

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

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
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

Option : Modélisation numérique en génie civil

Etude numérique de l'amélioration des sols par des colonnes ballastées

Présentée par :

REMADNA Abdeldjalil

Soutenue publiquement le : **26/06/2019**

Devant le jury composé de :

Mr. BELOUNAR Lamine	Professeur	Président	Université de Biskra
Mr. BENMEBAREK Sadok	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Mr. KHEMISSA Mohamed	Professeur	Examineur	Université de M'Sila
Mr. HOUHOU Mohamed Nabil	MCA	Examineur	Université de Biskra

REMERCIEMENTS

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.

En premier lieu, je voudrais exprimer mes meilleurs remerciements à mon encadreur le Professeur Sadok BENMEBAREK de l'université de Biskra, pour avoir assuré l'encadrement scientifique de cette thèse. Sa disponibilité, son expérience, et sa rigueur ont permis à cette thèse d'aboutir. Ce fut aussi un grand plaisir pour moi de travailler sous sa direction.

Je tiens aussi à remercier Monsieur BELOUNAR Lamine, Professeur à l'Université de Biskra pour m'avoir fait un grand honneur en acceptant de présider le jury de cette thèse. Mes remerciements vont également à Messieurs KHEMISSA Mohamed (Professeur à l'Université de M'SILA) et HOUHOU Mohamed Nabil (Maitre de conférences à l'Université de Biskra), d'abord pour m'avoir fait honneur en acceptant de participer au jury de cette thèse, et aussi pour le temps et l'intérêt qu'ils ont porté à cette recherche en acceptant d'examiner ce travail.

Je voudrais exprimer ma profonde gratitude à Messieurs REMADNA Mohamed Saddek et BENSMAINE Aissa, ainsi que Madame BENMEBAREK Naima pour leurs aides et leurs encouragements.

Tous mes remerciements et ma reconnaissance à tous les enseignants et les doctorants du laboratoire MN2I2S de l'université de Biskra pour leurs encouragements.

Je remercie énormément ma famille pour m'avoir soutenu durant toutes ces années de préparation de cette thèse, ma mère, mon père, mes frères, ma sœur et mes grands-mères. J'adresse aussi mes plus sincères remerciements à mes amis pour leurs encouragements et leur soutien moral.

Résumé

Le processus d'installation de la colonne ballastée est accompagné de vibrations et de déplacements horizontaux, ce qui entraîne un compactage supplémentaire du sol environnant. Certaines études récemment publiées ont montré que l'installation de la colonne ballastée provoque des effets bénéfiques sur le sol environnant. Néanmoins, ces études ne conduisent pas aux mêmes conclusions en ce qui concerne l'effet de l'installation qui doit être considéré pour représenter le changement positif du sol. En outre, la plupart des méthodes de conception et des études numériques d'évaluation du tassement des sols traités par colonnes ballastées ne tiennent pas compte de ces effets d'installation.

Le code aux éléments finis Plaxis 2D et 3D a été utilisé dans cette thèse pour étudier la performance du tassement des fondations circulaires rigides traitées avec de petits groupes de colonnes ballastées, en tenant compte de l'effet de l'installation. Premièrement, des analyses numériques ont été effectuées en utilisant un modèle axisymétrique pour évaluer les effets de l'installation immédiatement après l'installation de la colonne et après la consolidation. Les présents résultats montrent que l'installation de la colonne entraîne une amélioration importante dans les contraintes effectives radiales et circonférentielles du sol au voisinage de la colonne, qui conduit à une augmentation significative de la rigidité du sol environnant. Par ailleurs, en présence simultanée de l'amélioration des contraintes effectives horizontales et de la rigidité du sol, les présents résultats montrent qu'il y a plus de réduction du dit tassement.

Deuxièmement, des simulations numériques 3D ont été effectuées pour étudier les effets de l'installation de la colonne ballastée et du niveau de la charge appliquée sur la longueur optimale des colonnes ballastées. Les résultats de la présente étude montrent que la prise en compte de l'effet d'installation, en augmentant le coefficient de pression latéral du sol, diminue les déformations des colonnes et du sol environnant, conduisant par la suite à une réduction du tassement de la fondation et de la longueur optimale des colonnes ballastées. Les présents résultats indiquent aussi que l'augmentation de la pression appliquée à la fondation augmente la longueur optimale des colonnes ballastées, qui dépend principalement de la profondeur de distribution des déformations totales de cisaillement sous la fondation.

Mots clés : Modélisation en élément fini, Colonne ballastée, Tassement, Fondations, Effet d'installation, Coefficient de pression latéral des terres, Longueur optimale.

Abstract

Column installation process is accompanied by vibrations and horizontal displacement, which causes further compaction of the surrounding soil. Some recently published studies have shown that stone column installation causes beneficial effects on the surrounding soil. Nevertheless, these studies do not suggest the same conclusions regarding the installation effect that must be considered to represent the positive ground change. Moreover, most of the design methods and numerical studies deal with the evaluation of settlement of ground treated by stone columns do not consider these installation effects.

The finite element code Plaxis 2D and 3D was used in this thesis to investigate the settlement performance of rigid circular footings treated with small groups of stone columns taking into account the stone column installation effects. Firstly, numerical analyses using an axisymmetric model were carried out to evaluate the installation effects immediately after column installation and after consolidation. The present results show that the column installation, leads to more improvement in the effective radial and circumferential stresses of soil surrounding the column which induces to a significant increase in the surrounding soil stiffness. Moreover, the results indicate more reduction of settlement is obtained when considering both effective horizontal stresses and soil stiffness improvements.

Secondly, 3D numerical simulations were performed to investigate the effects of stone column installation and load level upon the optimum length of stone columns. The present results show that the consideration of installation effect by increasing the lateral earth pressure coefficient of the soil decreases the deformation of the columns and the surrounding soil which induces to a reduction in the footing settlement and the optimum length of stone columns. The present results indicate also that the increase of the applied pressure to the footing increases the optimum length of stone columns which depends principally on the depth of distribution of the total shear strains beneath the footing.

Keywords: Finite element modelling, Stone column, Settlement, Footings, installation effect, Lateral earth pressure coefficient, optimum length.

ملخص

تصاحب عملية تثبيت العمود الحجري اهتزازات وإزاحة أفقية، مما يؤدي إلى ضغط إضافي للتربة المحيطة. وقد أظهرت بعض الدراسات المنشورة مؤخرًا أن تثبيت الأعمدة الحجرية له آثار مفيدة على التربة المحيطة. ورغم ذلك، لا تشير هذه الدراسات إلى نفس النتائج فيما يتعلق بتأثير التثبيت الذي يجب اعتباره لتمثيل التحول الإيجابي في التربة. ومع ذلك، فإن معظم طرق التصميم وكذلك الدراسات الرقمية المتعلقة بتقييم هبوط التربة التي تمت معالجتها بالأعمدة الحجرية لم تأخذ بعين الاعتبار آثار التثبيت هذه.

تم استخدام برنامج العناصر المحدودة 2D Plaxis و 3D في هذه الأطروحة للتحقيق في أداء هبوط الأساسات الدائرية الصلبة المعالجة بمجموعات صغيرة من الأعمدة الحجرية مع الأخذ بعين الاعتبار تأثيرات تثبيت العمود الحجري. أولاً، تم إجراء التحليلات العددية باستخدام نموذج التماثل المركزي لتقييم آثار التثبيت مباشرة بعد تركيب الأعمدة وبعد التوطيد. أظهرت النتائج الحالية أن تثبيت العمود ينتج تحسناً ملحوظاً في الإجهادات الفعالة الشعاعية والمحيطية للتربة المجاورة للعمود، مما يؤدي إلى زيادة معتبرة في صلابة التربة المحيطة. علاوة على ذلك، أظهرت النتائج الحالية أنه يتم الحصول على مزيد من الانخفاض في الهبوط عند الأخذ بالاعتبار كل من تحسينات الإجهادات النسبية الأفقية وصلابة التربة.

ثانياً، تم إجراء محاكاة عددية ثلاثية الأبعاد لدراسة آثار تثبيت عمود الحجارة ومستوى التحميل المطبق فوق الأساس على طول الأمتل للأعمدة الحجرية. أظهرت النتائج الحالية أن الأخذ بالاعتبار تأثير التثبيت بزيادة معامل ضغط التربة الجانبي يقلل من تشوه الأعمدة والتربة المحيطة، مما يؤدي إلى انخفاض في هبوط الأساس وفي طول الأمتل للأعمدة الحجرية. كما تشير النتائج إلى أن الزيادة في الضغط المطبق على الأساس يزيد من طول الأمتل للأعمدة الحجرية والتي تعتمد بشكل أساسي على عمق توزيع تشوهات القص الكلية أسفل الأساس.

الكلمات المفتاحية: نمذجة العناصر المحدودة، العمود الحجري، الهبوط، الأساسات، تأثير التثبيت، معامل ضغط التربة الجانبي، طول الأمتل.

SOMMAIRE

NOMENCLATURE.....	I
LISTE DES FIGURES	III
LISTE DES TABLEAUX	VI
INTRODUCTION GENERALE	1

PARTIE I : Synthèse Bibliographique

Chapitre 1

Généralités sur la technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées

1.1 Introduction	5
1.2 Domaine et limite d'application	6
1.2.1 Type d'ouvrage	6
1.2.2 Type de sol	6
1.3 Techniques de mise en œuvre	8
1.3.1 Colonne exécutée par voie humide (vibro-replacement)	8
1.3.2 Colonne exécutée par voie sèche (vibro-displacement)	9
1.4 Dispositions constructives	10
1.4.1 Matériau d'apport	10
1.4.2 Matelas	10
1.4.3 Diamètre de la colonne	11
1.4.4 Disposition des colonnes ballastées	11
1.5 Paramètres caractéristiques	11
1.5.1 Taux d'incorporation	12
1.5.2 Rapport de concentration des contraintes	13
1.5.3 Facteur de réduction des tassements	13
1.6 Mécanisme de rupture	14
1.6.1 Colonne isolée	14
1.6.1.1 Rupture par expansion latérale	15
1.6.1.2 Rupture par cisaillement généralisé	16
1.6.1.3 Rupture par poinçonnement	16
1.6.2 Groupe de colonnes	17
1.7 Capacité portante ultime d'une colonne ballasté isolée	22
1.7.1 Rupture par expansion latérale	22
1.7.1.1 Greenwood (1970)	22
1.7.1.2 Hughes et Withers (1974)	23
1.7.2 Rupture par cisaillement généralisé	23
1.7.3 Rupture par poinçonnement	24
1.8 Conclusions	24

Chapitre 2

Synthèse bibliographique sur l'amélioration des performances de fondations renforcées par colonnes ballastées

2.1 Introduction.....	26
2.2 Revue de la littérature sur l'amélioration des performances des fondations	27
2.2.1 Études expérimentales en vraie grandeur	27
2.2.2 Modèles physiques réduits	32
2.2.3 Etudes numériques	38
2.2.3.1 Concepts de modélisation	38
2.2.3.2 Résultats numériques	41
2.3 Méthode d'évaluation du tassement	48
2.3.1 Cellule unitaire	48
2.3.1.1 Bauman et Bauer (1974)	48
2.3.1.2 Balaam et Booker (1981)	49
2.3.1.3 Priebe (1995)	49
2.3.1.4 Castro et Sagasetta (2009, 2011)	51
2.3.1.5 Pulko et al. (2011)	52
2.3.2 Méthode de l'homogénéisation simplifiée	52
2.3.3 Groupe de colonnes	53
2.3.3.1 Priebe (1995)	54
2.3.3.2 Castro (2014a)	54
2.3.3.3 Ng et Tan (2015)	55
2.4 Conclusions	56

Chapitre 3

Effet de l'installation de la colonne ballastée

3.1 Introduction	58
3.2 Mesures in-situ	59
3.3 Théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique	62
3.4 Modélisation numérique de l'installation d'une colonne ballastée	64
3.5 Influence de la considération de l'effet de l'installation sur le tassement	71
3.5.1 Augmentation du coefficient de pression latérale du sol	71
3.5.2 Expansion d'une cavité cylindrique	72
3.6 Conclusions	73

PARTIE II : Modélisation Numérique

Chapitre 4

Effets de l'installation de la colonne ballastée sur les performances des fondations circulaires

4.1 Introduction	75
4.2 Modélisation numérique de l'installation de la colonne ballastée	77
4.2.1 Présentation des mesures in-situ de Carvajal et al. (2013).....	77
4.2.2 Modèle numérique	78
4.2.3 Procédé de la simulation numérique	80
4.2.4. Simulations préliminaires.....	82
4.2.5 Validation du modèle numérique	83
4.2.5.1 Comparaison avec les mesures in-situ	84
4.2.5.2 Comparaison avec la méthode de l'expansion d'une cavité cylindrique	85
4.2.6 Résultats et discussion	87
4.2.6.1 Phase d'installation	87
4.2.6.2 Phase de consolidation	91
4.3 Effets de l'installation	94
4.4 Efficacité des effets de l'installation	99
4.4.1 Procédé de la simulation numérique	99
4.4.2 Modèle numérique.....	100
4.4.3 Simulations préliminaires.....	102
4.4.4 Vérification des résultats de Plaxis 2D.....	104
4.4.5 Résultats et discussion	106
4.4.5.1 Déformation des colonnes	106
4.4.5.2 Tassement de la fondation	110
4.5 Conclusions	112

Chapitre 5

Evaluation numérique de la longueur optimale des petits groupes de colonnes ballastées

5.1 Introduction	114
5.2 Modélisation en éléments finis	115
5.2.1 Modèle numérique	115
5.2.2 Procédé de la simulation numérique	118
5.3 Comparaison avec les méthodes analytiques	120
5.4 Résultats et discussion	121
5.4.1 Effet de l'installation des colonnes ballastées.....	121
5.4.2 Influence du niveau de la charge	130
5.5 Conclusions	134
CONCLUSION GENERALE.....	135
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	139

NOMENCLATURE

A	Surface du domaine d'influence de la colonne
A_c	Surface de la colonne
A_f	Surface de la fondation
a	Rayon de la cavité
a_0	Rayon initiale de la cavité
a_f	Rayon finale de la cavité
B	Largeur de la fondation
c_u	Cohésion non drainée du sol mou
D	Diamètre de la fondation
d	Diamètre de la colonne
d_e	Diamètre équivalent
E_0	Module d'Young du sol avant l'installation de la colonne ballastée
E	Module d'Young du sol après l'installation de la colonne ballastée
E_c	Module d'Young de la colonne
E_{eq}	Module d'Young équivalente
E_M	Module pressiométrique
E_s	Module d'Young du sol
E_{oed}	Module œdométrique
H	Hauteur de la couche du sol
K_0	Coefficient de pression latérale du sol au report
K	Coefficient de pression latérale du sol après l'installation de la colonne
K_{ac}	Coefficient de pression active du ballast
K_{as}	Coefficient de pression active du sol
K_{pc}	Coefficient de pression passive du ballast
K_{ps}	Coefficient de pression passive du sol
K_r	Coefficient de pression radiale du sol
K_θ	Coefficient de pression circonférentielle du sol
k_h	Perméabilité horizontale
k_v	Perméabilité verticale
L	Longueur de la colonne
L_{opt}	Longueur optimale de la colonne
LA	Coefficient Los Angeles
MDE	Coefficient micro-Deval
N	Nombre de colonnes sous la fondation
n	Rapport de concentration des contraintes
N_{SPT}	Nombre de coups mesuré au « Standard Penetration Test »
p'	Contrainte moyenne effective du sol
p'_0	Contrainte moyenne effective du sol initiale
p_{app}	Pression appliquée

p_l	Pression limite mesurée au pressiomètre Louis Ménard
q_c	Résistance de point mesurée au pénétromètre statique (CPT)
q_u	Capacité portante ultime
R	Rayon plastic
r_c	Rayon initial de la colonne
r_e	Rayon équivalent
S	Espacement entre colonnes
S	Tassement de la fondation
S_{uc}	Tassement de la cellule unitaire
S_0	Tassement du sol avant traitement
S_f	Tassement du milieu composite obtenu après traitement
U_x	Déplacement radiale
U_y	Déplacement verticale
U	Pression interstitielle
Z	Profondeur
Δu	Surpressions interstitielles
α	Taux de substitution
β	Facteur de réduction des tassements
γ_c	Poids volumique de la colonne
γ_s	Poids volumique du sol
σ_0	Contrainte appliquée
σ_c	Contrainte verticale appliquée sur les colonnes
σ_s	Contrainte verticale appliquée sur le sol
$\sigma_{v,0}$	Contrainte verticale appliquée en tête de la colonne
$\sigma'_{h,0}$	Contrainte horizontale effective initiale du sol
$\sigma'_{h \text{ lim}}$	Contrainte horizontale effective maximale du sol
σ'_z	Contrainte verticale effective du sol
σ'_{z0}	Contrainte verticale effective initiale du sol
σ_r	Contrainte radiale totale du sol
σ'_r	Contrainte radiale effective du sol
σ'_θ	Contrainte circonférentiel effective du sol
φ_c	Angle de frottement interne du ballaste
φ_s	Angle de frottement du sol
ψ_c	Angle de dilatance du ballast
λ_i, μ_i	Coefficients de LAME
ν_i	Coefficient de poisson

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1

Généralités sur la technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées

Numéro de la figure	Désignation	Page
Figure 1.1	Champ d'application des colonnes ballastées (Six 2006)	6
Figure 1.2	Sections transversales des vibreurs de Keller : (a) alimentation par le haut ; (b) alimentation par le bas (Raju et al. 2004)	8
Figure 1.3	Procédure de l'installation d'une colonne exécutée par voie humide (Raju et al., 2004)	9
Figure 1.4	Procédure de l'installation d'une colonne exécutée par voie sèche (Raju et al., 2004)	10
Figure 1.5	Disposition et domaine d'influence de la colonne ballastée (Balaam et Booker, 1981)	12
Figure 1.6	Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements	13
Figure 1.7	Types de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène d'après Datye (1982)	14
Figure 1.8	Déformation d'un modèle réduit d'une colonne de sable isolé sous charge axial en tête (Hughes et Withers 1974)	15
Figure 1.9	Rupture par cisaillement d'une colonne ballastée isolé sous charge axial en tête d'après Brauns (1978)	16
Figure 1.10	Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolé sous charge axial en tête (Brauns 1980)	17
Figure 1.11	Photographies montrent la déformation d'un groupe de colonnes d'après Muir Wood et al. (2000) : (a) colonnes courtes ; (b) colonnes longues	18
Figure 1.12	Schéma du cône produit sous la fondation d'après Muir Wood et al. (2000)	19
Figure 1.13	Déformation des groupes de colonnes : (a) colonnes sous fondation rigide ; (b) colonnes sous fondation flexible (Wehr 2004, 2006)	21
Figure 1.14	Schéma illustré les déplacements u_f , u_c et u_s (McCabe et Killeen 2016)	22

Chapitre 2

Synthèse bibliographique sur l'amélioration des performances de fondations renforcées par colonnes ballastées

Numéro de la figure	Désignation	Page
Figure 2.1	Essai de chargement par plaque rigide sur 3 colonnes ballastées réalisée par Baumann et Bauer (1974)	27
Figure 2.2	Mesures des tassements d'une structure pendant 2.5 années (Baumann et Bauer 1974)	28
Figure 2.3	Variation des tassements maximums mesurées avec le temps (Watts et al. 2000)	29
Figure 2.4	Schéma descriptive de l'essai de chargement effectué par Corneille (2007) : (a) Colonne ballastée isolée ; (b) Groupe de 3 colonnes ballastée	30
Figure 2.5	Facteurs de réduction des tassements obtenu par Corneille (2007) : (a) Colonne isolée ; (b) Groupe de 3 Colonnes	31
Figure 2.6	Facteur de réduction des tassements en fonction du taux de substitution pour les charges étendues (McCabe et al. 2009)	32
Figure 2.7	Courbes pression normalisé-déplacement pour des fondations rigides renforcée par des groupes de colonnes ballastée : (a) Fondation circulaire ; (b) Fondation filante (McKelvey et al. 2004)	33
Figure 2.8	Schéma descriptive d'essais sur modèle réduit effectuée par Ambily et al. (2007) : (a) : Pareillement chargée ; (b) : Entièrement chargée	34
Figure 2.9	Les systèmes des sols stratifiés adoptée par Mohanty et Samanta (2015)	37
Figure 2.10	Concept de la cellule unitaire	39
Figure 2.11	Concept de l'homogénéisation simplifiée	39
Figure 2.12	Concept des tranches équivalentes (Zahmatkesh et Choobbasti 2012)	40
Figure 2.13	Concept des anneaux concentriques (Elshazly et al. 2008a)	40
Figure 2.14	Courbes pression appliquée-tassement obtenu à partir des essais en vrais grandeur et modélisation par éléments finis par Mitchell et Huber (1985)	41

Figure 2.15	Comparaison entre le tassement obtenu par le concept de la cellule unitaire et le concept des anneaux concentriques d'après Elshazly et al. (2008b)	42
Figure 2.16	Influence de la position de la colonne sur le tassement (Castro 2014b)	45
Figure 2.17	Prise en compte de la compressibilité de la colonne (Priebe 1995)	50
Figure 2.18	Détermination du facteur d'influence de la profondeur (Priebe 1995)	51
Figure 2.19	Rapport des tassements (s/s_{∞}) d'après Priebe (1995) : (a) semelle isolée ; (b) semelle filante	53
Figure 2.20	Transformation d'un groupe de colonnes à une seule colonne centrale (Castro 2014a)	54
Figure 2.21	Répartition des contraintes en dessous de fondations renforcées par des colonnes ballastées flottantes (Ng et Tan 2015)	55

