reliability of Conventional Settlement Evaluation for Circular Foundations on Stone Columns. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(3), 323–334.
35. Elshazly, H., Elkasabgy, M., & Elleboudy, A. (2008b). Effect of inter-column spacing on soil stresses due to vibro-installed stone columns: Interesting Findings. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(2), 225–236.
36. Etezzad, M., Hanna, A. M., & Ayadat, T. (2006). Bearing capacity of group stone columns. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. Taylor & Francis. 781-786.
37. Etezzad, M., Hanna, A. M., & Ayadat, T. (2015). Bearing capacity of a group of stone columns in soft soil. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, ISSN 1532-3641/04014043(15)
38. Etezzad, M., A. M. Hanna, & M. Khalifa. (2018). Bearing Capacity of a Group of Stone Columns in Soft Soil Subjected to Local or Punching Shear Failures." *International Journal of Geomechanics* 18, no. 12: 04018169. doi:10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001300.

-
39. Fattah, M. Y., Al-Neami, M. A., & Al-Suhaily, A. S. (2017). Estimation of bearing capacity of floating group of stone columns Article in *Engineering Science and Technology an International Journal* · March 2017 DOI: 10.1016/j.jestch..03.005
 40. Gab, M., Schweiger, H., Kamrat-Pietraszewska, D., & Karstunen, M. (2008). Numerical analysis of a floating stone column foundation using different constitutive models. *Geotechnics of Soft Soils: Focus on Ground Improvement*. Taylor & Francis. 137-142.
 41. Ghazavi, M., & Afshar, J. N. (2013). Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 38, 26–36.
 42. Gniel, J., & Bouazza, A. (2009). Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3), pp.167-175.
 43. Gniel, J., & Bouazza, A. (2010). Construction of geogrid encased stone columns: A new proposal based on laboratory testing. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 108–118.
 44. Greenwood, D. A. (1991). Load tests on stone columns. *Deep foundation improvements: design, construction and testing*, 148–171.
 45. Greenwood, D. A. (2000). Group effects in stone column foundations: model tests. Discussion. *Geotechnique* 51, No. 7: 649.
 46. Guetif, Z., Bouassida, M., & Debats, J. M. (2007). Improved soft clay characteristics due to stone column installation. *Computers and Geotechnics*, 34(2), 104–111.
 47. Han, J., & Ye, S. L. (1992). Settlement analysis of buildings on the soft clays stabilized by stone columns. *Proc., Int. Conf. on Soil Improvement and Pile Found*, Vol. 118, 446–451.
 48. Han, J. (2012). Recent advances in columns technologies to improve soft foundations. *Proceedings of the International Conference on Ground Improvement and Ground Control*, Wollongong, Australia, 99-113.
 49. Hanna, A., Etezzad, M., & Ayadat, T. (2013). Mode of failure of a group of stone columns in soft soil. *International Journal of Geomechanics (American Society of Civil Engineers-ASCE)*, 87-96. 139
 50. Hassen, G., Buhari, P., & Abdelkrim, M. (2010). Finite element implementation of a homogenized constitutive law for stone column-reinforced foundation soils, with application to the design of structures. *Computers and Geotechnics*, 37(1-2), 40–49.
 51. Hu, W. (1995). Physical modelling of group behaviour of stone column foundations. PhD Thesis, University of Glasgow, UK.