Chapitre 3

Effet de l'installation de la colonne ballastée

Numéro de la figure	Désignation	Page
Figure 3.1	Changement de la contrainte radiale au moment de la pénétration du vibreur et le compactage du ballast (Watts et al. 2000)	59
Figure 3.2	Les modifications apportées au sol lors de l'installation de colonnes ballastées : (a) K/K0 ; (b) EM/EM,0 (Kirsch 2006)	60
Figure 3.3	Enregistrement de la pression interstitielle lors de la construction des colonnes (Castro et Sagasseta 2012)	62
Figure 3.4	Expansion d'une cavité cylindrique	62
Figure 3.5	Procédure numérique de l'installation d'une colonne ballastée (Guétif et al. 2007)	65
Figure 3.6	Modèle numérique de l'installation d'une colonne ballastée par la méthode de l'expansion d'une cavité cylindrique Castro et Karstunen (2010)	66
Figure 3.7	Augmentation du coefficient de pression latérale des terres après l'installation de la colonne (Castro et Karstunen 2010)	66
Figure 3.8	Variation de la surpression interstitielle avec le temps (Carvaja et al. 2013)	67
Figure 3.9	Variation de la surpression interstitielle avec la distance radiale immédiatement après l'installation (Carvaja et al. 2013)	67
Figure 3.10	Variation de la contrainte effective après l'installation et la consolidation totale : (a) MCC ; (b) SCLAY1 ; (c) SCLAY1S (Castro et al. 2014)	68
Figure 3.11	Procédé numérique proposée par Al Ammari et Glarke (2018) pour la simulation de l'installation de deux colonnes ballastées adjacentes	70
Figure 3.12	Variation du facteur β en fonction du rapport A/Ac : (a) sans fluage ; (b) avec fluage (Sexton et al. 2015)	73

Chapitre 4

Effets de l'installation de la colonne ballastée sur les performances des fondations circulaires

Numéro de la figure	Désignation	Page
Figure 4.1	Coupe transversale des mesures in-situ (Carvajal et al. 2013)	78
Figure 4.2	Maillage et conditions aux frontières du modèle numérique (phase initiale)	79
Figure 4.3	Procédé de la simulation numérique	81
Figure 4.4	Variation des surpressions interstitielle (Δu) dans le sol mou immédiatement après l'installation : (a) profondeur = 6 m ; (b) profondeur = 10 m ; (c) profondeur=16 m	84
Figure 4.5	Distributions des points plastic immédiatement après l'installation de la colonne	85
Figure 4.6	Distribution des contraintes effectives dans le sol immédiatement après l'installation de la colonne : (a) σ'_r ; (b) σ'_θ ; (c) σ'_z ; (d) p'	87
Figure 4.7	Variation des contraintes effectives normalisées immédiatement après l'installation de la colonne : (a) $z = 1.5$ m ; (b) $z = 5.5$ m ; (c) $z = 12.5$ m ; (d) $z = 21$ m	88
Figure 4.8	Contour du déplacement radial du sol immédiatement après l'installation de la colonne	90
Figure 4.9	Rotation des contraintes principales effectives au voisinage de la colonne (effet voûte)	90
Figure 4.10	Variation des surpressions interstitielles avec le temps	91
Figure 4.11	Variation des contraintes effectives avec le temps : (a) σ'_r ; (b) σ'_θ ; (c) σ'_z ; (d) p'	92

Figure 4.12	Variation des contraintes effective normalisées à la fin de la consolidation : (a) $z = 1.5$ m ; (b) $z = 5.5$ m ; (c) $z = 12.5$ m ; (d) $z = 21$ m	93
Figure 4.13	Variation des rapports K_r/K_0 et K_θ/K_0 avec la distance normalisé r/d	95
Figure 4.14	Comparaison de K_r/K_0 évaluée numériquement avec K/K_0 mesurée par Kirsch (2006)	97
Figure 4.15	Comparaison des valeurs de E/E_0 évaluée par la présente modélisation avec celles mesurée par Kirsch (2006)	98
Figure 4.16	Concept d'anneaux concentriques équivalent	101
Figure 4.17	Maillage et conditions aux frontières du modèle numérique utilisé	101
Figure 4.18	Modèle de la cellule unitaire	104
Figure 4.19	Comparaison des résultats numériques avec la méthode de Priebe (1995) : (a) $p_{app} = 100$ kPa ; (b) $p_{app} = 200$ kPa	105
Figure 4.20	Déformation du groupe de colonnes : (a) cas A ; (b) cas D	106
Figure 4.21	Contour des déformations totales de cisaillement sous la fondation : (a) cas A ; (b) cas D	107
Figure 4.22	Variation du déplacement latérale de la colonne de centre avec la profondeur : (a) $\alpha = 0.34$; (b) $\alpha = 0.24$; (c) $\alpha = 0.13$	108
Figure 4.23	Variation du déplacement latérale de la colonne de bord avec la profondeur : (a) $\alpha = 0.34$; (b) $\alpha = 0.24$; (c) $\alpha = 0.13$	108
Figure 4.24	Variation du déplacement latérale de la colonne de centre avec la profondeur : (a) 50 kPa ; (b) 100 kPa ; (c) 200 kPa	109
Figure 4.25	Variation du déplacement latérale de la colonne de bord avec la profondeur : (a) 50 kPa ; (b) 100 kPa ; (c) 200 kPa	110
Figure 4.26	Courbes de pression-tassement des fondations traitées pour les différents cas analysés : $\alpha = 0.34$; (b) : $\alpha = 0.24$; (c) : $\alpha = 0.13$	111

Chapitre 5

Evaluation numérique de la longueur optimale des petits groupes de colonnes ballastées

Numéro de la figure	Désignation	Page
Figure 5.1	Présentation du cas étudiée (groupe de colonnes ballastées sous une fondation circulaire)	116
Figure 5.2	Maillages et conditions aux limites du modèle numérique ($\alpha = 0.18$)	117
Figure 5.3	Dimensions des zones concernées par l'augmentation de K_0	119
Figure 5.4	Comparaison des résultats numériques avec les résultats des solutions analytiques : (a) Castro (2014a) ; (b) Ng et Tan (2015)	121
Figure 5.5	Influence de l'augmentation de K_0 sur le tassement de la fondation avec des différentes longueurs de la colonne : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$	122
Figure 5.6	Influence de l'augmentation de K_0 sur la variation du déplacement vertical avec la profondeur : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$	124
Figure 5.7	Déformation du groupe de colonnes ballastée flottantes sous une fondation rigide : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$	124
Figure 5.8	Influence de l'augmentation de K_0 sur la variation du déplacement latérale des colonnes de bord : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$	126
Figure 5.9	Influence de l'augmentation de K_0 sur la variation du déplacement latérale des colonnes de centre : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$	126
Figure 5.10	Influence de l'augmentation de K_0 sur la variation des déformations totales de cisaillement des colonnes de bord : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$	128
Figure 5.11	Influence de l'augmentation de K_0 sur la variation des déformations totales de cisaillement des colonnes de bord : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$	128
Figure 5.12	Distribution des déformations totales de cisaillement sous la fondation ($\alpha = 0.18$) : (a) K_0 ; (b) $2K_0$	129
Figure 5.13	Influence de la pression appliquée sur la longueur optimale des colonnes ballastées : $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$	130
Figure 5.14	Distribution des points plastiques sous la fondation pour différentes pressions appliquées ($L/D = 2.4$) : (a) : $\alpha = 0.18$; (b) : $\alpha = 0.36$	131
Figure 5.15	Distribution des déformations totales de cisaillement sous la fondation pour différentes pressions appliquées ($L/D = 2.4$) : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$	133

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1

Généralités sur la technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées

Numéro du la tableau	Désignation	Page
Tableau 1.1	Champ d'application des colonne ballastées (Dhouib et Blondeau 2005)	7

Chapitre 2

Synthèse bibliographique sur l'amélioration des performances de fondations renforcées par colonnes ballastées

Numéro du la tableau	Désignation	Page
Tableau 2.1	Longueur optimum des colonnes ballastées d'après Ng et Tan (2015)	55

Chapitre 3

Effet de l'installation de la colonne ballastée

Numéro du la tableau	Désignation	Page
Tableau 3.1	Valeurs de K évaluée par une analyse en retour d'après Elshazly et al. (2008a)	61

Chapitre 4

Effets de l'installation de la colonne ballastée sur les performances des fondations circulaires

Numéro du la tableau	Désignation	Page
Tableau 4.1	Valeurs des paramètres du sol utilisées (Carvajal et al. 2013)	77
Tableau 4.2	Effet de la frontière latérale sur le déplacement latérale et la contrainte radiale effective	82
Tableau 4.3	Informations générales sur les différents maillages testées	83
Tableau 4.4	Effet de la densité du maillage sur le déplacement latéral et la contrainte radiale effective	83
Tableau 4.5	Valeurs des rayons plastiques obtenu par la modélisation et la méthode analytique	86
Tableau 4.6	Valeurs du coefficient K publiée dans la littérature	97
Tableau 4.7	Effets de l'installation de la colonne ballastée	100
Tableau 4.8	Paramètres géométriques utilisée pour l'analyse	102
Tableau 4.9	Effet de la frontière latérale sur le déplacement verticale et la contrainte moyenne effective	102
Tableau 4.10	Informations générales sur les différents maillages testées	103
Tableau 4.11	Effet de la densité du maillage sur le déplacement vertical et la contrainte moyenne effective	103
Tableau 4.12	Paramètres géométriques utilisée pour le cas de la cellule unitaire	105

Chapitre 5

Evaluation numérique de la longueur optimale des petits groupes de colonnes ballastées

Numéro du la tableau	Désignation	Page
Tableau 5.1	Paramètres du sol et de la colonne ballastée	118
Tableau 5.2	Les valeurs du coefficient de pression latérale du sol (K) utilisées dans l'analyse	119

INTRODUCTION GENERALE

La construction d'ouvrages de génie civil dans les sols mous compressibles présente un grand défi pour les géotechniciens. Les tassements élevés, la faible portance, ainsi que la liquéfaction du sol sont les problèmes les plus courants rencontrés lors de la construction des fondations dans des sols mous. Pour résoudre ces problèmes, l'une des premières solutions envisagées est l'utilisation des fondations profondes (pieux). Mais parfois on peut rencontrer des contraintes qui pourraient être liées d'une part, à la nature du sol (substratum très profond, sols liquéfiables en zones sismiques) ou d'autre part, au coût de revient qui souvent est un facteur économique pénalisant. Dans des cas similaires, l'amélioration du sol est une solution très efficace pour résoudre ces problèmes d'instabilités moyennant un coût relativement économique.

L'amélioration des sols par colonnes ballastées est une technique très populaire de nos jours, elle est utilisée généralement pour améliorer la capacité portante et réduire le tassement des fondations situées dans les sols mous. Ce type de traitement est devenu une technique très utilisée et a connu un grand développement ces dernières années, car il offre plusieurs avantages relatifs à la rapidité d'exécution et au coût de revient assez faible par rapport à d'autre technique d'amélioration. Ce développement inclut aussi les domaines d'application et les procédés d'exécution de la technique ainsi que les méthodes de conception.

Les colonnes ballastées sont utilisées principalement dans les sols fins (argile, limon et sable fin à forte proportion de fines) qui doivent présenter une étreinte latérale suffisante et pérenne avec le temps pour assurer le confinement du ballaste. La technique de traitement des sols par colonnes ballastées s'est développée pour une large variété d'applications à savoir l'amélioration des larges surfaces telles que les remblais et les dallages ou les petites surfaces comme les fondations superficielles. Dans les deux cas, la performance du tassement est généralement le critère de conception dominant dans les sols traités par colonnes ballastées.

Les colonnes ballastées sont généralement installées comme un maillage infini de colonnes pour l'amélioration de larges surfaces. Le mécanisme de déformation des colonnes

dans ce cas est presque identique et le problème est simplifié comme un modèle de cellule unitaire, en une seule colonne et le sol environnant correspondant. Ce raisonnement a été adapté par plusieurs chercheurs dans des essais au laboratoire avec des modèles réduits (ex. Hughes et Withers 1974 ; Ambily et Gandhi 2007) pour étudier le comportement des colonnes ballastées. Aussi, le concept de la cellule unitaire a été utilisé par plusieurs auteurs (ex. Balaam et Booker 1981 ; Priebe 1995) pour développer des méthodes analytiques de l'estimation du tassement. Cependant, ces méthodes analytiques sont souvent basées sur des hypothèses simplificatrices qui limitent l'application de ces méthodes dans certaines situations, à titre d'exemple, la négligence de la déformation plastique du sol.

Les colonnes ballastées sont implantées aussi comme de petits groupes pour l'amélioration de petites surfaces rigides, telles que les fondations isolées (circulaires, carrées et rectangulaires) et les fondations filantes. Le mécanisme de déformation de petits groupes de colonnes en dessous d'une fondation rigide est très différent de celui d'un maillage infini de colonnes. La géométrie de la fondation interagit avec la géométrie des colonnes individuelles en produisant un mécanisme de déformation éventuel dans les colonnes. De plus, les colonnes situées à des emplacements différents sous la fondation n'ont pas la même déformation, ainsi une analyse qui considère chaque colonne ballastée et son sol environnant comme une cellule unitaire identique perdra cette variation réelle.

L'efficacité de la technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées n'est pas liée seulement aux propriétés élevées du ballaste, mais elle est liée principalement au processus de l'installation notamment lorsque les colonnes ont été installées par le processus de « vibro-displacement ». Le processus de l'installation de la colonne implique un déplacement latéral du sol mou entourant la colonne ballastée, ce qui provoque un compactage supplémentaire du sol environnant. Des mesures in-situ effectuées par (Watts et al. 2000 ; Kirsch 2006) ont montré que l'installation d'une colonne ballastée produit des changements significatifs dans le sol mou environnant la colonne à savoir l'augmentation des contraintes horizontales et du module pressiométrique du sol. Cependant, la plupart des méthodes analytiques ainsi que les modélisations numériques relatives à l'évaluation du tassement ou la capacité portante des sols traités par colonnes ballastées ne tiennent pas compte de ces effets. Il convient de dire que quelques études numériques récemment publiées ont montré que l'installation des colonnes provoque des effets bénéfiques sur le sol environnant. Néanmoins, les auteurs ne sont pas arrivés à établir des recommandations similaires qui peuvent être utilisées dans les méthodes de conception ainsi que dans la modélisation numérique.

Dans les dernières années, la performance du tassement des fondations rigides traitées par de petits groupes de colonnes ballastées a fait l'objet de plusieurs études numériques et expérimentales en modèle réduit. La longueur des colonnes et le taux de substitution sont les paramètres principaux qui influent sur la déformation des colonnes, ainsi que la performance des fondations. En effet, quelques études récemment publiées ont montré qu'il existe une longueur optimale, c'est-à-dire, la longueur des colonnes au-delà de laquelle la réduction du tassement est négligeable. Néanmoins, les tests de laboratoire ont été effectués généralement dans un sol homogène préparé en laboratoire, dans lequel les colonnes ont été installées avec un processus très simplifié qui ne simule pratiquement pas le processus comme en milieu réel. De la même manière, la plupart des études numériques n'ont pas tenu compte de l'effet de l'installation de la colonne ballastée.

Dans ce contexte, le présent sujet de recherche s'intéresse à l'investigation numérique en utilisant le code de calcul Plaxis 2D et 3D des performances des fondations rigides circulaires traitées par de petits groupes de colonnes ballastées en tenant compte de l'effet de l'installation des colonnes. Deux analyses ont été envisagées, dans la première analyse l'effet de l'installation a été évalué à partir d'un modèle numérique indépendant ensuite ces effets ont été introduits comme des paramètres initiaux dans un nouveau modèle pour investiguer l'efficacité de chaque effet d'installation sur le tassement de la fondation. Dans la deuxième analyse, l'effet de l'installation a été varié selon une fourchette pour évaluer la longueur optimale des colonnes ballastées en tenant compte de l'influence du niveau de la charge appliquée sur la fondation.

La présente thèse est présentée en cinq chapitres.

Le premier chapitre contient des généralités sur la technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées. Il sera présenté dans ce chapitre les performances de la technique, les domaines et les limites d'applications des colonnes ballastées, les techniques de mise en œuvre, quelques dispositions constructives, les paramètres caractéristiques, les mécanismes de ruptures d'une colonne ballastée isolée et d'un groupe de colonnes ainsi que les méthodes existantes pour le calcul de la capacité portante ultime d'une colonne ballastée isolée.

Le deuxième chapitre présente une synthèse bibliographique sur l'amélioration de la portance et la réduction du tassement des fondations renforcées par colonnes ballastées et aussi les approches de modélisation existante pour la simulation des colonnes ballastées. Le chapitre présente aussi une synthèse bibliographique sur les méthodes analytiques les plus

connues dans la littérature pour l'évaluation du tassement des fondations traitées par colonnes ballastées.

Le troisième chapitre expose une revue des travaux antérieurs importants publiés dans la littérature portant sur les effets de l'installation des colonnes ballastées sur le sol environnant et l'influence de la considération de ces effets sur l'amélioration des performances des fondations et particulièrement la réduction du tassement.

Le quatrième chapitre représente notre première contribution dans cette thèse, à savoir l'investigation numérique de l'efficacité des effets de l'installation d'une colonne ballastée sur les performances d'une fondation rigide circulaire traitée par un petit groupe de colonnes ballastées. On présente en premier lieu une modélisation numérique par le code de calcul Plaxis 2D de l'installation d'une colonne ballastée isolée en se basant sur la méthode de l'expansion d'une cavité cylindrique. Puis on expose les effets de l'installation sur le sol environnant en termes de contraintes effectives et de rigidités, immédiatement après l'installation de la colonne et à la fin de la consolidation, afin de proposer un nouvel état qui reflète les changements positifs apportés au sol dû à l'installation de la colonne. Ensuite, on considère le nouvel état du sol comme un état initial pour évaluer l'efficacité de chaque effet d'installation sur la déformation des colonnes et la réponse pression-tassement de la fondation.

Le cinquième chapitre fait l'objet d'une étude tridimensionnelle dans laquelle des analyses numériques par le code Plaxis 3D ont été effectuées pour évaluer la longueur optimale de petits groupes de colonnes ballastées sous une fondation rigide circulaire. Tout d'abord, des fondations traitées avec de petits groupes de colonnes ballastées ayant des longueurs et des taux de substitutions différents ont été modélisées pour étudier la relation entre l'effet de l'installation de colonnes ballastées et la longueur optimale des colonnes. Ensuite, les fondations ont été soumises à différentes pressions appliquées pour étudier l'influence du niveau de chargement sur la longueur optimale des colonnes ballastées.

PARTIE I

Synthèse Bibliographique

Chapitre 1

Généralités sur la technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées

1.1 Introduction

L'amélioration des sols par des colonnes ballastées est probablement la technique la plus pratiquée parmi les différentes techniques d'amélioration des sols. Elle consiste à incorporer dans le sol un matériau granulaire, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compacté par passes successives à l'aide d'un vibreur afin d'obtenir un milieu composite ayant des caractéristiques globales meilleures que le sol non traité et permettant d'après Dhouib et Blondeau (2005) :

- D'améliorer globalement les caractéristiques mécaniques du sol traité ;
- D'augmenter la capacité portante du sol sous les ouvrages projetés ;
- De réduire les tassements sous les charges appliquées ;
- D'accélérer le drainage et la consolidation primaire du sol ;
- De contribuer à la stabilité générale des remblais ;
- De réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

Ce chapitre présente des généralités sur la technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées. Premièrement, il définit les domaines et les limites d'applications des colonnes ballastées, ainsi que les techniques les plus utilisées de nos jours pour la mise en installation des colonnes ballastées. Ce chapitre récapitule aussi les dispositions constructives, les paramètres caractéristiques et les différents mécanismes de rupture de la colonne ballastée.

1.2 Domaine et limite d'application

1.2.1 Type d'ouvrage

Les recommandations du Comité Français de Mécanique des Sols (CFMS 2011) stipule que l'utilisation la plus fréquente des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages ou radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

- Halls et Silos de stockage ;
- Bâtiments industriels et commerciaux ;
- Ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs de toute nature, station d'épuration).

Les colonnes ballastées peuvent aussi servir pour l'amélioration du sol support sous les remblais d'accès de surélévation (barrage et digues en terres, routes, chemin de fer) ou pour stabiliser des glissements du sol. Elles sont moins utilisées sous les fondations superficielles de bâtiments logistiques et peu utilisées sous les bâtiments d'habitation. Elles sont utilisées aussi sous les ouvrages maritimes (renforcement de fonds marins).

1.2.2 Type de sol

La réalisation des colonnes ballastées impose que le sol environnant offre une étreinte latérale suffisante pour assurer le confinement du ballast. Les colonnes ballastées sont utilisées principalement dans les sols fins (argile, limon et sable fin à forte proportion des fines) qui possèdent une certaine cohésion ($c_u > 20$ kPa Selon CFMS 2011) et dans les remblais anthropiques inertes (figure 1.1).

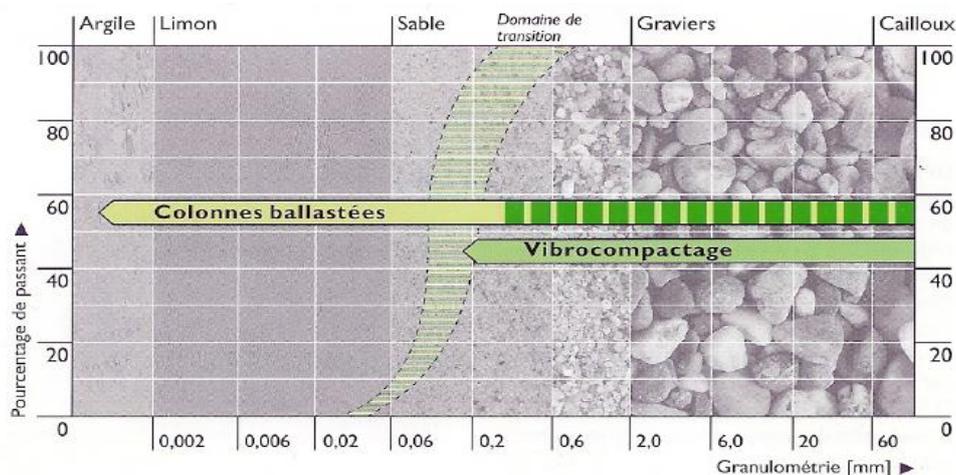


Figure 1.1 : Champ d'application des colonnes ballastées (Six 2006)

Lorsque le sol contient une forte proportion granulaire la technique de vibrocompactage, appelée aussi « vibroflottation » est généralement pratiquée. Le vibrocompactage sert à densifier les sables lâches et les graviers. Cette technique consiste à fonder dans le sol un vibreur relativement puissant, qui densifie l'empilement des particules du sol et à compléter par un apport de matériaux pour atteindre le niveau final de la plateforme. La figure 1.1 représente le champ d'application de chaque technique.

La stabilité de la colonne est assurée par le confinement latérale du sol, qui doit présenter une étreinte latérale suffisante pour éviter l'expansion latérale du ballast. Pour cela, l'utilisation des colonnes ballastée est déconseillée dans les sols organiques, les sols qui contiennent une forte proportion de matériaux organiques (tourbe, argile et vase organique) et les matériaux de décharges en raison de leur comportement évolutif dans le temps et de leurs déformations par fluage qui ne peuvent pas assurer une étreinte latérale pérenne pour confiner le ballast. Dhouib et Blondeau (2005) ont classé les sols concernés par l'amélioration des sols par colonnes ballastées (tableau 1.1) et l'étreinte latérale que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne.

Tableau 1.1 : Champ d'application des colonnes ballastées (Dhouib et Blondeau 2005)

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale				Remarque
		p_l (kPa)	q_c (MPa)	N_{SPT} (coups)	c_u (kPa)	
Argile	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	-
Limon	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	25-50	-
Sable fin	Oui	150-400	0.6-1.2	4-6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Autres sols organique	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif
Remblai inerte	Oui	200-500	0.6-1.6	-	-	
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériau évolutif

1.3 Techniques de mise en œuvre

Les colonnes ballastées peuvent être réalisées par des vibreurs suspendus à une grue. Le vibreur se compose d'un long tube en acier (de longueur entre 3-5 m) dont le diamètre varie entre 0.3 à 0.5 m, dans lequel sont montés un excentrique et un moteur électrique ou hydraulique. La rotation de l'excentrique entraîne la génération des forces horizontales qui sont utilisées pour déplacer le sol et compacter le matériau d'apport. La société « Keller » a développé plusieurs types de vibreurs à savoir les conditions du sol. L'alimentation du matériau d'apport (ballast) peut se faire par le haut (alimentation par le haut) ou par le bas du vibreur (alimentation par le bas). La figure 1.2 présente les deux types de vibreur fréquemment utilisé dans la plupart des terrains. Le fonçage du vibreur dans le sol s'effectue par l'injection de l'eau ou de l'air et parfois les deux (cas assez rare).

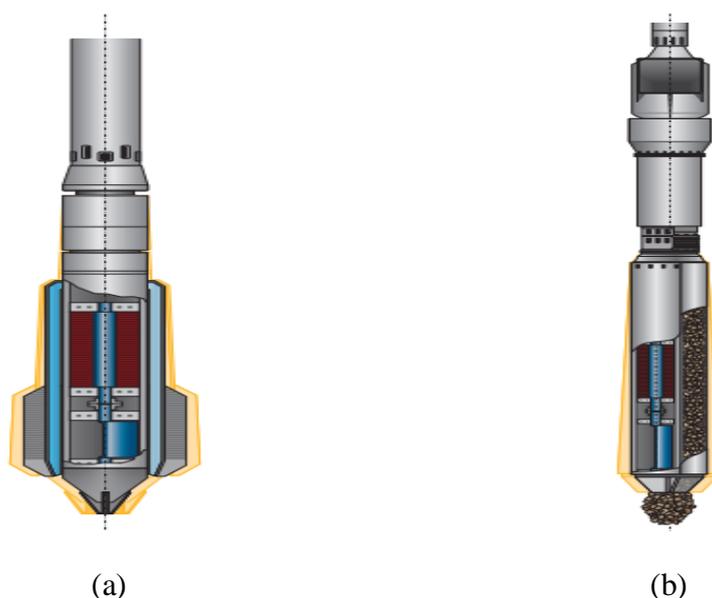


Figure. 1.2 : Sections transversales des vibreurs de Keller : (a) alimentation par le haut ;
(b) alimentation par le bas (Raju et al. 2004)

1.3.1 Colonne exécutée par voie humide (vibro-replacement)

Dans cette méthode, la pénétration à la profondeur désignée est assistée par des jets d'eau à haute pression à la pointe du vibreur. Une fois, le vibreur atteint la profondeur désigné le matériau d'apport est incorporé dans le forage réaliser à partir de la surface du sol à l'aide d'un chargeur. Ensuite, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport prend sa place sous la pointe du vibreur. Le compactage se procède par va-et-vient de la pointe du

vibreux et simultanément avec la génération des vibrations. Cette opération est effectuée par passe successives de l'ordre de 0.5 m de haut jusqu'à atteindre la surface du sol. Cette méthode est un processus de remplacement partiel dans lequel une partie du sol est remplacée et le reste est déplacé et comprimé latéralement (Raju et al. 2004). La figure 1.3 présente les étapes de la procédure de l'installation d'une colonne par cette méthode. Cette méthode est utilisée dans les sols relativement imperméables et cohésifs, généralement dans la gamme de résistances allant de $c_u = 15$ à 50 kPa et dans les endroits où la nappe phréatique est élevée et la stabilité du forage est discutable (Greenwood et Kirsch 1984). Le principal inconvénient de cette technique est représenté dans la grande quantité d'eau requise et qui doit ensuite être éliminée sans causer de pollution (Dheerendra Babu et al. 2012).

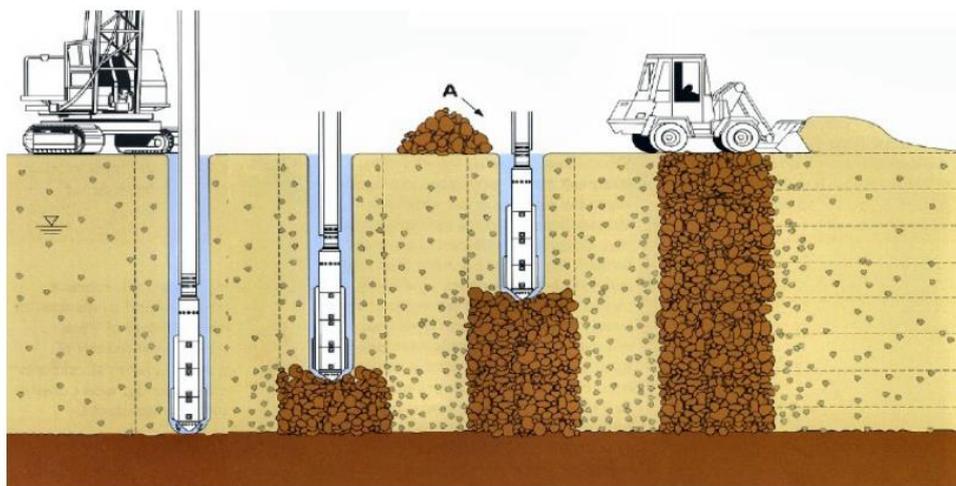


Figure 1.3 : Procédure de l'installation d'une colonne exécutée par voie humide (Raju et al. 2004)

1.3.2 Colonne exécutée par voie sèche (vibro-déplacement)

Dans cette méthode, la pénétration à la profondeur requise est effectuée par auto-fonçage du vibreur directement dans le sol par refoulement latéral, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur la pointe du vibreur. Le matériau d'apport est alimenté au sommet du vibreur et transféré par un tube spécial fixé au vibreur et attaché directement à sa pointe (alimentation par le bas). La dernière étape consiste à compacter le matériau d'apport par passes successives de l'ordre de 0.5 m jusqu'à la fin de la colonne. Cette méthode est un processus de déplacement pur où aucun sol n'est enlevé. De plus, aucun jet d'eau n'est requis. La figure 1.4 présente les étapes de l'installation d'une colonne par voie sèche. Cette

technique est appliquée dans des sols cohésifs insensibles et stables ($c_u = 30$ à 60 kPa). Le procédé par voie sèche est plus propre que la technique par voie humide, car aucun jet d'eau n'est requis.

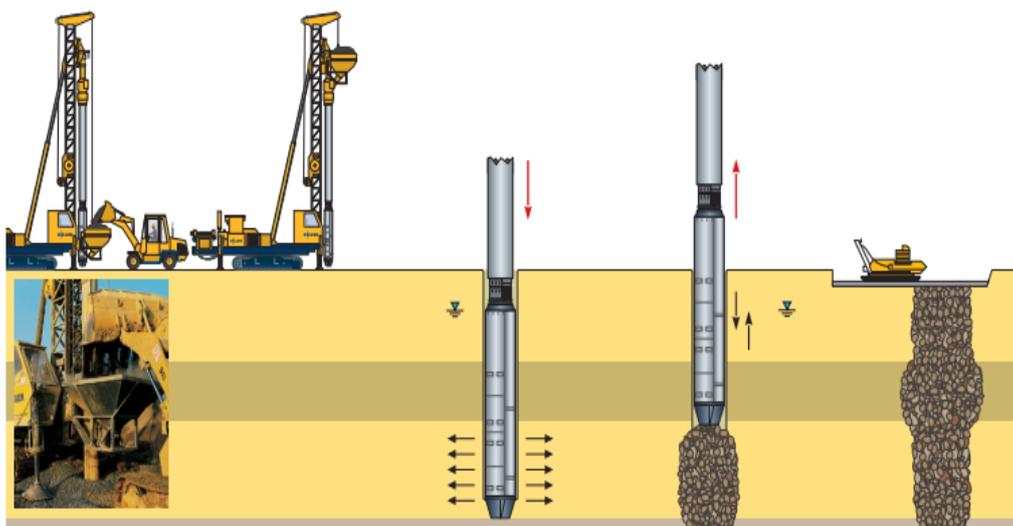


Figure. 1.4 : Procédure de l'installation d'une colonne exécutée par voie sèche (Raju et al. 2004)

1.4 Dispositions constructives

1.4.1 Matériau d'apport

Les matériaux d'apport des colonnes doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées. Selon les recommandations du Comité Français de Mécanique des Sols (CFMS 2011) les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- $LA < 35$
- $MDE < 30$
- $LA + MDE < 60$
- Pourcentage des fines $< 5 \%$

La granulométrie dépend de la technique de mise en œuvre utilisée :

- Alimentation par le bas : $8/40$ mm ;
- Autre méthode $20/75$ mm.

1.4.2 Matelas

Le DTU 13.2 stipule qu'un groupe de colonnes ballastées est toujours coiffé par une couche de répartition, il s'agit d'une couche épaisse de matériau graveleux et c'est souvent la plateforme de travail qui elle-même joue le rôle de couche de répartition. Selon les recommandations de SFMS (2011), l'épaisseur minimale d'un matelas de répartition en matériaux granulaires est de 40 cm, et elle dépend de plusieurs facteurs :

- La nature et l'intensité des charges ;
- Le type de fondation ;
- Le module de déformation du matelas et du sol environne ;
- Les caractéristiques de la colonne ballastée (diamètre et maillage)

Dans le cas de fondation rigide (radier rigide et semelle) le matelas n'est pas nécessaire.

1.4.3 Diamètre de la colonne

Le diamètre de la colonne (d) peut varier le long de la hauteur en fonction de la nature et la résistance de différentes couches traitées, elle dépend aussi du diamètre du vibreur. En générale d est compris entre 0.5 et 0.8 m pour une colonne exécutée par voie sèche (CFMS 2011), pour le cas des colonnes exécutées par voie humide d est plus important, de l'ordre de 1.0-1.2 m (Raju et al. 2004). Le diamètre moyen de la colonne peut être déterminé à partir du volume de matériau d'apport compacté requis pour remplir le forage de longueur connue.

1.4.4 Disposition des colonnes ballastées

Les colonnes ballastées doivent être déposées selon un maillage régulier, généralement carré ou triangulaire et parfois hexagonal (figure 1.5). D'après les recommandation Indien (IS:15284-2003), l'espacement (s) entre les colonnes peut varier entre de $1.5d$ à $2.5d$ en fonction des conditions de site, du type de chargement, de la technique d'installation, etc. Chaque colonne possède un domaine d'influence qu'est caractérisé par le diamètre équivalent (d_e). D'après Balaam et Booker (1981), la valeur du diamètre d_e peut-être déterminer en fonction de s et le type de maillage :

- Un maillage triangulaire (figure. 1.5-a) : $d_e = \sqrt[4]{\frac{12}{\pi^2}} s = 1.05 s$
- Un maillage carré (figure. 1.5-b) : $d_e = \sqrt[4]{\frac{16}{\pi^2}} s = 1.13 s$

- Un maillage hexagonal (figure. 1.5-c) : $d_e = \sqrt{\frac{27}{\pi^2}} s = 1.29 s$

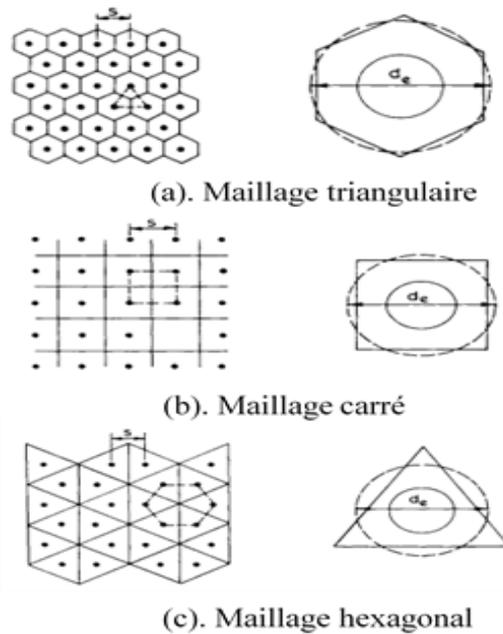


Figure 1.5 : Disposition et domaine d'influence de la colonne ballastée (Balaam et Booker 1981)

1.5 Paramètres caractéristiques

L'étude du comportement et du dimensionnement des colonnes ballastées conduit à introduire les paramètres caractéristiques usuels suivant (Dhouib et Blondeau 2005) :

- Le taux d'incorporation ;
- Le rapport de concentration des contraintes ;
- Le facteur de réduction des tassements.

1.5.1 Taux d'incorporation

Le taux d'incorporation ou le coefficient de substitution (α) est le rapport de la surface de la colonne (A_c) à la surface du domaine d'influence de la colonne (A) :

$$\alpha = \frac{A_c}{A} = \left(\frac{d}{d_e}\right)^2 \quad (1.1)$$

Dans le cas des fondations renforcées par des petits groupes de colonnes ballastées, α est le rapport de la surface totale des colonnes ($N.A_c$) sous la fondation à la surface de la fondation (A_f), ce qui conduit :

$$\alpha = \frac{N A_c}{A_f} \quad (1.2)$$

Où N est le nombre de colonnes sous la fondation.

1.5.2 Rapport de concentration des contraintes

Lorsqu'un massif de sol traité par des colonnes ballastées est soumis par une contrainte uniformément répartie (σ_0). Les colonnes ballastées ont des résistances et rigidités supérieures à ceux du sol traité, ce qui conduit à une concentration de la contrainte vertical sur les colonnes noté σ_c et une réduction de la contrainte sur le sol noté σ_s (figure 1.6). Le rapport de concentration des contrainte noté n défini comme le rapport entre la contrainte verticale sur la colonne à celle sur le sol :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (1.3)$$

Le rapport n dépend de la rigidité relative de la colonne et du sol environnant. La valeur de n est généralement comprise entre 2 et 6 (Aboshi 1979 ; Goughnour et Bayuk 1979).

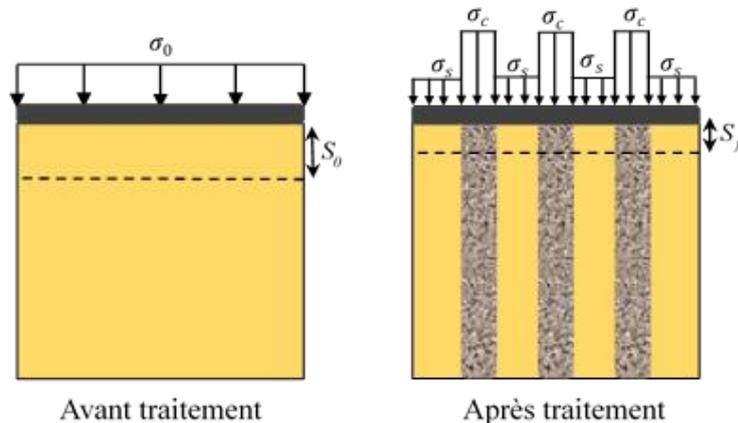


Figure 1.6 : Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements

1.5.3 Facteur de réduction des tassements

L'estimation de la réduction de tassement est généralement le critère de conception dominant dans les sols traités par colonnes ballastées (figure 1.6). La plupart des méthodes de conception analytiques fournissent une prédiction directe du facteur de réduction des

tassements (β), qui est défini comme le rapport de tassement du sol avant traitement (S_0) divisé par le tassement du milieu composite obtenu après traitement (S_f), soit :

$$\beta = \frac{S_0}{S_f} \quad (1.4)$$

Suivant la densité du maillage et les conditions géotechniques rencontrées, ce facteur est généralement compris entre 1.5 et 4 sous charges réparties (CFMS 2011).

1.6 Mécanisme de rupture

1.6.1 Colonne isolée

Les différentes publications (Hughes et Withers 1974 ; Hughes et al. 1975 ; Brauns 1978, 1980 ; Ambily et Gandhi 2007 ; Shivashankar et al. 2011 ; Mohanty et Samanta 2015) se rapportant à la capacité portante ultime d'une colonne isolée s'articulent autour de trois modes de rupture (figure 1.7), correspondant d'après Datye (1982) à des configurations géométriques bien différentes :

- Rupture par expansion latérale (figure 1.7-a) ;
- Rupture par cisaillement généralisé (figure 1.7-b) ;
- Rupture par poinçonnement (figure 1.7-c).

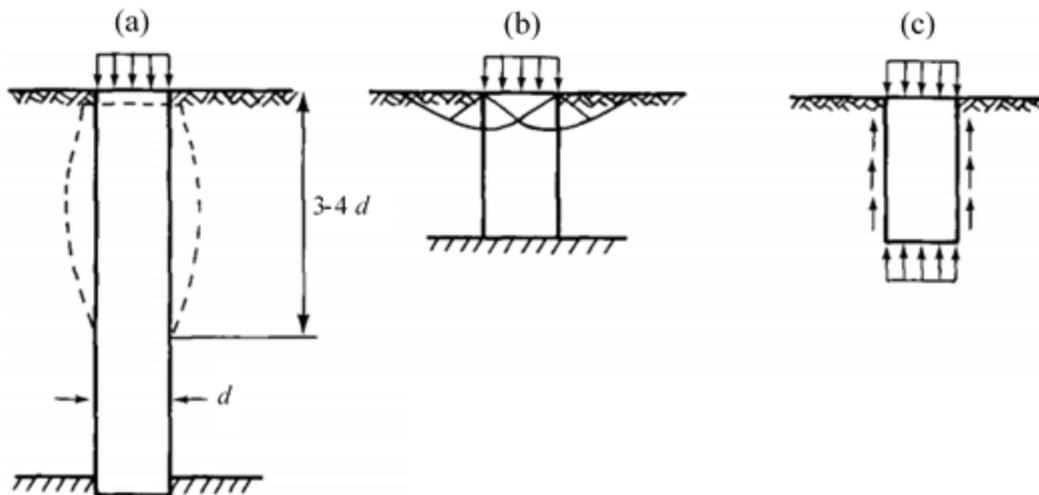


Figure 1.7 : Types de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène d'après Datye (1982)

1.6.1.1 Rupture par expansion latérale

En 1974, Hughes et Withers ont réalisé la première investigation avec des modèles réduits sur le mode de rupture d'une colonne de sable installé dans une argile homogène « Kaolin clay ». Les auteurs ont observé que les déformations verticales et latérales sont produites dans la partie supérieure de la colonne (figure 1.8). En outre, seule l'argile qui a une distance radiale de $2.5d$ est tendue latéralement, tandis que le déplacement vertical des colonnes n'a pas été étendu au-dessous de $4d$. Pour conformer ces résultats Hughes et al. (1975) ont effectué des tests de chargement en vraie grandeur sur une colonne ballastée isolée. Le chargement a été effectué par une plaque circulaire de 0.66 m de diamètre qui est légèrement moins grande que le diamètre de la colonne. Après le chargement, le sol entourant la colonne a été excavé pour déterminer la forme de la colonne. Les auteurs ont constaté que la forme de la colonne est similaire à celle observée par Hughes et Withers (1974). En outre l'expansion comme prévue a été limitée à la zone supérieure. À partir des tests en modèle réduits, Ambily et al. (2007) ont constaté que l'expansion maximum se concentre à une profondeur de $0,5d$ à partir du haut.

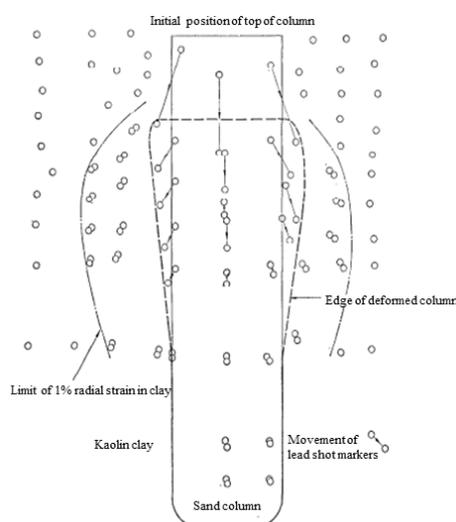


Figure 1.8 : Déformation d'une colonne de sable isolé (modèle réduit) sous charge axiale en tête (Hughes et Withers 1974)

Lorsque la colonne est installée dans un sol stratifié, Shivashankar et al. (2011) ont remarqué que l'expansion se produit seulement dans la couche de sol la plus faible, de plus l'expansion croît avec l'augmentation de cette couche, en raison d'un confinement latéral moindre offert par ce sol. Au moyen de tests au laboratoire et d'une étude numérique,

Mohanty et Samanta (2015) ont constaté que l'expansion latérale de la colonne est plus importante dans le sol stratifié que dans le sol homogène. D'après les auteurs la longueur de l'expansion latérale augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche supérieure, mais elle est limitée à une longueur de $2d$. En outre, la profondeur de l'expansion maximale se trouve à une profondeur de $0.5d$ à $0.8d$ et elle est indépendante de l'épaisseur de la couche supérieure lorsqu'elle dépasse $2d$.

1.6.1.2 Rupture par cisaillement généralisé

La rupture par cisaillement se produit généralement dans les colonnes sous les fondations rigides. La figure 1.9 illustre la contribution la plus connue sur ce sujet (Brauns 1978), qui a envisagé le cas de la rupture axisymétrique d'un volume de matériau composite « ballast-sol » limité par une surface tronconique centrée sur l'axe de la colonne et développé jusqu'à une profondeur notée h (Soyer 1985), exprimé comme suit :

$$h = d \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \quad (1.5)$$

Avec φ_c est l'angle de frottement interne du matériau de la colonne ballastée.