-
52. Hughes, J. & Withers, N. (1974). Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. *Ground Eng.*, 7(3), 42–49.
 53. Itasca, (2006). *FLAC3D: Fast Lagrangian Analysis of Continua. Version 3.1. User's manual.* Itasca Consulting Group, Minnesota.
 54. Killeen, M. M., & McCabe, B. (2010). A numerical study of factors affecting the performance of stone columns supporting rigid footings on soft Clay. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering (7th NUMGE)*, Trondheim, Norway, 833–838.
 55. Kaliakin, V.N.; Khabbazian, M. & Meehan, C.L. (2012). Modelling the behavior of geosynthetic encased columns: Influence of granular soil constitutive model. *International Journal of Geomechanics*, 12(4):357-369.
 56. Kirsch, F. & Sondermann, W. (2003). Field measurements and numerical analysis of the stress distribution below stone column supported embankments and their stability. *Workshop on Geotechnics of Soft Soils-Theory and Practice*, Essen, 595-600.
 57. Kirsch F. (2009). Evaluation of ground improvement by groups of vibro stone columns using field measurements and numerical analysis. *Geotechnics of Soft Soils: Focus on Ground Improvement*. Taylor & Francis.
 58. Ladd, Charles C. (1964). Stress-Strain Modulus of Clay in Undrained Shear. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 90, no. 5: 103–132. doi:10.1061/jsfeaq.0000647
 59. Latha, M. G., & Murthy, V. S. (2006). Investigations on Sand Reinforced with Different Geosynthetics. *Geotechnical Testing Journal*, 29(6), 474.
 60. Lopes, M. L., (2002). Soil-geosynthetic interaction. *Geosynthetics and their applications*, S. K. Shukla, ed., Thomas Telford, London
 61. Mabrouki, A. (2011). Modélisation numérique de l'interaction entre une fondation superficielle et d'autres constructions. Doctorat en Sciences, Université de Biskra, Algérie
 62. Malarvizhi, S. N., & Ilampararuthi, (2007). Comparative study on the behavior of encased stone column and conventional stone column. *Soils and Foundations Japanese Geotechnical Society*, 47(5), 873–885.
 63. McCabe, B., & Nimmons, G. (2009). A review of field performance of stone columns in soft soils. *Geotech. Eng.*, 162, 323-334.
 64. McCabe, B. & Killeen, M. (2016). "Small stone-column groups: mechanisms of deformation at serviceability limit state." *International Journal of Geomechanics*, © ASCE, ISSN 1532-3641

-
65. McKelvey, D., Sivakumar, V., Bell, A., & Graham, J., (2004). A Laboratory Model Study of the Performance of Vibrated Stone Columns in Soft Clay," *J. Geotech. Eng.*, Vol. 152, 1–13.
 66. Mestat, P. (1993). *Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, ERLPC, série géotechnique, GT 52, 194 pages.
 67. Mitchell, J. (1981). Soil improvement-state-of-the-art report. Proc., 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Session 12, Int. Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 4, 506-565.
 68. Mitchell, J. & Huber, T. (1985). "Performance of a stone column foundation." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. I, No. 2, Reston, Virginia, USA.
 69. Mokhtari, M. & Kalantari, B. (2012). Soft Soil Stabilization using Stone Columns—A Review Vol. 17, *Electronic journal of Geotechnical engineering*, 2012 – ejge, 1459 -1466.
 70. Murugesan, S., & Rajagopal, K. (2006). Geosynthetic-encased stone columns: numerical evaluation. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(6), pp.349-358.
 71. Murugesan, S., & Rajagopal, K. (2009). Experimental and numerical investigations on the behavior of geosynthetic encased stone columns. *IGC*, 480–484.
 72. Murugesan, S., & Rajagopal, K.. (2010). Studies on the behaviour of single and group of geosynthetic encased stone columns." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1), pp.129-139.
 73. Najjar, SS., Sadek S, & Maakaroun, T. (2010). Effect of sand columns the undrained load response of soft clays. *J Geotech Geoenviron Eng ASCE* 136(9):1263–1277
 74. Najjar, S. S. (2013). A state-of-the-art review of stone/sand-column reinforced clay systems. *Geotechnical and Geological Engineering*, 31(2), 355–386.
 75. Ngo, N. T., Indraratna, B., & Rujikiatkamjorn, C. (2016). Load-deformation behavior of a stone column using the coupled DEM-FDM method. *Proceedings of the joint geotechnical and structural engineering congress.*, 1618-1626.
 76. Nova, R. (2005). *Fondements de la mécanique des sols*, Hermes-Lavoisier, Paris
 77. Poorooshasb, H. B & Meyerhof, C. G (1997). Analysis of behaviour of stone columns and line columns computers and Geotechnics, vol 20 No 1, P 47-70.
 78. Priebe, H. J. (1991). Vibro-replacement- design criteria and quality control. *Deep foundation Improvements: Design, Construction and Testing*. ASTM STP 1089, Philadelphia, 62-72.