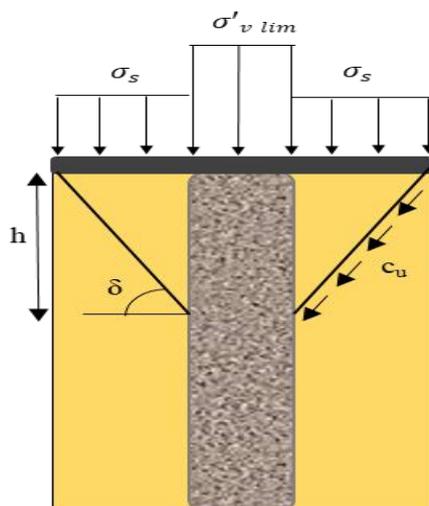


Figure 1.9 : Rupture par cisaillement d'une colonne ballastée isolée sous charge axiale en tête d'après Brauns (1978)

1.6.1.3 Rupture par poinçonnement

Pour les colonnes flottantes, le poinçonnement est obtenu lorsque la résistance du sol sous la pointe de la colonne ne peut pas équilibrer la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ qui se transmet

dans la colonne (figure 1.10). La contrainte verticale régnant à la profondeur z à l'intérieur de la colonne peut être exprimé d'après Brauns (1980) par l'équation suivante :

$$\sigma_v(z) = \sigma_{v,0} + z(\gamma - 2 \frac{c_u}{r_c}) \quad (1.6)$$

Avec :

- $\sigma_{v,0}$: la contrainte verticale qui lui est appliquée en tête ;
- γ_c : poids volumique de la colonne ;
- r_c : rayon initial de la colonne.

Pour éviter le poinçonnement, il faut que la contrainte vertical σ_v (L_{min}) ne doit pas excéder la contrainte verticale limite σ_v^* de la base de la colonne dont la valeur usuellement utilisée pour les pieux est de $9 c_u$. La profondeur de traitement devrait vérifier la condition suivante :

$$L_{min} < L < L_{max}, \text{ Avec : } L_{min} = \frac{1}{2} r_c \left(\frac{\sigma_{v,0}}{c_u} - 9 \right) \text{ et } L_{max} = \frac{1}{2} r_c \left(\frac{\sigma_{v,0}}{c_u} \right)$$

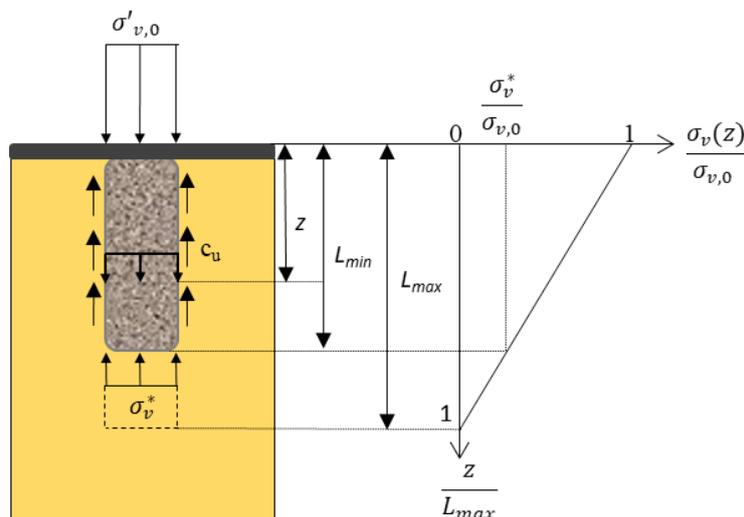


Figure 1.10 : Rupture par poinçonnement d'une colonne ballastée flottante isolé sous charge axial en tête (Brauns 1980)

1.6.2 Groupe de colonnes

Le mécanisme de rupture d'un groupe de colonnes ballastées sous une fondation rigide ou souple (flexible) est très différent de celui d'une colonne isolée, et c'est un multiple des modes de ruptures (cisaillement, flexion, expansion et poinçonnement).

Muir Wood et al. (2000) ont effectué des essais sur un modèle réduit de groupe de colonnes ballastées soumis à une charge répartie à l'aide d'une semelle circulaire. Le programme expérimental consiste d'étudier l'effet des variations de d , L et s sur le

comportement des colonnes. A partir des photographies représentées dans la figure 1.11 (enregistrées après le chargement à la rupture), les auteurs ont constaté que le mode de déformation des colonnes dépend de la configuration géométrique des colonnes :

- Si la colonne est chargée et bien qu'elle a la possibilité de s'étendre radialement, la contrainte moyenne dans la colonne augmente et l'expansion se produit (colonne A dans la figure 1.11).
- Si la colonne est soumise à un taux de chargement élevé avec une faible retenue latérale, alors un plan de rupture par cisaillement diagonal peut se former à travers la colonne (colonne B dans la figure 1.11).
- Si la colonne est suffisamment courte pour qu'une charge significative soit transmise à la base de la colonne, elle pénétrera alors dans l'argile sous-jacente (figure 1.11-a). Au fur et à mesure que la longueur de la colonne (L) augmente, la pénétration diminue du fait que la charge se transfère de moins en moins à la base des colonnes (figure 1.11-b).

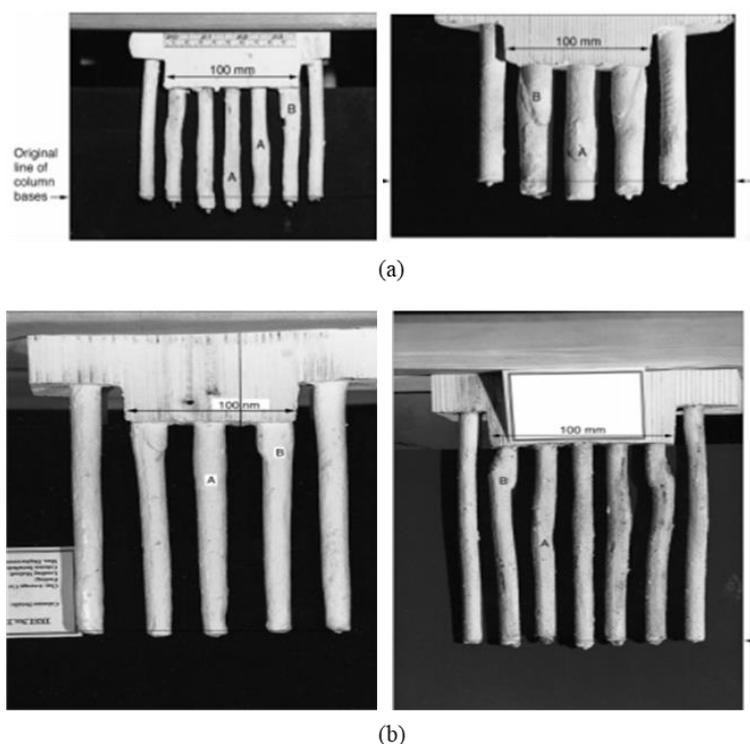


Figure. 1.11 : Photographies montrent la déformation d'un groupe de colonnes d'après Muir Wood et al. (2000) : (a) colonnes courtes ; (b) colonnes longues

Les auteurs ont constaté que la zone d'influence de la fondation sur le sol renforcé sous-jacent est approximativement conique (figure 1.12), et elle caractérisée par un angle δ dépend de l'angle de frottement moyenne colonne/sol ($\bar{\varphi}$) et elle augmente avec l'augmentation du taux de substitution, soit :

$$\delta = \frac{\pi}{4} + \frac{\bar{\varphi}}{2} \quad (1.7)$$

Les résultats principaux à tirer de ces observations physiques est que la géométrie de la fondation interagit avec la géométrie des colonnes en produisant un mécanisme de déformation éventuel dans les colonnes. En outre, la profondeur à laquelle la déformation se produit dans les colonnes individuelles est principalement contrôlée par le diamètre de la fondation elle-même et non pas par le diamètre des colonnes.

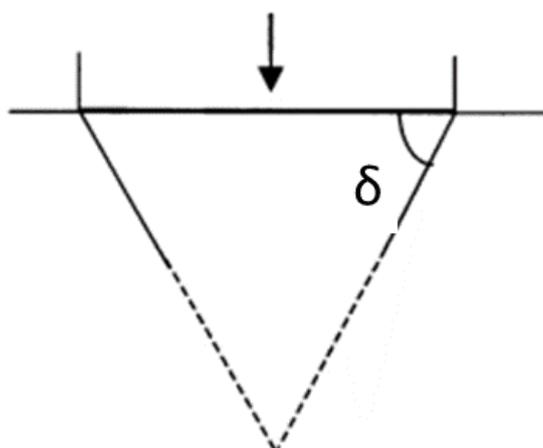


Figure 1.12 : Schéma du cône produit sous la fondation d'après Muir Wood et al. (2000)

McKelvey et al. (2004) ont étudié au laboratoire le comportement de petits groupes de colonnes de sable chargée par des semelles circulaires, filantes et carrés. La série de tests a été effectués par des colonnes courtes ($L/d = 6$) et plus longues ($L/d = 10$). Une caméra a été installée pour suivre la déformation des colonnes. Les photographies montrent que les colonnes ont été renflées seulement dans les directions non confinées (loin des colonnes voisines). D'après McKelvey et al. (2004), la raison principale de ça est le confinement apporté par les colonnes voisines. Les colonnes courtes ($L/d = 6$) ont été renflées et aussi pénétrées dans l'argile molle sous-jacente. La pénétration est d'environ 5 mm et le renflement a eu lieu sur toute la longueur des colonnes. Les colonnes plus longues ($L/d = 10$) ont été déformées significativement seulement dans la région supérieure, et la colonne centrale se

déformait moins que les colonnes de bord, encore une fois en raison de le confinement fourni par les colonnes voisines.

Wehr (2004) a effectué une analyse numérique par la méthode des éléments fini pour étudier le mode de déformation d'un groupe de colonnes sous une fondation rigide. Les résultats de cette analyse numérique ont été comparés aux études expérimentales de Hu (1995). Après le déplacement de la fondation (10 mm), l'auteur a constaté qu'il y'a une partie du sol en forme de coin sous la semelle qui ne subit presque aucune déformation, au bord de ce coin une zone de cisaillement se concentre dans la colonne et dans l'argile environnante ayant la même inclinaison. Cette zone se concentre entre le coin de la semelle et la colonne centrale et elle ne s'étend jusqu'à une profondeur limitée en fonction des mouvements des colonnes par rapport au sol environnent. Différents modes de déformations ont été observés par l'auteur à savoir l'expansion, le cisaillement et le poinçonnement. L'expansion a lieu dans la colonne centrale, et le cisaillement se concentre dans les colonnes médianes et de bord (figure 1.13-a). Wher (2004) a remarqué aussi que si la longueur des colonnes réduit à $1.1 D$ (avec D est le diamètre de la semelle), un poinçonnement significatif se produit à la base des colonnes. Sur la base des essais par des modèles réduits, Hu (1995) a suggéré une longueur critique de $1.5 D$ pour que le poinçonnement sera insignifiant. Cependant, d'après Wher (2004) cette longueur ($1.5 D$) ne peut pas être une valeur constante, car elle dépend des paramètres de sol choisi.

En 2006, Wehr a étudié le mode de déformation de groupe de colonnes chargé par une fondation souple (flexible) et a comparé cela avec l'analyse précédente (Wehr 2004), dans lequel il a utilisé une fondation rigide. Après le déplacement de la fondation (20 mm), l'auteur a constaté que le coin non déformé qui a été observé sous la fondation rigide (Wehr 2004), n'est pas apparu dans le cas d'une fondation souple et aucun cisaillement de colonnes n'a été observé, par contre l'expansion a lieu dans toutes les colonnes comme la montre la figure 1.13-b.

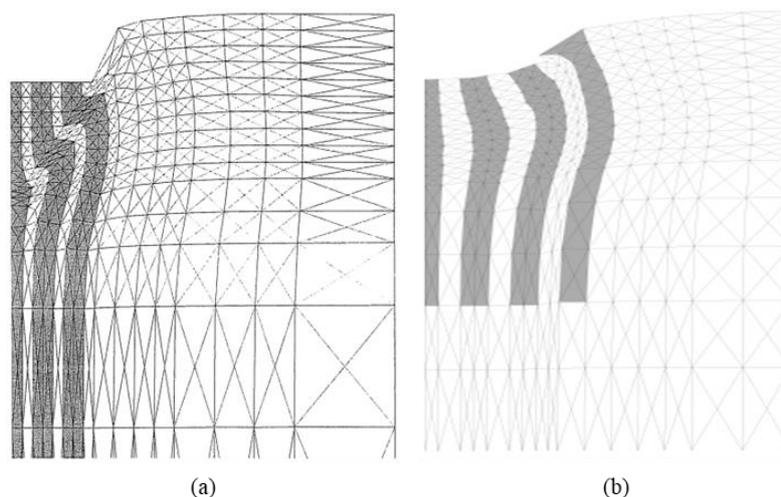


Figure 1.13 : Déformation des groupes de colonnes : (a) colonnes sous fondation rigide ;
(b) colonnes sous fondation flexible (Wehr 2004, 2006)

McCabe et Killeen (2016) ont étudié numériquement à l'aide de Plaxis 3D le mode de déformation d'un groupe de 9 colonnes (avec $L = 3, 8, 13.9$ m) chargé par une semelle carrée. En observant les zones de déformation de cisaillement, les auteurs ont constaté que dans les colonnes courtes ($L = 3$ m) la majorité de ces zones se concentre sous la base des colonnes, ce qu'indique d'après les auteurs le poinçonnement, de plus les colonnes moins espacées tendent à poinçonner comme un bloc, alors que les colonnes largement espacées tendent à poinçonner individuellement. Le mode de déformation par expansion latérale a été remarqué dans les plus longues colonnes ($L = 8$ et 13.9 m), dans lesquelles l'emplacement de l'expansion maximale reste constant à une profondeur d'environ 2.5 m, qui est proche au sommet de l'argile le plus mou. Simultanément, les auteurs ont observé un mode de déformation secondaire sous la forme d'un plan de cisaillement entre le coin de la semelle et le point de l'expansion maximal qui est semblable à une rupture de cisaillement générale. Ce mécanisme est similaire à celle observé expérimentalement par des essais en modèle réduit par Muir Wood et al. (2000) et confirmé numériquement par Wehr (2004). McCabe et Killeen (2016) ont suggéré que le mode de déformation d'un groupe de colonnes sous une fondation rigide peut être contrôlé par deux facteurs, donnés comme suit :

- Facteur de compression = $\frac{u_f - u_c}{u_f}$
- Facteur de poinçonnement = $\frac{u_c - u_s}{u_f}$

Où u_f , u_c et u_s sont respectivement les déplacements totaux de la fondation, de la colonne et du sol environnant les colonnes (figure 1.14).

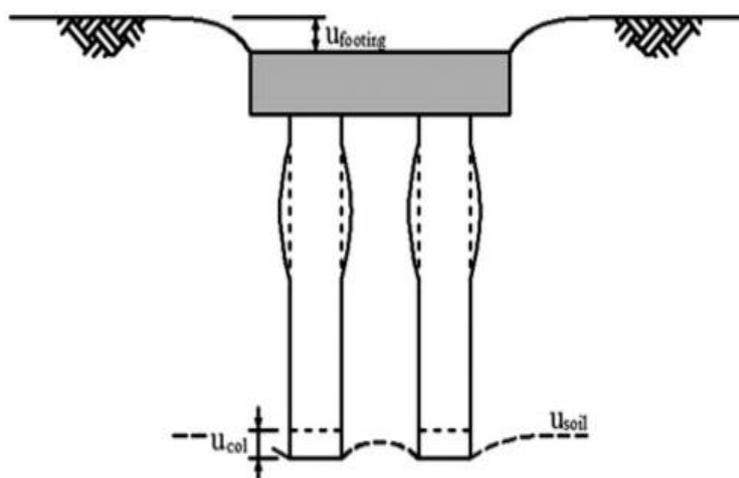


Figure 1.14 : Schéma illustré les déplacements u_f , u_c et u_s (McCabe et Killeen 2016)

À titre d'exemples, si le facteur de compression est faible et le facteur de poinçonnement est élevé le mode de déformation principale est le poinçonnement parce qu'une grande proportion de la charge est transférée à la base, tandis que si le facteur de compression est élevé et le facteur de poinçonnement est faible alors l'expansion est le mode de déformation principale car le transfert de la charge vers la base est limité par une déformation radiale excessive de la colonne.

1.7 Capacité portante ultime d'une colonne ballastée isolée

1.7.1 Rupture par expansion latérale

1.7.1.1 Greenwood (1970)

Greenwood (1970) est le premier auteur qui a proposé une solution pour l'évaluation de la capacité portante ultime d'une colonne ballastée isolée. Cette solution a été élaborée par une analogie entre la colonne ballastée et une éprouvette de matériau pulvérulent (de même angle de frottement que le ballast) subissant une compression triaxiale sous une contrainte de confinement égale à la résistance latérale maximale offerte par le sol entourant la colonne. D'après l'auteur, la capacité portante ultime (q_u) à la tête de la colonne au moment de la rupture est donnée par :

$$q_u = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) \sigma'_{h \text{ lim}} \quad (1.8)$$

Avec $\sigma'_{h\ lim}$ est la contrainte horizontale effective maximale du sol (étrointe latérale) donné à partir d'essais triaxiaux comme suit :

$$\sigma'_{h\ lim} = \gamma z_{exp} k_{ps} + 2c_u \sqrt{k_{ps}} \quad (1.9)$$

Où γ_s est le poids unitaire de sol, z_{exp} est la profondeur moyenne de l'expansion, k_{ps} est le coefficient de pression passive du sol $\left(k_{ps} = \frac{1+\sin \varphi_s}{1-\sin \varphi_s}\right)$, avec φ_s est l'angle de frottement du sol. L'étreinte latérale peut être donné aussi à partir d'essais pressiométrique de Ménard, sous la forme :

$$\sigma'_{h\ lim} = p_l - u \quad (1.10)$$

Avec u est la pression interstitielle à la périphérie de la colonne.

1.7.1.2 Hughes et Withers (1974)

À partir des essais au laboratoire, Hughes et Withers (1974) ont indiqué que lorsque la colonne se dilate la résistance radiale du sol atteint une valeur limite à laquelle la rupture par expansion se produit. Les auteurs ont indiqué que la capacité portante ultime de la colonne ballastée est contrôlée principalement par la réaction radiale maximale du sol contre l'expansion. La capacité portante ultime d'après Hughes et Withers (1974) est donnée comme suit :

$$q_u = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2} \right) (\sigma'_{h,0} + 4c_u) \quad (1.11)$$

Où $\sigma'_{h,0}$ est la contrainte horizontale effective initiale dans le sol avant la construction de la colonne.

1.7.2 Rupture par cisaillement généralisé

Sur la base des observations à partir des essais triaxiaux, Brauns (1978) a développé une formule définie dans l'équation (1.12) pour l'évaluation de la capacité portante ultime en tête de la colonne. Cette méthode prend en considération une surcharge (σ_s) appliquée à la surface du sol, autour de la fondation placée en tête de la colonne.

$$q_u = \left[\sigma_s + \frac{2c_u}{\sin(2\delta)} \right] \cdot [1 + \sin(2\delta)] \cdot \left[1 + \frac{\sqrt{K_{pc}}}{\tan \delta} \right] \cdot K_{pc} \quad (1.12)$$

Avec :

- K_{pc} : coefficient de pression passive du ballast, $K_{pc} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right)$;
- δ : angle de la génératrice du cône avec l'horizontale.

1.7.3 Rupture par poinçonnement

Comme précédemment indiqué dans la section (1.6.1-c), le poinçonnement se produit lorsque $L \leq L_{min}$. D'après les recommandations de SFMS (2011), la capacité portante ultime en tête de la colonne est donnée par la formule suivante :

$$q_u = 9c_u + L\left(\frac{2c_u}{r_c} - \gamma_c\right) \quad (1.13)$$

1.8 Conclusions

On s'est intéressé dans ce chapitre à un certain nombre de connaissances de base sur la technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées. Les colonnes ballastées ont des résistances et des rigidités supérieures à celles du sol traité, ce qui conduit à une concentration de contrainte plus grande sur les colonnes que le sol environnant. Par conséquent, les colonnes ballastées sont utilisées principalement pour réduire le tassement et augmenter la portance des fondations rigides et souples (semelle isolée, radier, remblai et dallage).

La fiabilité de la technique est liée généralement à la nature du sol, qui doit présenter une étreinte latérale suffisante et pérenne avec le temps pour assurer le confinement du ballast. Les performances de la technique dépendent aussi du procédé de l'installation. Les colonnes exécutées par voie sèche (vibro-déplacement) et notamment avec alimentation en bas produisent généralement des améliorations plus élevées que les colonnes exécutées par voie humide (vibro-replacement), parce que la continuité de la colonne est assurée en utilisant le procédé de la première méthode, contrairement à la deuxième méthode où il y'a un risque de mélange du ballast avec le sol. Cependant, le diamètre est plus important dans le cas des colonnes exécutées par voie humide.

Le mécanisme de rupture d'une colonne ballastée isolée chargée en tête est très différent du mécanisme de rupture d'un petit groupe de colonnes en dessous des fondations superficielles. Le mode de rupture des colonnes ballastées isolées dépend dans une grande partie de la longueur de la colonne. Tandis que le mécanisme de rupture d'un groupe de

colonnes est très complexe et c'est un multiple des modes de déformation, où le mécanisme de déformation de chaque colonne individuelle dépend essentiellement à sa position relative à la fondation et elle dépend aussi de la longueur et l'espacement des colonnes.

Il convient, enfin, de dire que le traitement par colonnes ballastées est une technique très efficace pour améliorer les performances des ouvrages reposants sur les sols mous, il offre tout simplement une amélioration globale du comportement du sol traité, mais qui ne peut pas être considéré comme un élément de fondation.

Chapitre 2

Synthèse bibliographique sur l'amélioration des performances de fondations renforcées par colonnes ballastées

2.1 Introduction

L'utilisation des colonnes ballastée pour améliorer les sols mous sous les fondations superficielles est une technique très connue. L'installation des colonnes ballastée, qui ont une résistance et une rigidité plus élevées que le sol mou, améliore la capacité portante et réduit le tassement de la fondation. Cependant, l'amélioration des performances de la fondation dépend aussi de plusieurs paramètres géométriques et géotechniques de la colonne et du sol, tel que le taux d'incorporation, la longueur de la colonne, la résistance et la rigidité.....etc.

Les modèles numériques et les méthodes analytiques classiques pour l'évaluation des performances des fondations traitées par colonnes ballastées sont généralement basés sur des approches et concepts simplifiés, à titre d'exemple le concept de la cellule unitaire et de l'homogénéisation simplifié. En conséquence, plusieurs méthodes analytiques et concepts numériques ont été développés dans les dernières années pour simuler le comportement réel du problème.