-
79. Priebe, H. J. (1995). The design of vibroreplacement. Technical Paper; Reprint from: Ground Engineering, 1–16
 80. Pulko, B. & Majes, B. (2006). Analytical method for the analysis of stone-columns according to the Rowe dialtancy theory. *Acta Geotechnica Slovenis*, 1, 37-45.
 81. Raithel, M., & Kempfert, H. G. (2000). Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns. *Proceeding of the International Conference on Geotechnical and Geological Engineering*. Melbourne.
 82. Raithel, M., Kirchner, A., Schade, C., & Leusink, E. (2005). Foundation of construction on very soft soils with geotextile encased columns. State of the art." *Proceedings of GeoFrontiers 2005*. Austin, Texas.
 83. Raju, V. R., & Sondermann, W. (2005). Ground improvement using deep vibro techniques. *Elsevier Geo-Engineering Book Series*, 3, 601–638.
 84. Ramadan, E. H., Senoon, A.A. A., Abdel-Naiem, M. A., & Megally, A. A. M. (2018). Effect of Geosynthetic-Encased Stone Columns on Behavior of Footing Rested on Soft Clay Soil. *Urban Planning Below the Ground Level: Architecture and Geotechnics*. Saint Petersburg, Russia, 19-21 September 2018
 85. Raison, C.A. 2004. *Géotechnique Symposium. Ground and Soil Improvement*. Editor of hardcopy book, Thomas Telford Limited, April 2004.
 86. Shukla, S. K., (2002). *Geosynthetics and their applications*. Thomas Telford Publishing.
 87. Shukla, P. & Fuentes, R. (2017). Modelling stone column behaviour using the discrete element method, 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul, South Korea 2017
 88. Sivakumar, V, Mckelvey, D, Graham, J., & Hughes, D. (2004). Triaxial tests on model sand columns in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, 299–312.
 89. Sondermann, W., & Wehr, W. (2004). Deep vibro technique. In M. P. Moseley & K. Kirsch (Eds.), *Ground Improvement* (2nd ed, 57–92). London and New York: Taylor & Francis.
 90. Stuedlein, A., & Holtz, R. (2013). Bearing capacity of spread footings on aggregate pier reinforced clay. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000748, 49–58.
 91. Stuedlein, A., Abdollahi, A., Mason, H., & French, R. (2015). Shear wave velocity measurements of stone column improved ground and effect on site response. *International Foundation and Equipment Expo (2015)*, 2306-2317.

-
92. Schweiger, H.F., & Pande, G.N. (1986), Numerical analysis of stone column supported foundations. *Computers & Geotechnics*, Vol. 2, pp. 347-372.
 93. Tan, S. A., Tjahyono, S., & Oo, K. K. (2008). Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(2), 185 - 194.
 94. Tandel, Y. k., Solanki, C. H., & Desai, A. K. (2012). Numerical modelling of encapsulated stone column-reinforced ground. *International Journal of Civil, Structural, Environmental and Infrastructure Engineering*, 2(1), 82–96.
 95. Taube, M. G., P.G., P. E., & Herridge, J. R. (2002). Stone columns for industrial fills. Nicholson Construction Company, Cuddy, Pennsylvania.
 96. Van Impe W., & De Beer, E. (1983). Improvement of settlement behavior of soft layers by means of stone columns. 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki, vol. 1, 309–312.
 97. Vikunj, T. (2017). Study on Geosynthetic Reinforced Stone Column with soft & stiff clay *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET) Volume: 04 Issue: 07 | July -2017 www.irjet.net p-ISSN: 2395-0072*
 98. Vesic, A.S., 1972. Expansion of cavities in infinite soil mass. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE* 98 (SM3), 265e290.
 99. Wang, J. G., Leung, C. F., & Ichikawa, Y. (2002). A simplified homogenisation method for composite soils. *Computers and Geotechnics*, 29(6), 477–500.
 100. Wehr, J. (2006). The undrained cohesion of the soil as criterion for the column installation with a depth vibrator. *TRANSVIB. Gonin, Holeyman et Rocher-Lacoste (ed.) 2006, Editions du LCPC, Paris.*
 101. Weber, T., Springman, S., Gab, M., Racansky, V., & Schweiger, F. (2008). Numerical modelling of stone columns in soft clay under an embankment. *Geotechnics of Soft Soils: Focus on Ground Improvement. Taylor & Francis.*
 102. Wood, D., Hu, W., & Nash, D. (2000). Group effects in stone column foundations: Model tests. *Geotechnique*, 50(6), 689-698
 103. Xue, J., Liu, Z., & Chen, J. (2019). Triaxial compressive behaviour of geotextile encased stone columns. *Computers and Geotechnics*, 108, 53-60.
 104. Yoo, C., & Kim, S.-B. (2009). Numerical modeling of geosynthetic-encased stone column-reinforced ground. *Geosynthetics International*, 16(3), 116–126.

-
105. Yoo, C., & Lee, D. (2012). Performance of geogrid-encased stone columns in soft ground: full-scale load tests. *Geosynthetics International*, 19(6), 480–490.
106. Yao, M. & Anandarajah, A., (2003). “Three-dimensional discrete element method of analysis of clays.” *Journal of Engineering Mechanics*, 129(6), pp.585-596.
107. Yu, H. S. (2000). *Cavity expansion methods in geomechanics*. Springer USA.
108. Zhang, Zhen, Jie Han, & Guanbao Ye. (2014). Numerical Investigation on Factors for Deep-Seated Slope Stability of Stone Column-Supported Embankments over Soft Clay.” *Engineering Geology* 168: 104–113. doi:10.1016/j.enggeo.2013.11.004.
109. Zhou, H., Diao, Y., Zheng, G., Han, J., & Jia, R. 2017. Failure modes and bearing capacity of strip footings on soft ground reinforced by floating stone columns. *Acta Geotechnica* 12, 1089-1103

Annexe :

Courbes et tableaux utilisés pour le calcul des termes des équations analytiques de la longueur critique et de la capacité portante ultime

1. Courbes et tableaux pour la détermination des rapports de longueur critique et des rapports de capacités portantes

1.1. Courbes de variation rapports de longueur critique et des rapports des capacités portantes

. Les Figures A-1, A-2 et A-3, présentées dans cette annexe sont de même type que les Figures 4.4-a et 4.4-b, données au chapitre 4 de la thèse, pour des cohésions non drainées $C_u = 25$ et 35kPa .

Les courbes des Figures A-1, A-2 et A-3, complètent ces 2 courbes en considérant d'autres valeurs de la cohésion non drainée du sol mou $C_u = 15, 20$ et 30kPa .

Les courbes tracées sur les 5 figures ont été utilisées pour déterminer les rapports de longueurs critiques (L_c/B) ainsi que les rapports de capacité portante optimale $(q_u/q_o)_{opt}$ correspondants aux différentes valeurs des rapports critique, obtenues pour des valeurs $C_u = 15, 20, 25, 30$, et 35kPa de la cohésion non drainée du sol et pour des taux de remplacement A_s variables entre 10-40 %, comme montrés sur ces figures.