Ce chapitre présente une revue des travaux antérieurs importants publiés dans la littérature portant sur l'amélioration de la portance et la réduction du tassement des fondations renforcées par colonnes ballastées ainsi les approches de modélisation existante. Le chapitre présente aussi une synthèse bibliographique sur les méthodes analytiques les plus répondues dans la littérature pour l'évaluation du tassement des fondations traitées par colonnes ballastées.

2.2 Revue de la littérature sur l'amélioration des performances des fondations

Plusieurs études existent dans la littérature pour l'investigation de l'amélioration des performances des fondations traitées par des colonnes ballastées, à savoir :

- Des études expérimentales en vraie grandeur ;
- Des études expérimentales avec des modèles réduits ;
- Des études numériques.

2.2.1 Études expérimentales en vraie grandeur

Les études en vraie grandeur sont généralement des essais de contrôle pour la vérification de la relation charge/tassement d'une colonne ballastée isolée. Toutefois quelques études ont été effectuées sur un groupe de colonnes ballastées chargées par des semelles rigides.

En 1974 Baumann et Bauer ont présenté une série de tests avant et après l'installation des colonnes ballastées dédiée à l'amélioration d'un sol mou pour la réalisation d'un bâtiment de huit étages à Konstanz en Allemagne. Après l'installation des colonnes, des essais de chargement par une plaque circulaire en acier de 1.35 m de diamètre ont été effectués sur un groupe de 3 colonnes ballastées installées dans un sol mou jusqu'à une profondeur de 5.5 m. Les colonnes ont été disposées selon un maillage triangulaire avec un espacement d'environ 1.4 m. La figure 2.1 représente un schéma descriptif de l'essai de chargement. Les auteurs ont noté une amélioration significative de la pression limite de la plaque par rapport une plaque similaire sur le sol non renforcé. La pression finale est de l'ordre de 210 kPa sur le sol renforcée, alors une pression de 150 kPa a été mesurée sur le sol non renforcée.

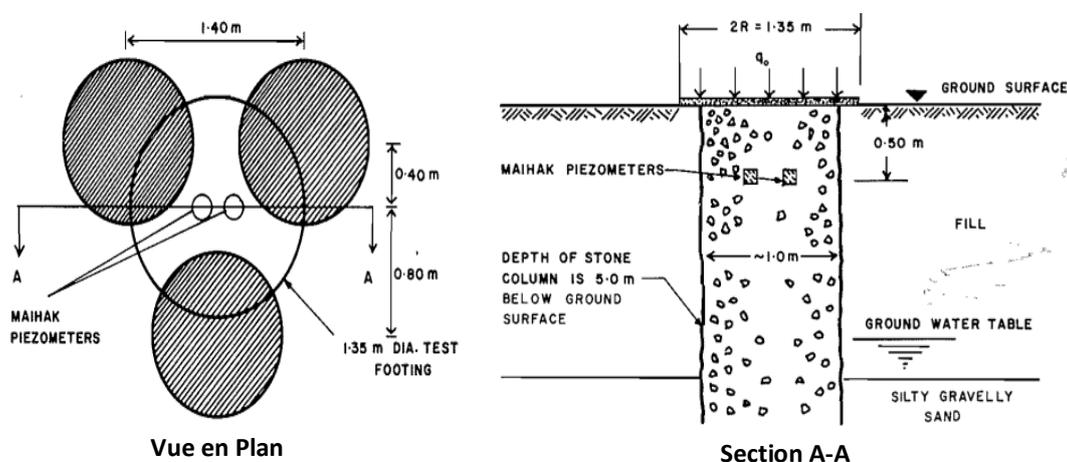


Figure 2.1 : Essai de chargement par plaque rigide sur 3 colonnes ballastées réalisée par Baumann et Bauer (1974)

Les résultats de mesures du tassement de la structure (le bâtiment) pendant une période de 2.5 années sont représentés dans la figure 2.2. Les auteurs ont observé que le tassement de la fondation améliorée est de l'ordre de 5.0 cm pendant la construction de bâtiment, et après l'achèvement de la structure est seulement de 1.5 cm, ceci d'après les auteurs montre l'effet bénéfique des colonnes ballastées d'accélérer la consolidation du sol.

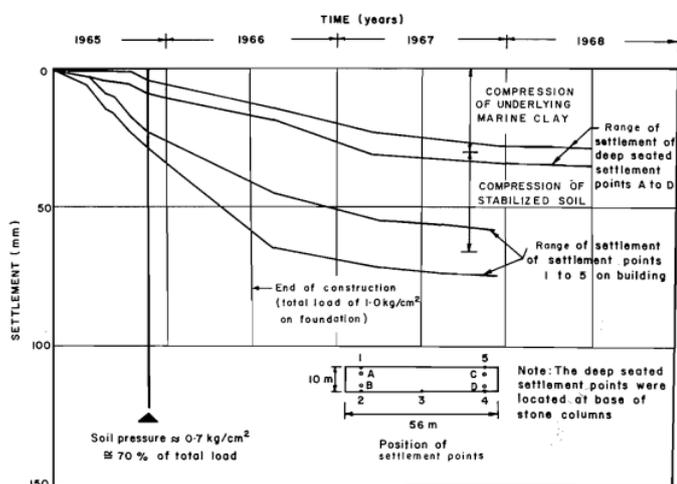


Figure 2.2 : Mesures des tassements d'une structure pendant 2.5 années (Baumann et Bauer 1974)

Hughes et al. (1975) ont effectué des tests de chargement sur une colonne ballastée isolée ($d = 0.66$ et $L = 7$ m) à Canvey Island où la société « Cementation Ground Engineering Limited » ayant installé environ 1000 colonnes ballastées pour améliorer les fondations de deux réservoirs d'huile de 3 m de diamètre. La charge a été appliquée à travers une plaque circulaire de 0.66 m de diamètre. Les auteurs ont constaté que la charge de rupture mesurée semble être d'environ 30 % plus élevée que celle obtenue par la méthode analytique de Hughes et Withers (1974), (voir chapitre 1), et 120 % plus élevée que celui obtenue par « Cementation ». D'après Hughes et al (1975) ceci est dû à la mauvaise prédiction du diamètre de la colonne réelle. Hughes et al. (1975) ont indiqué que la capacité portante de l'argile renforcée était améliorée par un facteur compris entre 2.5 et 4.

Han et Ye (1991) ont effectué des tests de chargement par des plaques rigides sur des colonnes ballastées isolées de $d = 0.85$ et $L = 12$ m. Les auteurs ont réalisé trois tests de chargement, le premier avec une plaque circulaire de diamètre de 0.85 m ($\alpha = 100$ %), le deuxième avec une plaque carrée de 1.25 m de largeur ($\alpha = 36$ %), et un troisième essai de chargement a été effectué sur le sol non renforcé. Les auteurs ont noté que la pression limite (correspondant à un déplacement maximum de 10 cm) est d'environ 280 kPa dans le premier

test ($\alpha = 100 \%$), mais elle diminue à environ 170 kPa en utilisant la deuxième plaque ($\alpha = 36 \%$). Cela indique que dans les essais de chargement sur colonnes ballastées, il faut bien indiquer le diamètre de la plaque utilisé pour le chargement. Au même niveau de déplacement (10 cm), les auteurs ont indiqué que la pression limite de la plaque sur le sol non renforcé est environ 45 kPa. Pour les essais réalisés avec $\alpha = 36 \%$, les auteurs ont observé que le facteur de concentration de contraintes (n) augmente avec le temps à des niveaux de faible pression. Cependant, il reste constant dans le temps au niveau ultime (grands déplacements) et varié dans la gamme de 3.2 - 3.8 (Najjar 2013).

Watts et al. (2000) ont effectué des mesures in-situ sur une fondation filante de 9 m de longueur et 0.75 de largeur traitée par 5 colonnes ballastées et une autre fondation non traitée de mêmes dimensions. La figure 2.3 présente les tassements maximums mesurés sur les deux fondations. Les auteurs ont observé que le tassement immédiat mesuré sous une charge de 41 kN/m² est similaire dans les deux fondations. Cependant, au fur et à mesure que la charge augmente le tassement de la fondation traitée devient plus faible par rapport à la fondation non traitée. Au bout de 7 mois de mesure, les tassements maximaux des fondations traitée et non traitée sous une charge de 123 kN/m² étaient respectivement de 16 mm et 26 mm. Ces résultats montrent bien l'effet des colonnes ballastées sur les tassements immédiats et aussi les tassements de consolidation.

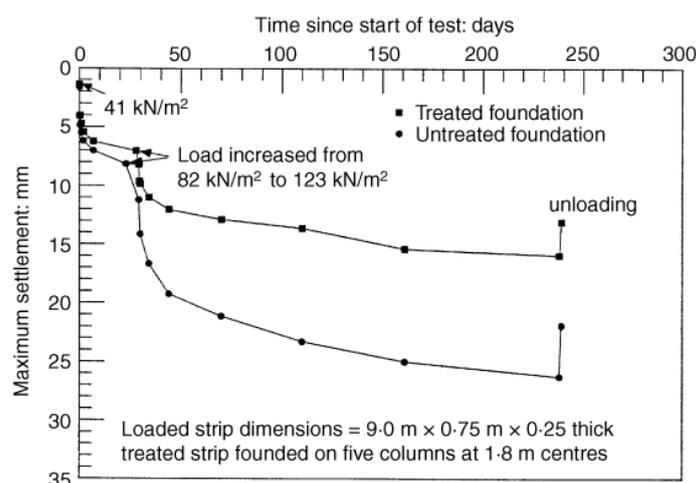


Figure 2.3 : Variation des tassements maximums mesurés avec le temps (Watts et al. 2000)

Corneille (2007) a effectué des essais de chargement par une semelle rigide posé sur une colonne isolée et sur un groupe de 3 colonnes. Les colonnes ont été installées par la voie sèche sur une profondeur comprise entre 8.3 à 8.6 m. Le premier essai a été effectué par une semelle carrée de dimensions (1.2 × 1.2 × 0.5) sur une colonne ballastée et sur le sol naturel (figure 2.4-a), le deuxième essai a été effectué par une semelle de dimensions (2.3 × 2.5 × 0.5) sur le groupe

de 3 colonnes et sur le sol naturel (figure 2.4-b). Dans le premier essai, la charge a été appliquée par paliers de 30 kN jusqu'à une charge de 150 kN. Cette charge a été maintenue pendant 77 jours, puis chaque essai a été poursuivi jusqu'à la rupture, en une journée. L'auteur a enregistré des charges de rupture de 450 et 660 kN respectivement sur la semelle posée sur le sol non amélioré et sur la semelle reposant sur la colonne isolée. Dans le deuxième essai, une charge de 525 kN a été appliquée en une journée par paliers de 75 kN, sur la semelle posée sur le sol naturel. Sur la semelle reposant sur les trois colonnes, c'est une charge de 760 kN qui a été appliquée en une journée par paliers de 95 kN. Ces charges ont été maintenues, respectivement pendant 61 et 74 jours, puis, chaque essai a été poursuivi jusqu'à la rupture. Les charges maximales atteintes sont respectivement de 1 425 et 1 750 kN.

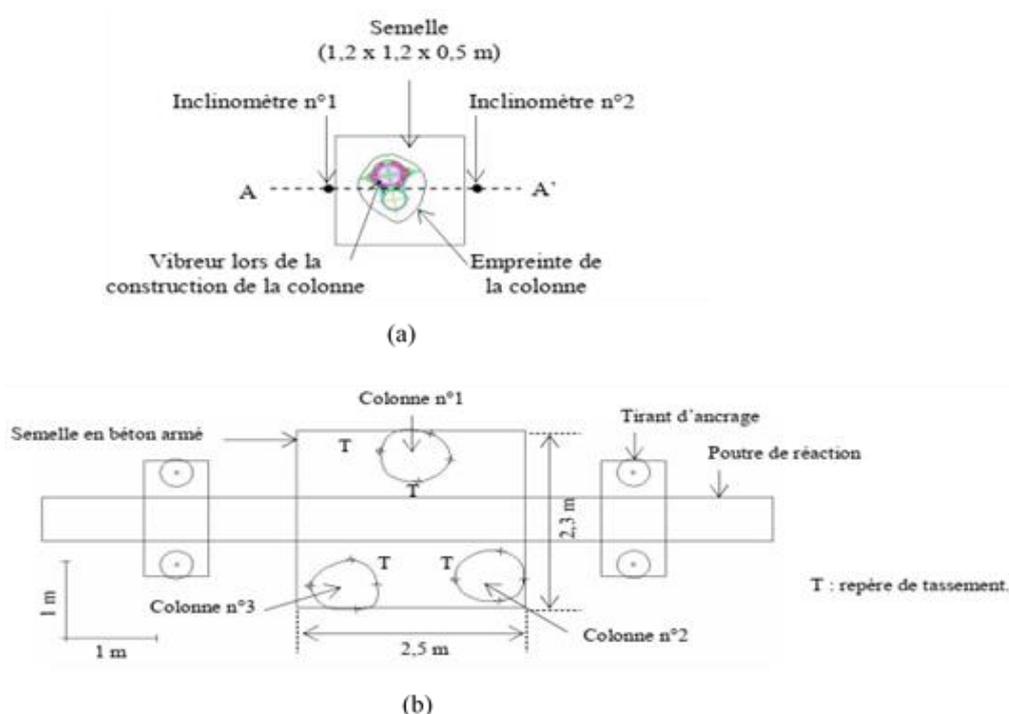


Figure 2.4 : Schéma descriptive de l'essai de chargement effectué par Corneille (2007) :
(a) Colonnes ballastées isolées ; (b) Groupe de 3 colonnes ballastées

Les résultats de facteur de réduction des tassements (β) obtenu par l'auteur du premier et du deuxième essai sont représentés dans la figure 2.5. Dans le premier essai (figure 2.5-a), le facteur β reste inférieur à 2 pour des contraintes appliquées inférieures à 150 kN et il augmente progressivement jusqu'à environ 5.5 pour une contrainte de 390 kN. Dans le deuxième essai (figure 2.5-b), le facteur β est environ 2.8 au début de chargement. Puis, au cours du chargement, β augmente jusqu'à 4.4 pour une charge de 510 kN, et diminue ensuite pour atteindre un palier d'environ 2. Les auteurs ont constaté que les tassements de fluage enregistrés dans cet essai restent négligeables, à titre d'exemple, le fluage enregistré dans le premier essai

pendant 77 jours sur la semelle non amélioré et amélioré est respectivement de 2 et 1 mm. Corneille (2007) a indiqué que ces essais montrent le rôle bénéfique des colonnes ballastées car elles permettent, d'une part, d'augmenter la capacité portante du sol, et d'autre part, de réduire les tassements. Cependant, le choix de la technique d'amélioration de sol sous fondation rigide reste dépendant de l'objectif principalement recherché (diminution de tassement ou augmentation de la capacité).

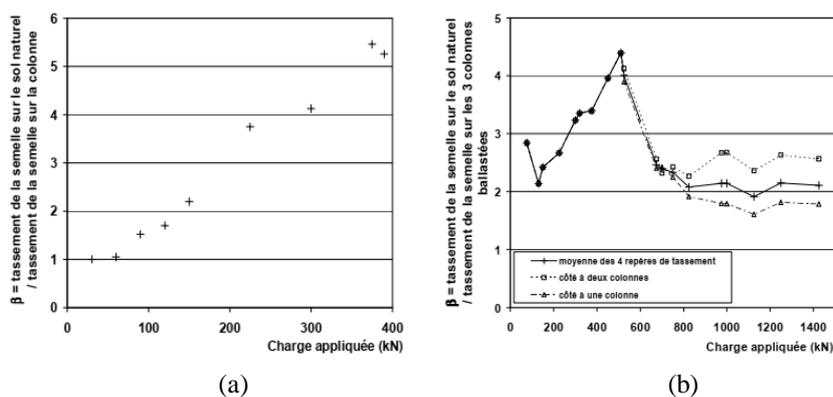


Figure 2.5 : Facteurs de réduction des tassements (β) obtenu par Corneille (2007) : (a) Colonne isolée ; (b) Groupe de 3 Colonnes

McCabe et al. (2009) ont présenté un examen détaillé d'études de cas portant sur le traitement de sols mous par des colonnes ballastées. Les auteurs ont rassemblé une série de données issues de plus de vingt études de cas publiées et non publiées afin de développer une nouvelle base de données sur la réduction des tassements. La majorité de ces études de cas sont liées aux charges étendues, telles que les radiers de grandes dimensions et les remblais. Les auteurs ont indiqué que le critère de tassement est généralement le facteur déterminant pour la conception de colonnes ballastées dans les sols mous, et par conséquent, la plupart des études publiées se concentrent sur la performance du tassement plutôt que la capacité portante. Les résultats des différents cas d'étude (pour les charges étendues) ont été collectés dans le graphe de la figure 2.6 qui représente le facteur de réduction des tassements (β) en fonction du taux de substitution ($1/\alpha$). Le graphe inclut aussi la valeur de β_0 calculée par la méthode de Priebe (1995). Les auteurs ont indiqué que les valeurs de la courbe β_0 sont relativement bonnes par rapport aux valeurs de β mesurées. À partir de ces résultats, les auteurs ont suggéré que la méthode de Priebe (1995) en utilisant un angle de frottement de 40° fournit une estimation admissible de la performance réelle des colonnes réalisées par la technique d'alimentation par le bas.

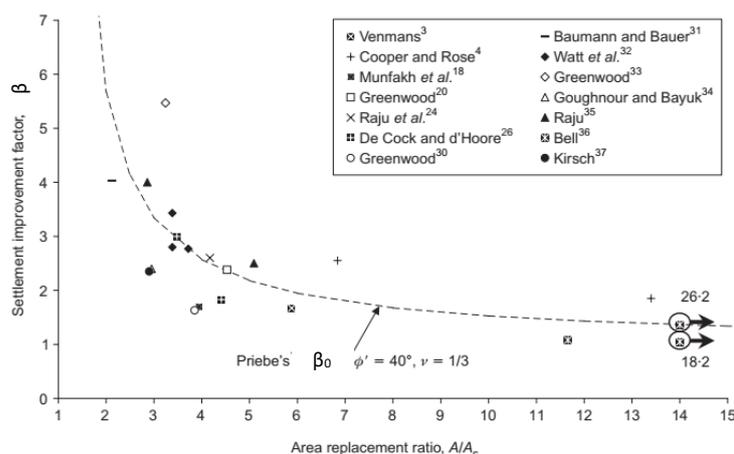


Figure 2.6 : Facteur de réduction des tassements en fonction du taux de substitution pour les charges étendues (McCabe et al. 2009)

2.2.2 Modèles physiques réduits

Hughes et Withers (1974) ont réalisé une étude expérimentale au laboratoire sur une argile molle de « Kaolin » renforcée par une seule colonne de sable. L'échantillon de Kaolin de 22.5 cm de longueur et 16 cm de largeur a été d'abord consolidé sous une contrainte de 100 kPa. Les colonnes de sable ont été installées par la suite dans l'argile et chargées par étapes pour assurer la dissipation totale de la pression interstitielle. Les auteurs ont indiqué que la présence de la colonne de sable a accéléré la vitesse du tassement (la consolidation) par quatre fois et a réduit le déplacement vertical par un facteur de six.

Bachus et Barksdale (1985) ont effectué des tests de chargement sur des colonnes isolées et des groupes de colonnes. Pour les colonnes isolées, les auteurs ont indiqué que l'installation de la colonne réduit significativement le tassement. En plus l'augmentation du taux de substitution (α) conduit à la fois à l'augmentation des facteurs, de réduction des tassements (β) et de concentration des contraintes (n). Pour les tests sur des groupes de colonnes, les auteurs ont utilisé une plaque rigide pour effectuer des essais en contrainte contrôlée. Les auteurs ont noté que la valeur de n atteint un palier d'environ 2.5 à 4.0 lors du chargement à la rupture.

Narasimha Rao et al. (1992) ont effectué des essais avec des modèles réduits pour étudier la capacité portante ultime des colonnes ballastées ayant des diamètres (d) de 25, 50 et 75 mm et des longueurs de $5d$, $8d$ et $12d$. La charge a été appliquée à la colonne à travers une plaque d'acier circulaire dont le diamètre est égal à $1.5d$. Les auteurs ont indiqué que le facteur d'amélioration de la capacité portante ultime des colonnes prend une valeur constante au-delà

d'une longueur de colonne de $8d$. Ainsi, ils ont suggéré que la longueur optimale des colonnes ballastées pour un transfert de charge efficace est comprise entre $5d$ et $8d$ (Najjar 2013).

Muir Wood et al. (2000) ont effectué des essais de chargement avec une semelle circulaire rigide de diamètre de 100 mm sur un groupe de colonnes de sable. Les colonnes (ayant de diamètre $d = 11$ et 17.5 mm) ont été installées dans l'argile de « Kaolin » selon un maillage carré. Les colonnes sont toujours flottantes avec une longueur $L = 100, 150$ et 160 mm. Les auteurs ont constaté que l'augmentation du taux α conduit à la fois à l'augmentation de la rigidité et la résistance de l'argile molle. Par ailleurs, les auteurs ont indiqué que la longueur des colonnes est importante, jusqu'à un certain point et au-delà duquel l'augmentation de la longueur ne conduira à aucun avantage supplémentaire. Muir Wood et al. (2000) ont constaté que cette longueur critique augmente avec l'accroissement de A_c/A_f (où A_f est la surface de la fondation), puisque le mécanisme de rupture est poussé plus profondément en dessous de la fondation.

McKelvey et al. (2004) ont étudié le comportement de petits groupes de colonnes de sable sous une fondation circulaire, filante et carrée. Les tests ont été réalisés dans une chambre de chargement de 413 mm de diamètre et d'une hauteur de 1200 mm, et avec des colonnes de sable ayant des rapports L/d de 6 et 10. Trois colonnes ont été installées selon un maillage triangulaire sous la semelle circulaire de 100 mm de diamètre, et selon un rangé sous la semelle filante de dimensions (100 × 50 mm). La semelle carrée de dimensions (90 × 90 mm) a été renforcée par 4 colonnes selon un maillage carré. La figure 2.7 représente les courbes pression-déplacement de la fondation circulaire et filante.