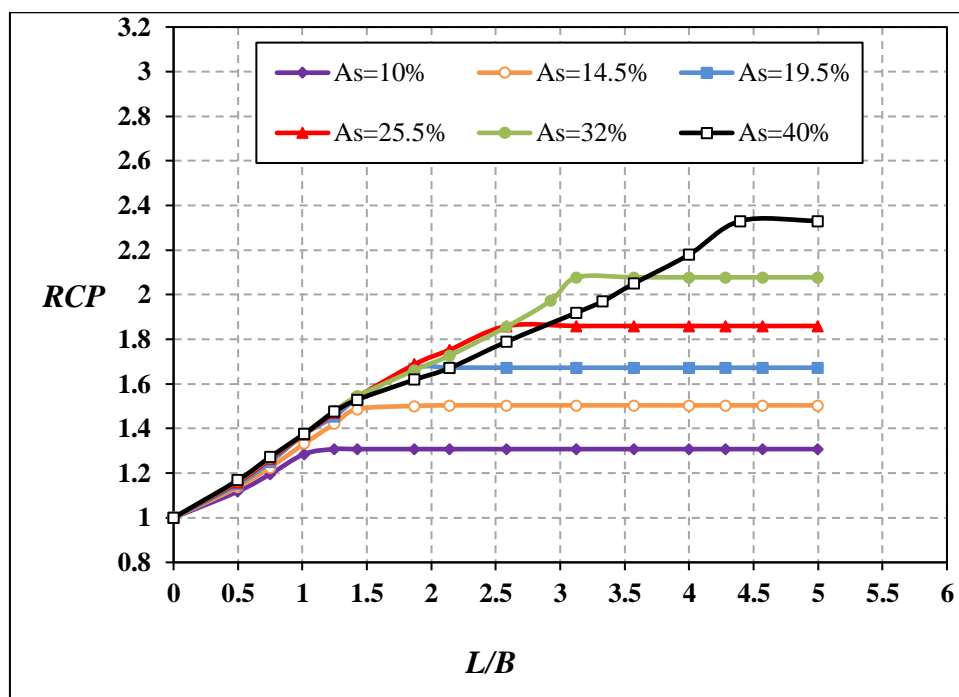
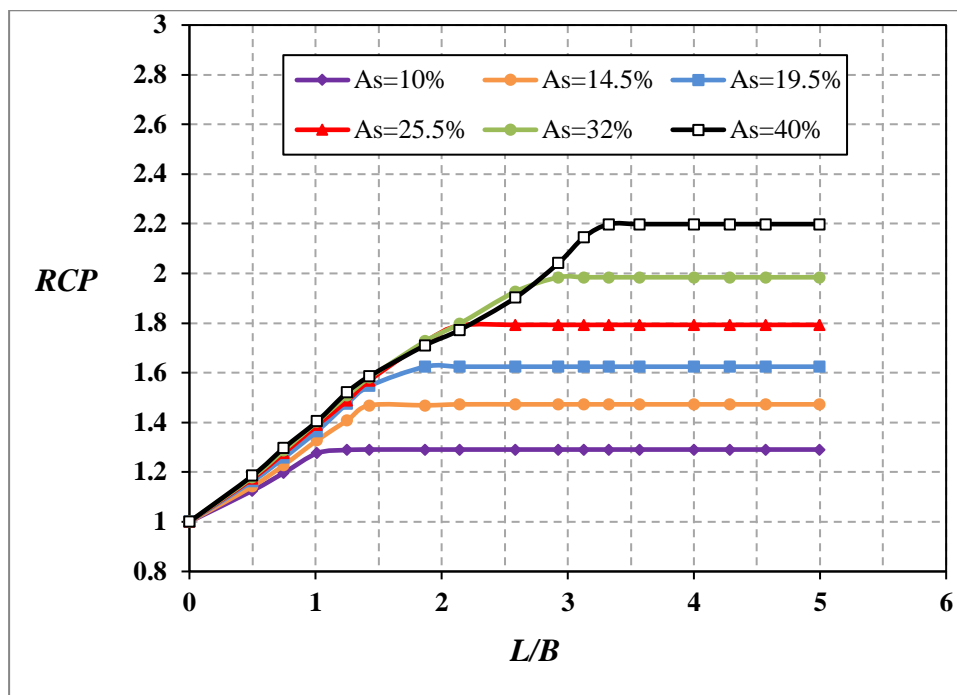
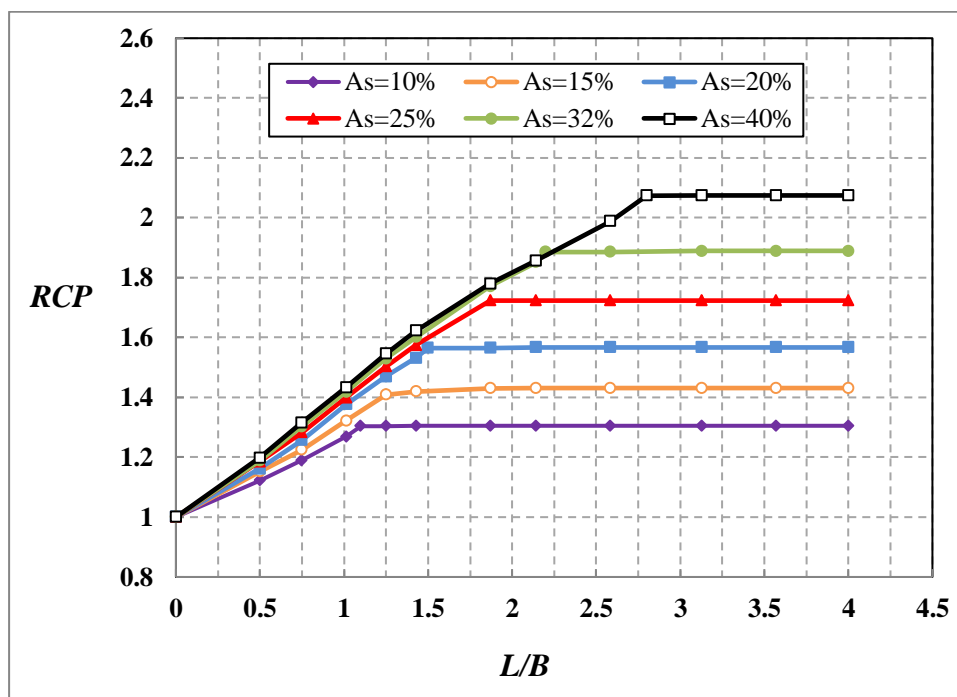


Figure A.1 : variation du (RCP) en fonction du (L/B): $C_u=15\text{kPa}$

Figure A.2: variation du (RCP) en fonction du (L/B): $C_u=20kPa$.Figure A.3 : variation du (RCP) en fonction du (L/B): $C_u=30kPa$.

1.2. Tableau de valeurs des rapports de longueur critique

Les valeurs des rapports critiques (L_c/B) données sur le Tableau A.1 sont tirées directement des courbes représentées sur les figures citées ci-dessus, aux points où le rapport de capacité portante (q_u/q_o) atteint sa valeur maximale (optimale).

Tableau A.1: Valeurs du rapport de la longueur critique (L_c/B) pour différents valeurs de C_u et A_s

C_u (kPa) \ A_s (%)	15	20	25	30	35
10	1.1	1.05	1.1	1.1	1.1
14.4	1.45	1.46	1.25	1.25	1.25
19.5	1.85	1.66	1.6	1.5	1.45
25.5	2.27	2.05	1.9	1.8	1.7
32	3.12	2.65	2.4	2.2	2.0
40	4.4	3.6	3.1	2.8	2.6

1.3. Tableau de valeurs des rapports des capacités portantes optimales

Les valeurs des rapports de capacité portante (q_u/q_o)_{opt} données sur le Tableau A.2 sont directement tirés des courbes représentées sur les Figures 4.4-a et 4.4b données au chapitre 4 de la thèse et des courbes des Figures A-1, A-2 et A-3 présentées dans cette Annexe.

Tableau A.2 : valeurs du rapport de capacité portante (q_u/q_o)_{opt} pour différents valeurs de C_u et A_s .

C_u (kPa) \ A_s (%)	15	20	25	30	35
10	1.3	1.29	1.31	1.3	1.28
14.4	1.5	1.47	1.43	1.42	1.42
19.5	1.67	1.62	1.58	1.56	1.54
25.5	1.85	1.79	1.74	1.71	1.68
32	2.07	1.98	1.92	1.89	1.86
40	2.32	2.19	2.11	2.07	2.02

2. Tableaux des coefficients de l'équation proposée pour le calcul de capacité portante ultime

L'équation proposée pour le calcul de capacité portante ultime, est formulée dans la thèse comme suit (équation 4.19, chapitre 4) :

$$q_u = \begin{cases} C_u \cdot N^0_c + \delta \cdot \left(\frac{L}{B}\right) & (L < L_c) \\ C_u \cdot N^0_c + \delta \cdot \left(\frac{L_c}{B}\right) & (L \geq L_c) \end{cases} \quad \text{A.1}$$

Avec le coefficient renforcement δ qui est défini par (Relation 4.15, chapitre 4)

$$\delta = a \cdot C_u \cdot N^0_c \quad \text{A.2}$$

où C_u est la cohésion non drainée du sol mou comprises entre 10-35 kPa, a est un coefficient qui représente la tangente des droites représentatives de la capacité portante du sol homogène non renforcé, donné par le Tableau A.4. Les valeurs de ce coefficient sont données sur le Tableau A-3 pour des valeurs de C_u est la comprises entre 10-35 kPa et des taux de remplacement A_s pris entre 10-40 %, Avec N^0_c (Relation 4.11, chapitre 4) qui est calculé par:

$$N^0_c = 2 + \pi \quad \text{A.3}$$

Les valeurs du coefficient de renforcement δ est donné par le Tableau A.3 en fonction des valeurs de la cohésion non drainé C_u et du taux de renforcement considérés.

Tableau A.3 : Valeurs du coefficient de renforcement (δ) pour différents valeurs de C_u et A_s

A_s (%) \ C_u (kPa)	15	20	25	30	35
10	21.49	27.86	33.18	38.5	42.35
14.4	26.726	34.202	42.77	49.98	59.57
19.5	29.26	39.774	48.37	58.52	67.76
25.5	29.68	41.125	52.36	62.3	73.5
32	29.89	42.294	54.32	65.59	77.98
40	29.19	42.84	56	67.69	80.85

Tableau A.4: Valeurs du coefficient de la tangente a pour différents valeurs de C_u et A_s

A_s (%) \ C_u (kPa)	15	20	25	30	35
10	0.2787	0.2710	0.2582	0.2496	0.2354
14.4	0.3466	0.3327	0.3328	0.3241	0.331
19.5	0.3795	0.3869	0.3764	0.3795	0.376
25.5	0.3849	0.4000	0.4074	0.4040	0.4085
32	0.3876	0.4114	0.4227	0.4253	0.4334
40	0.3785	0.4167	0.4357	0.4389	0.4494