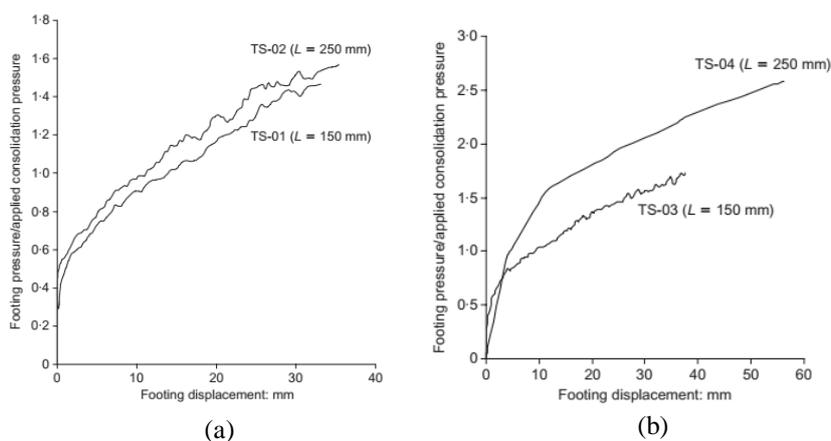


Figure 2.7 : Courbes pression normalisée-déplacement pour des fondations rigides renforcées par des groupes de colonnes ballastée : (a) fondation circulaire ; (b) fondation filante

(McKelvey et al. 2004)

Les auteurs ont noté que l'augmentation de la longueur de la colonne (de 150 mm à 250 mm) ne conduit pas à une amélioration significative de la capacité portante. En conséquence, ils suggèrent que la longueur optimale de la colonne doit être supérieure à $6d$ (150 mm) mais inférieure à $10d$ (250 mm).

Ambily et Gandhi (2007) ont effectué une étude expérimentale au laboratoire pour étudier l'effet de la cohésion non drainé du sol mou (c_u), l'angle de frottement interne du ballaste (φ'_c), et l'espacement entre les colonnes (s) sur le comportement des colonnes ballastées isolées et de groupe de 7 colonnes. Tous les essais ont été réalisés sur une colonne ballastée ($d = 100$ mm) entourée de l'argile molle dans des réservoirs cylindriques de 500 mm de hauteur et des diamètres variant de 210 à 835 mm. Le chargement a été effectué par deux méthodes comme indiqué dans la figure 2.8, le premier est partialement chargé (figure 2.8-a) pour estimer la contrainte axiale limite où seule la colonne a été chargée. Le deuxième test est entièrement chargé (figure 2.8-b), dans ce cas le test a été effectué pour étudier la rigidité du sol amélioré.

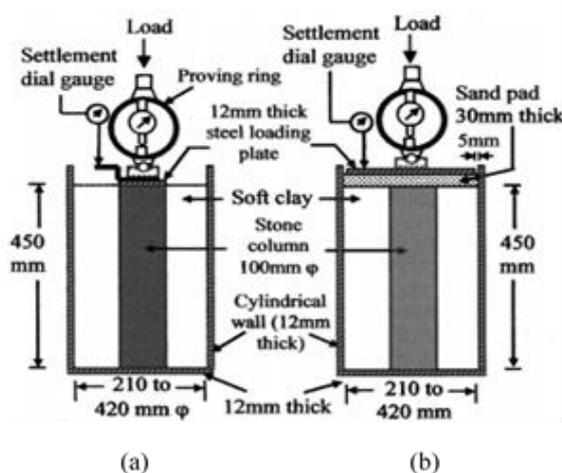


Figure 2.8 : Schéma descriptif de l'essai en modèle réduit effectué par Ambily et al. (2007) :
(a) partialement chargée ; (b) entièrement chargée

Les résultats du premier essai ont montré que lorsque le rapport s/d augmente, la contrainte axiale limite de la colonne diminue, mais au-delà d'une valeur de $s/d = 3$ la réduction de la contrainte axiale devient négligeable. Les résultats de l'essai entièrement chargé pour la colonne isolée ont montré que le facteur d'amélioration de la rigidité (défini comme le rapport entre la rigidité du sol traité et la rigidité du sol non traité) est indépendant de c_u de l'argile environnante et dépend principalement de l'espacement (s) et l'angle de frottement (φ'_c), mais au-delà de $s/d = 3$ l'amélioration de la rigidité devient insignifiante. En outre, les auteurs ont montré que la diminution de c_u conduit à la diminution de la contrainte axiale limite et à

l'augmentation de la concentration de contraintes verticales sur les colonnes dans les tests de groupe. Ambily et Gandhi (2007) ont indiqué que le comportement d'une seule colonne et d'un groupe de colonnes est presque comparable. D'après les auteurs, le comportement d'une seule colonne avec un concept de cellule unitaire peut simuler le comportement sur terrain d'une colonne appartenant à un grand nombre de colonnes chargé simultanément.

Fattah el al. (2010) ont réalisé des essais au laboratoire sur une, deux, trois et quatre colonnes ballastées ($d = 50$ mm et $L = 6d$ et $8d$) pour étudier la valeur du facteur n et le rapport d'amélioration de la capacité portante ($q_{traité}/q_{non,traité}$). Les essais ont été effectués dans des réservoirs en acier de dimensions de $1100 \times 1000 \times 800$ mm, où la charge a été appliquée à travers une plaque de 220 mm de diamètre. Les colonnes ballastées ont été installées dans une argile très molle (c_u comprise entre 6 et 12 kPa). Les auteurs ont observé que le facteur n atteint une valeur de pic lorsque la pression mesurée (q) est environ $2c_u$ et au-delà de cette valeur, le facteur n réduit progressivement pour l'échantillon de $c_u = 6$ kPa. Par contre, n réduit brusquement pour les échantillons de $c_u = 9$ et 12 kPa, après cela, le facteur n atteint un palier jusqu'à la fin de l'essai. Les auteurs ont constaté que la valeur de n augmente avec l'augmentation du nombre des colonnes, la longueur des colonnes (L) et la cohésion non drainée (c_u). En outre, les auteurs ont constaté que lorsque c_u diminue, l'effet de la colonne ballastée devient plus visible et une nette augmentation du rapport q/c_u est remarquée. De plus, le rapport ($q_{traité}/q_{non,traité}$) accroît avec l'augmentation de nombre de colonnes et le rapport L/d .

Black et al. (2011) ont utilisé une grande cellule triaxiale de dimensions (30×40 cm) pour tester des échantillons d'argiles traités par des colonnes isolées ($d = 2.5, 3.2$ et 3.8 cm) et aussi par un groupe de 3 colonnes ($d = 1.8$ et 2.2 cm). La longueur (L) varie entre 12.5, 25 et 40 cm, ce qui conduit à des taux de pénétration (L/H) de 0.31, 0.62 et 1.0 (où H est la hauteur de la cellule triaxiale). Les auteurs ont indiqué que la valeur de β croît lorsque le rapport L/d augmente, mais au-delà de $L/d = 8 - 10$, le facteur β tend vers des valeurs constantes, en particulier pour les valeurs inférieures du taux de substitution ($\alpha = 17\%$ et 28%). D'un autre côté la valeur de β augmente de façon significative avec l'augmentation du taux α , cependant le facteur β approche à une valeur maximale à environ $\alpha = 30 - 40\%$. Les auteurs ont indiqué que la capacité portante de groupe de colonnes est généralement similaire à celle d'une seule colonne à la même valeur de α , à l'exception de petites variations à faibles pressions. Black et al. (2011) ont indiqué que le tassement peut être efficacement contrôlé lors de l'utilisation d'un taux α plus grand et des longueurs de colonnes relativement courtes ($L/d < 6$) ou par des colonnes plus longues ($L/d > 6$) à des taux α relativement petites.

Shahu et Reddy (2011) ont effectué des essais au laboratoire sur un groupe de colonnes ballastées installées dans une argile de « Kaolinite » de 300 mm d'épaisseur. Les colonnes de diamètre $d = 13$ et 25 mm et de longueur $L = 100$ et 150 mm ont été installées dans l'argile selon un maillage carré. Le nombre de colonnes ayant varié entre 5, 9, 13 et 21 qui correspondent à $\alpha = 10, 20$ et 30 %. Une semelle circulaire de 100 mm de diamètre a été installée sur l'argile renforcée par l'intermédiaire d'une couche de sable de 20 mm d'épaisseur. La charge a été appliquée en 10 - 14 incréments de 15 kPa jusqu'à la rupture. Les auteurs ont montré que pour une contrainte verticale donnée, le tassement diminue lorsque la valeur de α augmente, en raison de l'augmentation de la rigidité du système sol/colonne. En plus, la rigidité et la résistance de la semelle augmentent avec l'augmentation du rapport L/d . Les auteurs ont indiqué que l'augmentation du rapport L/d et du taux α conduit à la réduction du tassement et à l'augmentation de la contrainte de rupture. Les auteurs ont observé que le tassement devient plus élevé lorsque la colonne est construite avec le sable humide plutôt que le sable sec, à cause du sol argileux autour de la colonne qui devient très molle, par conséquent la rigidité du sol argileux se réduit et le tassement augmente. Shahu et Reddy (2011) ont conclu que l'augmentation de la densité relative des colonnes augmente la rigidité du sol traité, et par conséquent le tassement de la semelle diminue. Cependant, cet effet bénéfique est négligeable à des niveaux de faible contrainte appliquée et devient significatif seulement à proximité des niveaux de contrainte de rupture.

L'influence du sol stratifié sur le comportement des colonnes ballastées a été étudiée pour la première fois par Shivashankar et al (2011). Dans cette étude, des essais de chargement ont été réalisés dans un réservoir cylindrique de diamètre de 237 mm et avec une colonne de $d = 90$ mm. Le sol stratifié (de hauteur égale à $8d$) est composé de deux couches, une argile molle en haut ($c_u = 19$ kPa) et un limon rigide ($c_u = 38$ kPa) en bas, dans lequel l'épaisseur de la couche supérieure (l'argile molle) a été variée de $1d, 2d, 3d$ et $4d$. D'autres essais ont également été menés dans des sols homogènes composés uniquement d'argile ou de limon. Toutes les expériences ont été menées sur des colonnes ballastées flottante ($L/d = 6$). D'après les auteurs, dans le sol homogène, l'amélioration de la rigidité du sol composite dépend de la résistance au cisaillement du sol environnant. Par contre, dans le cas des sols stratifiés, l'amélioration dépend en grande partie de l'épaisseur de la faible couche supérieure (l'argile molle). Comme l'épaisseur de la couche supérieure augmente, l'amélioration de la rigidité du sol diminue. De plus, les auteurs ont constaté que lorsque l'épaisseur de la couche supérieure est plus grande de $2d$, l'amélioration se trouve à peu près constante.

En outre, lorsque le chargement a été appliqué seulement sur la surface de la colonne, les auteurs ont observé que la contrainte axiale limite de la colonne ballastée diminue avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche supérieure (l'argile molle). D'après les auteurs ceci est dû à la diminution du confinement du sol environnant la colonne et donc à l'augmentation de l'expansion de la colonne ballastée.

En 2015, Mohanty et Samanta ont effectué une série de tests au laboratoire similaire à celle de Shivashankar et al. (2011). Cependant, dans ces tests, deux types de sol stratifiés ont été analysés, argile molle recouvrant argile raide et inversement (figure 2.9), et dans chaque type l'épaisseur de la couche supérieure a été variée. L'influence du sol stratifié sur l'amélioration du sol composite a été investiguée par les auteurs en définissant un facteur d'amélioration de rigidité (FAR) donné par :

$$FAR = \frac{(E_{tr} - E_{non,tr})}{E_{non,tr}} \times 100 \quad (2.1)$$

Où E_{tr} et $E_{non,tr}$ sont respectivement la rigidité du sol amélioré et non amélioré calculée en prenant la pente moyenne des courbes charge-tassement de la cellule. Lorsque la charge a été appliquée sur toutes la surface de la cellule, les auteurs ont constaté que le facteur d'amélioration de la rigidité (FAR) dépend de l'épaisseur de la couche supérieure du sol mou et atteint la valeur maximale lorsque la cellule est composée seulement de l'argile molle. Par contre, dans le cas de l'argile raide recouvrant l'argile molle, la valeur de FAR se trouve indépendante de l'épaisseur de la couche supérieure raide.

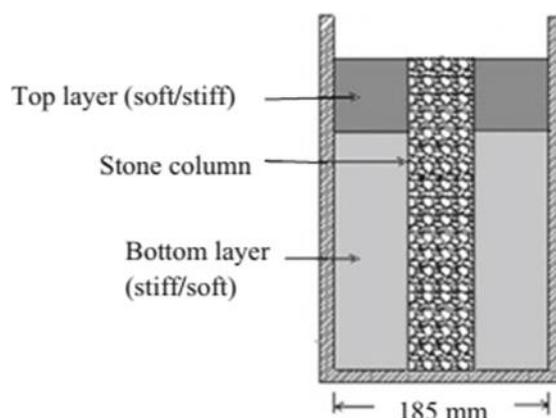


Figure 2.9 : Les types des sols stratifiés adopté par Mohanty et Samanta (2015)

En outre, lorsque la charge a été appliquée seulement sur la surface de la colonne, les auteurs ont observé que la contrainte axiale limite diminue avec l'augmentation de l'épaisseur

de la couche supérieure de l'argile molle jusqu'à $2d$ et au-delà de cette valeur la contrainte axiale limite atteint un palier. Par ailleurs, dans le deuxième système de sol, la contrainte axiale limite de la colonne ballastée augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche supérieure du limon raide jusqu'à $2d$ et au-delà de cette valeur elle reste constante. Les auteurs ont expliqué ceci par le fait que les colonnes ballastées obtiennent leur capacité de la résistance offerte par le sol environnant contre son expansion, qui a été remarqué dans la partie supérieure (à environ $1.5d - 2d$) et par conséquent la contrainte axiale limite de la colonne reste inchangée au-delà de $2d$ pour les deux systèmes de stratification.

2.2.3 Etudes numériques

2.2.3.1 Concepts de modélisation

La simulation d'un sol traité par un petit groupe ou par un réseau de colonnes ballastées nécessite la simplification du problème réel à un modèle numérique de géométries fini. Pour cela, il existe plusieurs concepts de modélisation peuvent être utilisés, dépendant aux conditions de chargement.

a) Concept de la cellule unitaire

Ce modèle peut être utilisé lorsqu'un nombre important de colonnes sont installées en dessous d'une large charge uniformément répartie (remblai, dallage), dans ce cas le comportement de toutes les colonnes est identique, et alors le problème sera simplifié à une cellule unitaire, c'est-à-dire une seule colonne avec le sol environnant. Le diamètre de la cellule unitaire égale le diamètre équivalent (d_e) qui représente le domaine d'influence de la colonne. La figure 2.10 présente le concept de la cellule unitaire. Plusieurs auteurs (Balaam et Booker 1981 ; Ambily et Gandhi 2007 ; Shivashankar et al. 2011 ; Sexton et al. 2013 ; Mohanty et Samanta, 2015, etc.) ont utilisé ce concept pour étudier le comportement des fondations de grande dimensions renforcées par colonnes ballastées.

b) Concept de l'homogénéisation simplifiée

Cette approche consiste à remplacer le sol mou et les colonnes ballastées par un sol homogène équivalent comme indiqué dans la figure 2.11. Les paramètres du sol homogène sont calculés en fonction des paramètres du sol mou et de colonne ballastée, et du taux d'incorporation (α). Par exemple, la rigidité équivalente est calculée par :

$$E_{eq} = \alpha E_c + (1 - \alpha)E_s \quad (2.2)$$

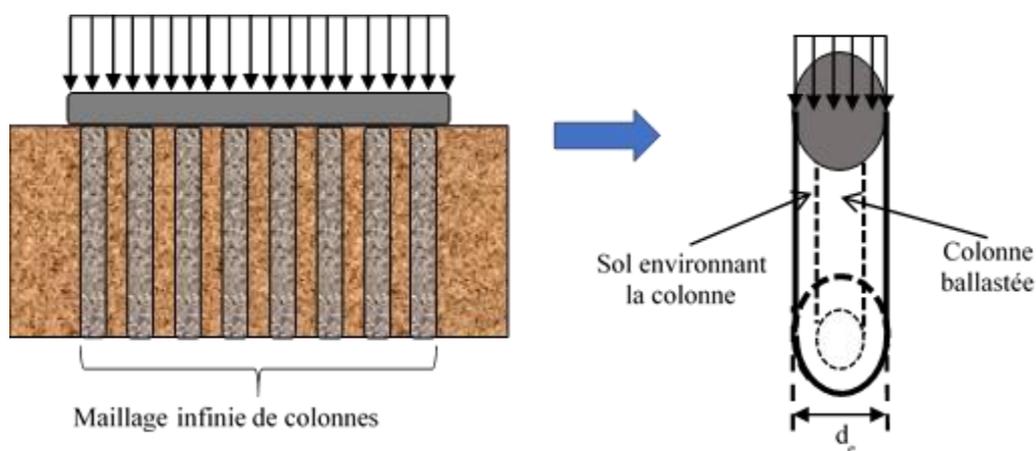


Figure 2.10 : Concept de la cellule unitaire

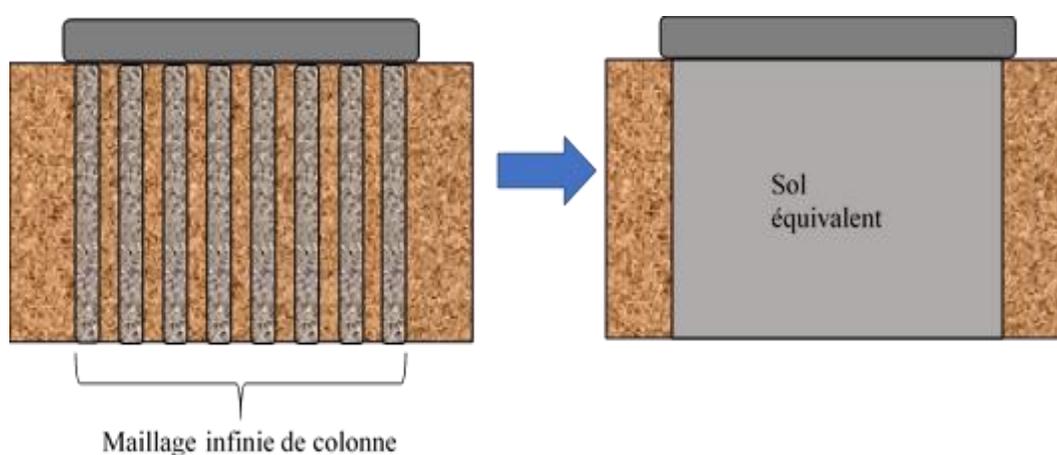


Figure 2.11 : Concept de l'homogénéisation simplifiée

c) Concept des tranches équivalentes

Cette approche peut être utilisée pour modéliser le cas où une dimension est très grande par rapport aux deux autres dimensions. Dans ce cas, la géométrie de problème est simplifiée à un modèle en déformation plane et les colonnes sont remplacées par des murs (tranches) équivalents ayant la même surface (figure 2.12). Cette idéalisation est utilisée pour modéliser un remblai routier ou une fondation filante traitée par un groupe de colonnes, ex. Zahmatkesh et Choobbasti (2010).

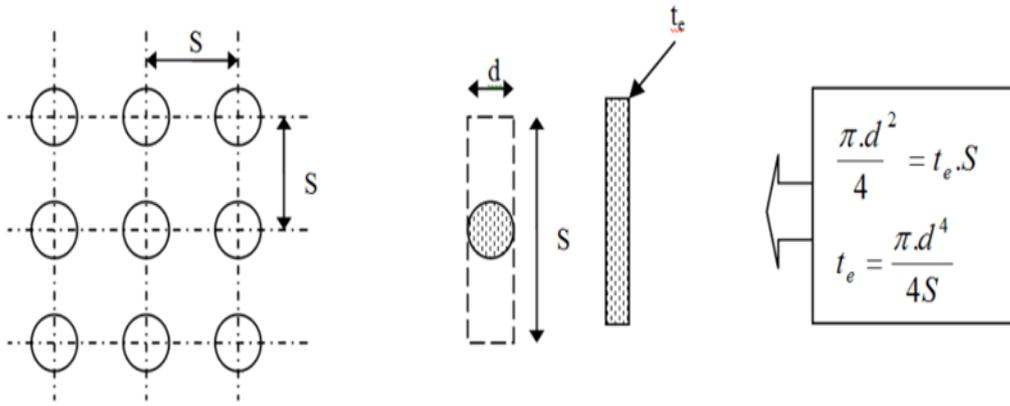


Figure 2.12 : Concept des tranches équivalentes (Zahmatkesh et Choobbasti 2010)

d) Concept des anneaux concentriques équivalents

Ce concept peut être utilisé seulement dans des problèmes axisymétriques, par exemple fondation circulaire traitée par un groupe de colonnes. Dans cette idéalisation, il faut que l'axe du modèle coïncide avec l'axe de la colonne centrale et chaque groupe de colonnes entourant la colonne centrale devrait transférer à un anneau équivalent. La description de cette approche est représentée dans la figure 2.13. Cette approche a été proposée par Mitchel and Huber (1985), qui ont modélisé un test en vraie grandeur sur une colonne isolée situé dans un groupe de colonnes.

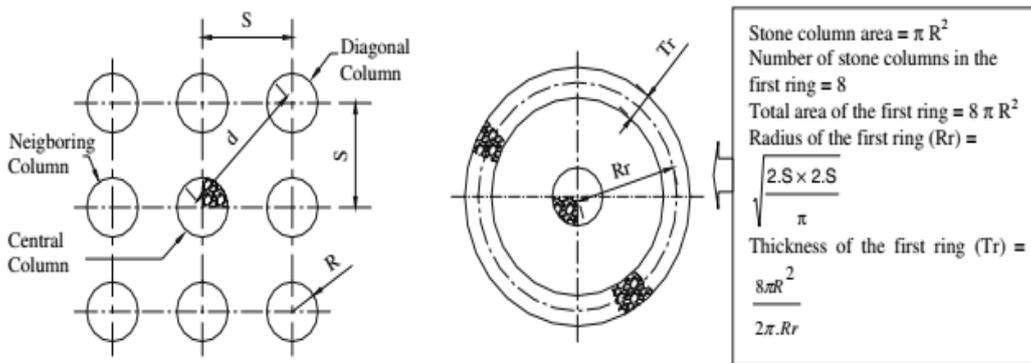


Figure 2.13 : Concept des anneaux concentriques équivalentes (Elshazly et al. 2008a)

e) Concept 3 D

Dans ce concept, la géométrie de problème est entièrement modélisée en trois dimensions (3 D). Le concept 3 D est le seul concept qui peut être utilisé dans toutes les situations. Cependant, il nécessite des capacités de calcul élevées. Le concept 3 D est utilisé souvent pour la modélisation des petits groupes de colonnes ballastées en dessous des fondations superficielles, ex. Killen et McCabe (2014), Castro (2014b).

2.2.3.2 Résultats numériques

La plupart des études numériques portant sur l'amélioration des performances des fondations renforcées par colonnes ballastées ont été effectuées pour investiguer la performance du tassement, alors que peu d'études ont été effectuées sur la portance des fondations. Ceci parce que la réduction du tassement est le critère le plus dominant dans le dimensionnement des fondations traitées par colonne ballastées.

Parmi les études numériques les plus importantes dans la littérature est celle de Mitchell et Huber (1985), qui ont proposé une procédure de simulation simplifiée basée sur la méthode des éléments finis (concept des anneaux concentriques) pour modéliser des essais de chargement en vraie grandeur par une fondation rigide circulaire de diamètre de 1.2 m sur des colonnes ballastées isolées au sein d'un groupe de colonnes avec différents espacements (1.25×1.25 ; 1.5×1.5 ; 1.75×1.75). La figure 2.14 présente les résultats du tassement de la fondation en fonction de la charge appliquée obtenue par les mesures in-situ et la modélisation par éléments finis.

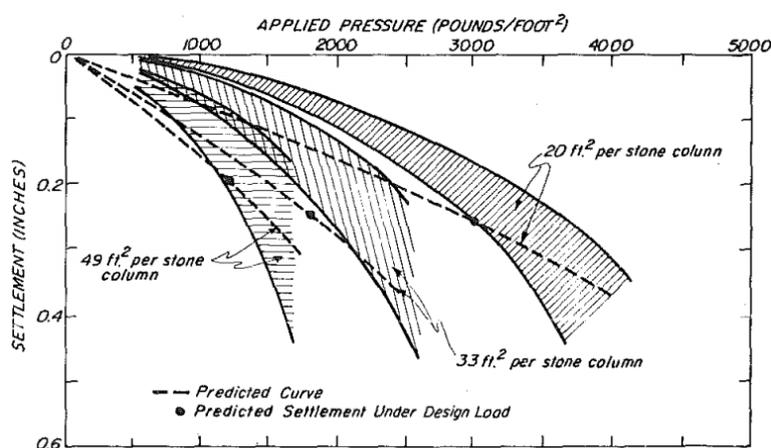


Figure 2.14 : Courbes pression appliquée-tassement obtenues à partir des essais en vraie grandeur et modélisation par éléments finis (Mitchell et Huber 1985)

Les auteurs ont constaté que les résultats calculés par l'analyse par éléments finis surestiment un peu les tassements. Cependant, sur le site non amélioré, les tassements calculés par la méthode des éléments finis sont approximativement 30 % plus élevés que les tassements calculés pour le même chargement. En plus, les auteurs ont constaté aussi que l'augmentation de la rigidité des colonnes par un taux de 50 % conduits à la diminution du tassement à environ 10 %.

Le concept des anneaux concentriques a été utilisé par la suite par plusieurs auteurs (Elshazly et al. 2006, 2007, 2008a, 2008b ; Killeen 2012 ; Tan et al. 2014 ; Ellouze al. 2016, etc.) pour l'évaluation des tassements des fondations circulaires.

Elshazly et al. (2008b) ont effectué une étude numérique par Plaxis 2D pour la comparaison entre le concept de la cellule unitaire et le concept des anneaux concentriques. Les auteurs ont introduit un facteur de tassement ($f = S/S_{uc}$) qui est défini comme le rapport entre le tassement de fondation de longueur limitée (S) obtenu par le modèle d'anneaux concentriques et le tassement (S_{uc}) obtenu par le modèle de la cellule unitaire. La figure 2.15 présente la variation de f en fonction de la largeur de la fondation (B) normalisée par la longueur de la colonne (L). Les auteurs ont constaté que dans la plage de $B/L < 2.0$ le tassement S est significativement plus petit que le tassement S_{uc} . Par contre si $B/L > 2.0$ le tassement S_t est légèrement plus grand que le tassement S_{uc} mais le facteur f reste très proche à 1. D'après les auteurs, il existe deux effets qui régissent le tassement S_{uc} . Le premier est la présence de la limite rigide, qui empêche la dispersion latérale des contraintes en dehors de l'empreinte de la fondation. Le deuxième effet est que la frontière rigide, fournissant un support latéral à la colonne ballastée et au sol environnant, diminue le tassement de la cellule unitaire et retarde l'occurrence de l'action plastique dans le sol. Par contre les fondations à largeur finie n'ont pas des limites rigides, et l'absence de support latéral rigide permet les déformations latérales dans le sol environnant, ce qui entraîne une augmentation des tassements verticaux par rapport au cas du modèle de la cellule unitaire. Pour les petites fondations, le premier facteur déterminant le tassement (qui est la diffusion latérale de la contrainte) dépasse l'effet de confinement et donc le tassement S devient plus petit que le tassement S_{uc} .

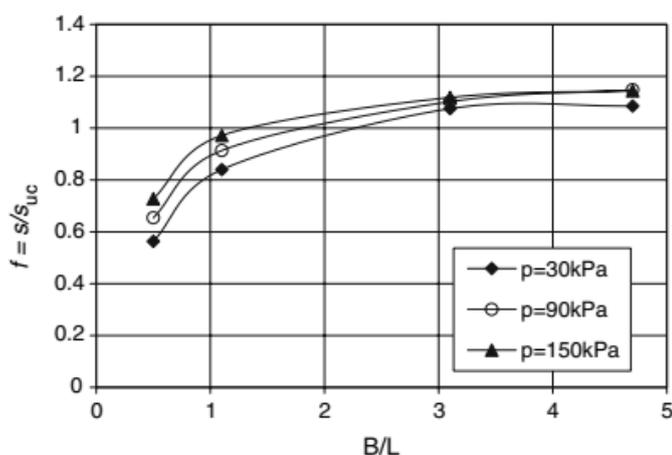


Figure 2.15 : Comparaison entre le tassement obtenu par le concept de la cellule unitaire et le concept des anneaux concentriques d'après Elshazly et al. (2008b)

Choobbasti et al. (2011) ont présenté une étude numérique pour évaluer le ratio de l'amélioration de la capacité portante (BCR), d'une fondation filante rigide traitée par un groupe de colonne. Ce ratio est défini par l'équation (2.3) :

$$BCR = \frac{q_{tr}}{q_{non\ tr}} \quad (2.3)$$

Où q_{tr} et $q_{non\ tr}$ sont respectivement la capacité portante de la fondation traitée et non traitée correspondant à un déplacement imposé de 10 % de la valeur de B . L'analyse numérique a été effectuée par Plaxis 2D avec un modèle en déformation plane. Les colonnes ont été modélisées une fois par le concept des tranches équivalentes (sol hétérogène), et une autre fois par le concept d'homogénéisation. Les auteurs ont montré que l'augmentation de l'espacement entre les colonnes conduit à la réduction de BCR dans les deux modèles, mais les valeurs de BCR pour sol homogène sont évidemment plus élevées que celles du sol hétérogène. D'après les auteurs l'implémentation d'un système homogène équivalent sol/colonne ne convient pas pour le calcul de la capacité portante. Les auteurs ont constaté que le BCR dépend de la valeur de B , ainsi l'augmentation de l'espacement des colonnes l'effet de la largeur de la semelle sur le BCR augmente.

Sexton et al. (2013) ont effectué un examen approfondi des méthodes d'évaluation du tassement les plus répandues en vue de déterminer les méthodes qui sont le mieux en accord avec la méthode d'éléments finis (MEF) en effectuant une série d'analyses axisymétriques avec Plaxis 2D. La géométrie a été simplifiée à un modèle de cellule unitaire avec $d = 0.6$ m et $L = 5$ m. Le modèle élasto-plastique « Hardening Soil » a été utilisé comme une loi de comportement. La charge a été appliquée en condition drainée sur toute la surface de la cellule par l'intermédiaire d'une plaque rigide. Plusieurs séries d'analyses ont été effectuées pour des rapports modulaires $E_c/E_s = 5, 10, 20$ et 40 (où E_c et E_s sont respectivement le module d'élasticité de la colonne et du sol environnant). Les auteurs ont constaté que la valeur de β évaluée par la MEF augmente à mesure que la valeur de E_c/E_s augmente. Cependant, l'influence du E_c/E_s devient négligeable au fur et à mesure que la valeur de α augmente. En outre, Sexton et al. (2013) ont effectué une étude paramétrique pour établir l'effet des paramètres clés ; la charge appliquée (p_{app}), l'angle de frottement interne du ballast (φ'_c), l'angle de dilatance du ballast (ψ_c), et le coefficient de pression latérale du sol (K_o). La comparaison entre les résultats de la MEF et les méthodes analytiques a permis aux auteurs de déduire les recommandations suivantes :

- Les méthodes de conception élasto-plastique prédisent des valeurs plus importantes lorsque les colonnes sont soumises à des charges faibles. Cependant, les méthodes de conception élastique n'ont aucune dépendance vis-à-vis du niveau de la charge (ex. Balaam et Booker 1981 et Priebe 1976,1995) ;
- Les méthodes élastiques surestiment la valeur de β et ne devraient être utilisées que dans des sols relativement fermes dans lesquels le rapport E_c/E_s sera relativement faible ;
- Les solutions analytiques supposent que le sol se comporte de manière élastique linéaire, cela peut conduire à des différences entre les solutions analytiques et les résultats numériques, mais les différences sont faibles pour les méthodes élasto-plastique de Castro et Sagaseta (2009) et Pulko et al. (2011) ;
- La méthode de Priebe (1995) surestime la valeur de β dans tous les cas et surtout avec un angle de frottement plus élevé ($\varphi'_c = 45^\circ$).

Sexton et al. (2013) suggèrent que les méthodes élasto-plastique les plus récentes (Castro et Sagaseta 2009 et Pulko et al. 2011) sont les méthodes les plus fiables qui ont tendance à être toujours en excellent accord avec les prédictions de la *MEF*.

Castro (2014b) a effectué une étude numérique par Plaxis 3D et 2D pour étudier la performance de groupe de colonnes ballastées sous une fondation carrée rigide. Pour proposer une méthode de modélisation simplifiée, l'auteur a fait la comparaison entre le tassement d'une fondation traitée par quatre colonnes à des arrangements différents et une autre fondation traitée par une seule colonne, sa surface égale la surface de 4 colonnes. Les résultats de la comparaison en variant la position de la colonne sous la fondation sont représentée dans la figure 2.16. L'auteur a constaté que lorsque les colonnes sont proches au centre de la fondation, le tassement résultant se trouve très proche à celle d'une fondation traitée par une seule colonne. Par contre, le tassement sera divergé au fur et à mesure que les colonnes s'éloignent du centre de la fondation. Cependant, cette divergence est très faible en utilisant un modèle élasto-plastique. L'auteur a constaté que l'augmentation de nombre de colonnes sous une fondation rigide en gardant le taux de substitution constant n'a pas d'influence significative sur le tassement de la fondation. D'après les auteurs, si le sol environnant fournit un soutien latéral suffisant, le positionnement des colonnes près des bords est légèrement mieux pour réduire le tassement. Dans ces cas, le cisaillement est le mode de déformation principale. Par contre, si le sol environnant ne fournit pas un bon support latéral, le positionnement des colonnes au milieu donne un tassement un peu moindre et dans ce cas le mode de déformation principale devient

l'expansion. En se basant sur ces résultats numériques et les résultats publiés dans la littérature traitant l'effet de l'arrangement des colonnes en groupe, l'auteur proposa une méthode simplifiée à savoir l'utilisation d'une seule colonne centrale équivalente. L'auteur a utilisé cette approche simplifiée par la suite pour développer une méthode analytique pour l'évaluation du tassement des fondations rigides traitées par de petits groupes de colonnes ballastées (Castro 2014a).

En outre, Castro (2014b) a constaté que l'augmentation de L est importante jusqu'à une certaine profondeur, et au-delà de ça l'augmentation de celle-ci ne conduit pas à un avantage significatif, une longueur critique d'environ $2B$ était proposée par l'auteur. L'auteur a indiqué que la longueur critique des colonnes dépend de la profondeur du mécanisme de rupture de la fondation. D'après l'auteur, il existe sous n'importe quelle fondation rigide une pyramide (ou un cône) de sol poussant vers le bas, et le long des côtés de cette pyramide des déformations de cisaillement se concentrent. Dans le cas des fondations améliorées par des colonnes ballastées la profondeur de cette pyramide d'après Castro (2014b) détermine la longueur critique des colonnes.

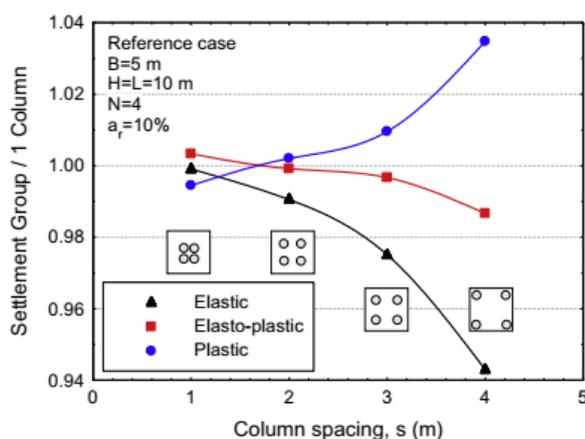


Figure 2.16 : Influence de la position des colonnes sur le tassement (Castro 2014b)

Killeen et McCabe (2014) ont effectué une analyse numérique à l'aide de Plaxis 3D pour évaluer la nature tridimensionnelle (3D) de petits groupes de colonnes ballastées supportant une semelle carrée. Les auteurs ont étudié l'influence de la longueur de la colonne (L) et le taux α sur le facteur β des semelles carrées traitées par une seule colonne en utilisant le concept de cellule unitaire et par des groupes de 4, 9 et 16 colonnes en utilisant le concept 3D. Les auteurs ont noté une augmentation continue des valeurs de β avec l'augmentation de L . Cependant, l'influence de la valeur L devient plus prononcée à des valeurs de α plus élevées. Par contre dans les cas de valeur faible de α , le facteur β augmente jusqu'à certaines profondeurs, et après

cela la vitesse d'augmentation devient très faible. D'après les auteurs, cela est due à la cause de changement de mode de rupture de poinçonnement à l'expansion. Les colonnes qui sont expansées ne peuvent pas transférer la charge appliquée à la profondeur et par conséquent ne donnent pas une augmentation significative de β avec l'augmentation de L . Par ailleurs, les auteurs ont constaté une petite augmentation de β lorsque les colonnes sont positionnées près des bords de la semelle. En outre, les auteurs ont effectué une étude paramétrique sur l'influence de quelques paramètres de conception tels que la rigidité de la colonne (E_c), l'angle de frottement de la colonne (φ'_c) et le coefficient de pression latérale au repos de sol environnant la colonne (K_0). Les résultats de l'étude paramétrique ont prouvé que l'augmentation de E_c , φ'_c et K_0 a un effet positif sur la valeur de β . D'après les auteurs l'influence de la rigidité est liée au degré de plasticité à l'intérieur des colonnes, l'augmentation de la rigidité et la résistance de la colonne est plus significative respectivement à des taux de substitution élevés et faibles. Cependant, l'influence de K_0 du sol environnant dépend du mode de déformation des colonnes, elle est plus prononcée à des taux de substitution faibles où l'expansion est le mode de déformation principal. Par contre les colonnes à des taux de substitution plus élevés ont tendance à la déformation par poinçonnement et se sont donc moins dépendantes de K_0 . À travers ces résultats numériques les auteurs ont proposé une méthode de conception simplifiée dans laquelle le tassement (S) d'une fondation traitée par un groupe de colonne peut être estimé à partir du tassement d'une cellule unitaire entièrement pénétrée (S_{uc}) en fonctions des paramètres géométriques.

Tan et al. (2014) ont étudié par Plaxis 2D le comportement de petit groupe de colonnes de (4, 9, 16, 25, 36, 49, 64, 81 et 100 colonnes) en dessous d'un radier rigide en utilisant le concept des anneaux concentriques bidimensionnels pour analyser l'influence de L sur le tassement de la fondation et pour rechercher l'existence d'une longueur critique (ou optimale). Les auteurs ont montré que pour un nombre de colonnes pareilles l'augmentation de α (en réduisant la taille de la fondation) et la charge appliquée conduit à des valeurs meilleures de β . Les auteurs ont constaté aussi que la hauteur de la zone plastique sous la fondation diminue au fur et à mesure que α augmente. D'après les auteurs ceci signifie que le mode de déformation de la colonne ballastée est contrôlé par la dimension de la fondation elle-même (D). Les auteurs ont observé dans tous les cas analysés que la valeur de β augmente avec l'augmentation de L jusqu'à certaines longueurs et au-delà, elle prend des valeurs constantes. Cette longueur représente la longueur optimale des colonnes (L_{opt}). Les auteurs ont indiqué que pour tous les cas analysés, les valeurs de L_{opt} varient de $1.2D$ à $2.2D$ pour des taux de substitution faible à

plus élevé. En basant sur les résultats numériques, les auteurs ont recommandé de construire des colonnes dont la longueur ne dépasse pas $2.2D$.

Ng et Tan (2014) ont effectué une étude paramétrique de l'effet de l'angle de frottement de la colonne (φ'_c), l'épaisseur du matelas, la rigidité du sol et de la colonne (E_s et E_c) sur la valeur de β d'un radier rigide traité par un groupe de colonnes. Cette étude est l'extension du travail de Tan et al (2014a). Les auteurs ont constaté que l'augmentation de φ'_c , E_s et E_c ont des effets positifs sur l'amélioration du tassement, par contre l'influence du matelas a un effet négatif. Les principaux résultats de cette étude peuvent être résumés dans les points suivants :

- L'influence de φ'_c devient plus importante, lorsque la charge est élevée et le nombre de colonnes est petit ;
- L'influence de l'épaisseur du matelas granulaire est d'autant plus grande que α est élevé.
- L'influence de E_c est plus importante, lorsque α augmente et ceci est plus évident dans les groupes de grand nombre de colonnes.
- L'influence de E_s devient importante, lorsque la fondation est soumise à un faible chargement.

Elsawy et El-Garhy (2017) ont étudié l'influence de la variation des paramètres géométriques des colonnes ballastées sur le tassement et le moment fléchissant d'un radier rigide traitée par un groupe de colonnes. L'analyse a été effectuée par le code de calcul Plaxis 3D. Les auteurs ont constaté que la diminution de l'espacement (s) et l'augmentation du taux de substitution (α) améliorent le tassement et le moment fléchissant de la fondation. Cependant, le diamètre de la colonne (d) a une faible influence sur le comportement de la fondation. Les auteurs ont constaté aussi que l'augmentation de la longueur (L) réduit le tassement de la fondation. De plus, l'amélioration maximale du moment fléchissant a été obtenue avec des colonnes de longueur $L = 0.75 H$ (avec H l'épaisseur de la couche mou) et de diamètre $d = 0.8$ m. Par conséquent, les auteurs ont suggéré l'utilisation des colonnes ballastées avec $d = 0.8$ m, $s/d = 2$ et $L/H = 0.75$ pour le traitement des radiers rigides.

Tabchouche et al. (2017) ont effectué une analyse par Flac 3D pour étudier le comportement des sols renforcés par un groupe de colonnes ballastées en termes de réduction du tassement en condition d'odomètre. L'analyse a été effectuée par un modèle de cellule unitaire, des anneaux concentriques et un modèle 3D, afin de choisir le modèle le plus adéquat pour la simulation du comportement réel d'un massif de sol renforcé par un groupe de colonnes.

Ces modèles ont été validés par les résultats des mesures in-situ des tassements d'un essai de chargement en vraie grandeur. Les auteurs ont constaté que le modèle de la cellule unitaire surestime les tassements en comparaison avec les mesures in-situ. Les auteurs ont observé aussi que le tassement évalué par le modèle des anneaux concentriques équivalents est similaire au modèle réel d'un groupe de colonnes ballastées.

2.3 Méthodes d'évaluation du tassement

Plusieurs méthodes existent dans la littérature pour l'évaluation du tassement des fondations renforcées par colonnes ballastées. La plupart des méthodes existantes sont basées sur le concept de la cellule unitaire et donc il peut être utilisé seulement lorsque la fondation est traitée par un maillage infini de colonnes. Récemment, de nouvelles solutions analytiques sont disponibles pour évaluer le tassement des fondations rigides traitées par des petits groupes de colonnes ballastées.

2.3.1 Cellule unitaire

2.3.1.1 Bauman et Bauer (1974)

Bauman et Bauer (1974) ont développé une méthode pour le calcul du tassement des fondations renforcées par des colonnes ballastées. Ils ont supposé que le tassement total d'une fondation rigide se compose d'un tassement immédiat noté (S_1) et un tassement de consolidation noté (S_2). Pour le calcul du tassement immédiat, les auteurs ont indiqué que la contrainte imposée (σ_o) sera partagée entre la colonne ballastée (σ_c) et le sol mou (σ_s). Par conséquent, la charge exercée par la fondation entraîne une augmentation de la pression latérale dans le sol ($\Delta\sigma_s = \sigma_s K_s$) et dans la colonne ballastée ($\Delta\sigma_c = \sigma_c K_c$). Avec K_s et K_c sont des coefficients de pression latérale des terres, où $K_0 < K_s < K_p$ et $K_a < K_c < K_0$. Les tassements immédiats de la colonne et le sol sont donnés respectivement par l'équation (2.4) et (2.5), tandis que le facteur de concentration de contrainte, est donné par l'équation (2.6).

$$S_c = \frac{2\Delta\sigma}{E_c} L \ln \frac{r_e}{r_c} \quad (2.4)$$

$$S_s = \frac{L}{E_s} \sigma_s \quad (2.5)$$

$$n = \frac{p_c}{p_s} = \left(\frac{1 + 2 \frac{E_s}{E_c} K_s \ln \frac{r_e}{r_c}}{2 \frac{E_s}{E_c} K_c \ln \frac{r_e}{r_c}} \right) \quad (2.6)$$

Avec $\Delta\sigma = \Delta\sigma_c - \Delta\sigma_s$ et r_e représente le rayon équivalent ($d_c/2$).

Le tassement de consolidation de la fondation est donné par :

$$S_2 = \sum_0^H \frac{\Delta\sigma_v}{E} \Delta z \quad (2.7)$$

Où $\Delta\sigma_v$ est l'augmentation de la contrainte verticale à toute profondeur z en dessous de la fondation, E est le module de déformation drainé du sol et H est l'épaisseur de la couche molle.

2.3.1.2 Balaam et Booker (1981)

Balaam et Booker (1981) ont développé une solution analytique en élasticité linéaire à partir du modèle de la cellule unitaire pour le calcul du tassement de fondation rigide de grande dimension sur le sol renforcé par colonnes ballastées, d'une manière simple le facteur de réduction du tassement (β) est définis comme suit :

$$\beta = 1 + \left[\frac{(\lambda_c + 2\mu_c) - 2(\lambda_c - \lambda_s)F}{(\lambda_s + 2\mu_c)} - 1 \right] \frac{d^2}{d_e^2} \quad (2.8)$$

Avec :

$$F = \frac{(\lambda_c - \lambda_s)(d_e^2 - d^2)}{2[d^2(\lambda_s + \mu_s - \lambda_c - \mu_c) + d_e^2(\lambda_c + \mu_c + \mu_s)]} \quad (2.9)$$

λ_i, μ_i sont les coefficients de LAME définis de la façon suivante :

$$\lambda_i = \frac{v_i E_i}{(1-2v_i)(1+v_i)} \text{ et } \mu_i = \frac{E_i}{2(1+v_i)}$$

Où v_i et E_i sont respectivement le coefficient de Poisson et le module d'élasticité du sol ou de la colonne.

2.3.1.3 Priebe (1995)

Priebe (1995) a développé une méthode semi-empirique pour la détermination du facteur de réduction du tassement d'une fondation infiniment répartie sur un grand nombre de colonnes ballastées, ainsi la méthode est basée sur le concept de la cellule unitaire. L'auteur a indiqué que la réduction du tassement est en fonction de trois critères principaux :

- Prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement ;
- Incidence de la compressibilité de la colonne ;
- Effet de la profondeur.

a) Facteur d'amélioration

Le facteur initial d'amélioration (de réduction) β_0 est exprimé par :

$$\beta_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left(\frac{0.5 + f(v_s, A_c/A)}{K_{ac} f(v_s, A_c/A)} - 1 \right) \tag{2.10}$$

Où : $f(v_s, A_c/A) = \frac{(1-v_s)(1-A_c/A)}{1-2v_s+A_c/A}$ et $K_{ac} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_c}{2} \right)$

Pour une valeur du coefficient de Poisson $v_s = 1/3$ (valeur couramment utilisée dans la pratique pour calculer l'état final), le résultat s'exprime simplement par :

$$\beta_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \left[\frac{5 - A_c/A}{4K_{ac}(4K_{ac}(1 - A_c/A))} \right] \tag{2.11}$$

b) Prise en compte de la compressibilité de la colonne

La compressibilité de la colonne se traduit, d'après l'auteur, par un accroissement $\Delta(A_c/A)$ de la section de la colonne qui dépend du rapport modulaire (E_c/E_s). Cet accroissement est donné directement par l'abaque de la figure 2.17. Ce qui conduit à un nouveau rapport des sections $\overline{(A_c/A)}$, donné par :

$$\overline{A_c/A} = \frac{1}{A/A_c + \Delta(A/A_c)} \tag{2.12}$$

Le facteur d'amélioration β_l est donné par la suite par l'équation (2.10) en introduisant la valeur du nouveau rapport des sections $\overline{(A_c/A)}$.

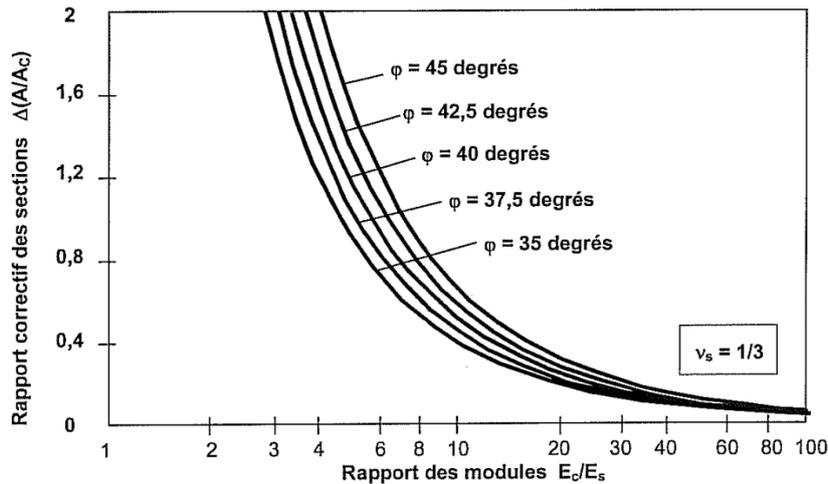


Figure 2.17 : Prise en compte de la compressibilité de la colonne (Priebe 1995)

c) Introduction de l'influence de la profondeur

Lorsque la contrainte due au poids des terres sus-jacentes augmente, l'étreinte latérale de la colonne ballastée croît aussi, et la colonne ballastée peut en conséquence reprendre une charge plus importante. D'après l'auteur l'influence de la profondeur est caractérisée par un facteur de profondeur noté f_d donné par l'expression suivante :

$$f_d = \frac{1}{1 - \gamma(\sum_i^n \sigma_{si} / \sigma_o)} \quad (2.13)$$

Où :

- $\sum_i^n \sigma_{si}$ désigne la somme des contraintes verticales régnant au milieu des couches de sol encaissant (couche i à n) ;
- γ désigne le facteur d'influence qui est directement donné par l'abaque représenté dans la figure 2.18 en fonction du rapport A/A_c majoré de l'accroissement $\Delta(A/A_c)$.

L'avantage de cette méthode est la prise en considération de l'effet de l'installation en augmentant le coefficient de pression latérale du sol ($K = 1$). Malgré que la méthode est basée sur plusieurs hypothèses simplificatrices, mais elle donne des bons résultats et elle est très utilisée par les entreprises et les bureaux d'études européens, ex. Keller.

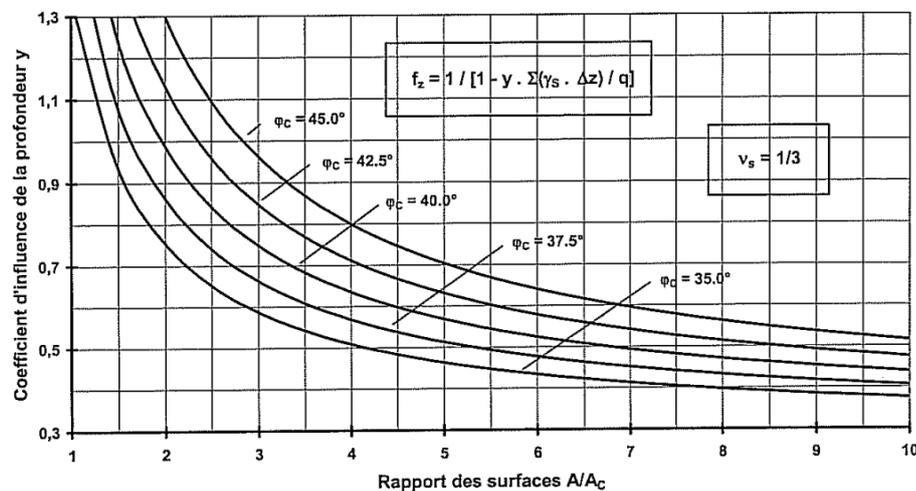


Figure 2.18 : Détermination du facteur d'influence de la profondeur (Priebe 1995)

2.3.1.3 Castro et Sagaseta (2009, 2011)

Castro et Sagaseta (2009) ont développé une solution analytique simplifiée pour l'évaluation du temps de consolidation et le tassement d'un sol renforcé par des colonnes ballastées. La méthode est basée sur le concept de la cellule unitaire et c'est l'extension de la

solution élastique antérieure développée par Balaam et Booker (1981). Dans cette méthode, le sol est supposé élastique, mais des déformations plastiques sont prises en compte pour les colonnes. De plus, la méthode prend en compte la dilatation du matériau de la colonne ballastée. La solution prend en compte l'influence des déformations verticales et radiales de la colonne, que ce soit en état élastique ou élasto-plastique. Les auteurs ont considéré une situation de chargement non drainé suivie par un processus de consolidation pour permettre la dissipation des surpressions interstitielles.

En 2011, Castro et Sagaseta ont proposé une deuxième solution qui est l'extension de la première solution, pour l'évaluation du temps de consolidation et le tassement d'un sol renforcé par des colonnes ballastées enrobées par les geosynthétiques.

2.3.1.4 Pulko et al. (2011)

Pulko et al. (2011) ont développé une solution analytique pour évaluer le tassement d'un sol renforcé par des colonnes ballastées. Cette méthode est l'extension des approches précédentes de Balaam et Booker (1985), Raithel et Kempfert (2000) et Pulko et Majes (2005), elle est applicable aussi pour les colonnes ballastées enrobées par un géosynthétique. La méthode considère le sol comme un matériau élastique et la colonne comme un matériau élastique-plastique satisfaisant la loi de comportement Mohr Coulomb avec un angle de dilatation constant. Les auteurs ont pris en compte la théorie des tassements primaires pour développer la solution analytique. Les auteurs ont suggéré que le facteur de la réduction du tassement totale de la fondation sous une charge répartie peut être obtenu en combinaison entre une solution élastique et une solution élasto-plastiques.

2.3.2 Méthode de l'homogénéisation simplifiée

L'homogénéisation simplifiée consiste à transformer le sol composite en un milieu homogène équivalent de module (E_{eq}) comme indiqué dans la section (2.2.3.1-b). En appliquant la loi de l'élasticité linéaire, le tassement final après traitement (S) d'une fondation rigide sous la contrainte appliquée (σ_0) est donné par :

$$S = \frac{\sigma_0 L}{aE_c + (1 - a)E_s} \quad (2.14)$$

Cette méthode ne s'applique qu'aux charges réparties de grandes dimensions (Dhouib et Blondeau, 2005).

2.3.3 Groupe de colonnes

2.3.3.1 Priebe (1995)

Priebe (1995) a proposé une approche très simple pour déterminer le tassement d'une fondation traitée par un petit groupe de colonnes. Le tassement (S) d'une semelle isolée ou filante peut être déterminé à partir de la valeur du rapport des tassements (S/S_α), qui est donné par les abaques présentés dans les figures 2.19, et sachant que le tassement total S_α , pour le cas limite dans des conditions homogènes est donné par :

$$S_\alpha = \sigma_0 \frac{z}{E_s \beta_2} \quad (2.15)$$

Avec β_2 est la valeur moyenne du facteur d'amélioration sur la profondeur considérée z donné par : $\beta_2 = \beta_1 f_d$

Où β_1 et f_d sont donnés respectivement par l'équation (2.10) et (2.13).

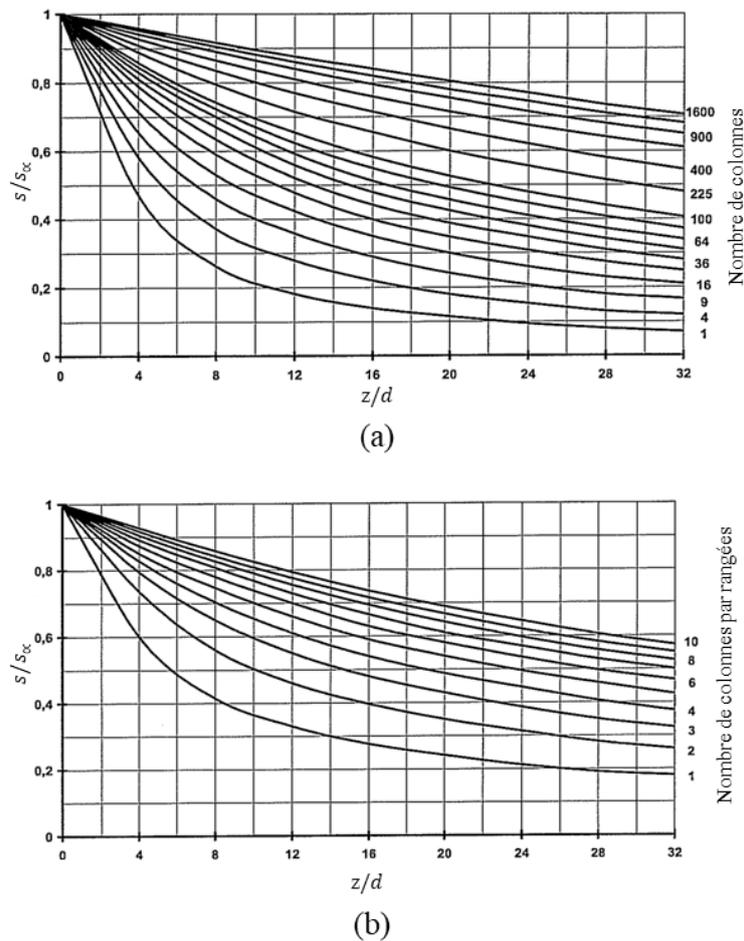


Figure 2.19 : Rapport des tassements (S/S_α) d'après Priebe (1995) : (a) semelle isolée ; (b) semelle filante

2.3.3.2 Castro (2014a)

Castro (2014a) a proposé une solution analytique pour évaluer le tassement d'une fondation rigide reposant sur un sol mou amélioré par un groupe de colonnes ballastées. La méthode consiste à simplifier la géométrie à un modèle 2D axisymétrique, et convertir le groupe de colonnes à une seule colonne centrale comme indiquée dans la figure (2.20). La méthode de Castro (2014a) est une méthode élasto-plastique dans laquelle le sol est supposé élastique, mais des déformations plastiques sont considérées dans la colonne avec une loi de comportement de Mohr Coulomb avec une règle d'écoulement non associé. Castro (2014a) a indiqué que pour obtenir le tassement de la fondation (S) le profil du sol/colonne sous la fondation doit être divisé en plusieurs tranches d'épaisseur finie (Δt_i). La somme des déformations verticales au centre de chaque tranche ($\varepsilon_{z,i}$) donne le tassement de la fondation (S), soit :

$$S = \sum_1^i \varepsilon_{z,i} \Delta t_i \quad (2.16)$$

Les hypothèses simplificatrices imposent certaines limites à la solution analytique, à titre d'exemple, la solution n'est pas directement applicable aux grandes surfaces ou aux sols stratifiés. En outre, la solution n'est pas applicable lorsque la longueur des colonnes flottantes est inférieure à $2B$. De plus, la solution n'est valable que pour des charges de fondations faibles à modérées (50-100 kPa) car les déformations plastiques dans le sol ne sont pas prises en considération.

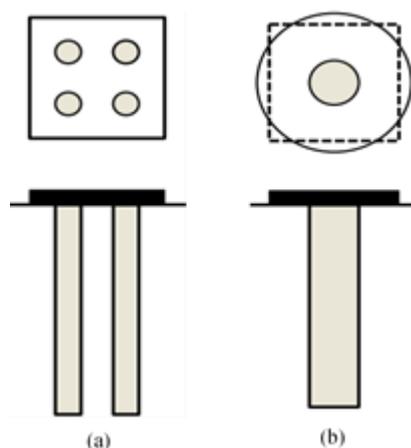


Figure 2.20 : Transformation d'un groupe de colonnes à une seule colonne centrale d'après Castro (2014a)

2.3.3.3 Ng et Tan (2015)

A partir d'analyses numériques, Ng et Tan (2015) ont proposé une solution pour l'évaluation du tassement d'une fondation rigide traitée par un groupe de colonnes ballastées installées dans des sols homogènes ou hétérogènes. Cette méthode est basée sur l'idée de l'existence d'une longueur optimale (L_{opt}) des colonnes. D'après les auteurs, la longueur optimale (L_{opt}) dépend des valeurs de D et α . Le tableau 2.1 représente les valeurs de la longueur optimale (L_{opt}) en fonction de D correspondant à chaque valeur de α .

Tableau 2.1 : Longueur optimale des colonnes ballastées d'après Ng et Tan (2015)

A	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
L_{opt}	$1.2D$	$1.4D$	$1.6D$	$1.8D$	$2D$	$2.2D$

Les auteurs ont adopté l'approche d'homogénéisation pour développer la solution, mais avec la considération de la plastification qui se produit sous la fondation. La figure 2.21 présente le concept utilisé pour le développement de la solution.

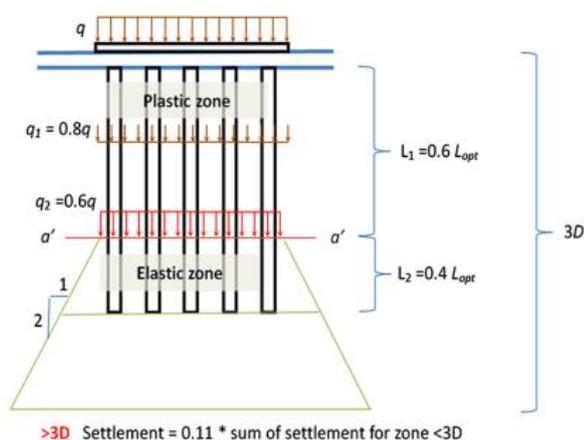


Figure 2.21 : Répartition des contraintes en dessous d'une fondation renforcée par des colonnes ballastées flottantes d'après Ng et Tan (2015)

Dans la figure 2.21, la zone de traitement est divisée en deux zones, une zone plastique (L_1) et une zone élastique (L_2). Dans la zone élastique, le tassement est calculé en fonction de la rigidité équivalente (E_{eq}). Cependant, dans la zone plastique, le tassement est calculé en fonction de la rigidité équivalente réduite (E^*_{eq}). Les auteurs ont utilisé un facteur de correction noté f pour réduire la rigidité équivalente entre le sol et les colonnes (où $E^*_{eq} = E_{eq}/f$) pour considérer les déformations plastiques. Par conséquent, le tassement total (S) d'une fondation circulaire renforcée par un groupe de colonnes ballastées est donné comme suit :

$$S = 1.11 \left[\frac{q}{E_{st}} t + 0.8 \frac{q}{E_{*eq}} L_1 + \frac{q_i}{E_{eq}} L_2 + \frac{q_j}{E_s} (3D - L_{opt} - t) \right] \quad (2.17)$$

Avec :

- t : épaisseur de la couche de transfère (matelas)
- E_{st} : rigidité de la couche de transfère (matelas)
- q_i : contrainte à la profondeur moyenne de la couche élastique
- q_j : contrainte à la profondeur moyenne entre la pointe des colonnes et la profondeur de $3D$.

2.4 Conclusions

Ce chapitre présente une synthèse bibliographique sur les résultats d'amélioration des performances de fondations renforcées par colonnes ballastées. Le critère de tassement est généralement le facteur dominant pour la conception de colonnes ballastées dans les sols mous. Les essais expérimentaux en vraie grandeur et en modèle réduit montrent l'efficacité des colonnes pour réduire les tassements immédiats et de consolidation de fondations. Récemment, Bouassida (2016) a proposé une nouvelle méthodologie de conception pour toutes les techniques de colonne. Cette méthode consiste à déterminer un taux de substitution minimal en combinant les vérifications de la capacité portante et du tassement. Contrairement aux méthodes de conception précédentes, qui ne se concentraient que sur un critère de conception unique, à savoir le tassement ou la capacité portante.

Les colonnes ballastées sont souvent installées comme un maillage infini de colonnes pour l'amélioration de zones étendues, telles que les radiers destinés aux réservoirs et les remblais, ou comme de petits groupes de colonnes pour l'amélioration de fondations superficielles, isolée et filante. Le mécanisme de déformation de petits groupes de colonnes sous une semelle rigide est très différent de celui d'un maillage infini de colonnes ballastées. Cependant, la plupart d'études expérimentales en vraie grandeur sont tous simplement des tests de chargement sur une colonne ballastée isolée, alors il y a un manque d'information en ce qui concerne les tassements de fondations traitées par petits groupes de colonnes. Toutefois, il existe quelques études en modèle réduit qui traitent le tassement des fondations renforcées par de petits groupes de colonnes. Néanmoins, c'est difficile de généraliser les résultats de ces études, d'une part en raison de l'effet d'échelle, et d'autre part parce que le dispositif expérimental de ces tests est très simple et dans la plupart des cas, ils possèdent des frontières

très limitées qui fournissent ainsi un support latéral à la colonne ballastée et au sol environnant, et par conséquent, ils influent sur le tassement de la fondation.

De manière similaire, la plupart des méthodes analytiques pour l'évaluation du tassement sont basées sur le concept de la cellule unitaire. Dernièrement, de nouvelles solutions analytiques (Castro 2014a ; Ng et Tan 2015) sont disponibles pour évaluer le tassement drainé de fondation rigide sur un sol mou traité avec des petits groupes de colonnes ballastées, mais elles sont basées sur certaines hypothèses simplificatrices, à titre d'exemple, la négligence de la déformation plastique du sol.

La modélisation numérique a été utilisée par plusieurs auteurs pour enrichir les informations en ce qui concerne le comportement de petits groupes de colonnes. Pour cela des concepts numériques 2D en déformation plane ou axisymétrique ont été proposés pour simplifier la géométrie du problème. Récemment, des études numériques 3D ont montré que le positionnement des colonnes sous la fondation a une certaine influence sur le tassement, ce qui signifie que les approches 2D sont limitées dans quelques points.

À la fin de ce chapitre on peut dire que le tassement d'une fondation renforcée par un petit groupe de colonnes ballastées est principalement contrôlé par le taux d'incorporation (α) et la longueur des colonnes (L), mais la longueur est importante seulement à une certaine profondeur. En plus, la réduction du tassement dépend de quelques facteurs géotechniques de la colonne et du sol, à titre d'exemple la rigidité et l'angle de frottement de la colonne ainsi que l'effet d'installation de la colonne qu'il n'a pas été bien investigué par les auteurs. Ce dernier facteur (l'effet de l'installation) sera bien détaillé dans le chapitre suivant.

Chapitre 3

Effet de l'installation de la colonne ballastée

3.1 Introduction

L'amélioration des sols par colonnes ballastées consiste à incorporer dans le sol un matériau granulaire (ballast) de caractéristiques spécifiques à l'aide d'un vibreur afin d'obtenir des colonnes circulaires ayant des caractéristiques meilleures que le sol en place. Cette opération conduit à l'amélioration des performances des sols, tels que la réduction du tassement et l'augmentation de la capacité portante,...etc. Cependant, l'amélioration du sol ne résulte pas seulement des propriétés du ballast élevé, mais elle est relative aussi à l'effet de l'installation de la colonne. Le processus de l'installation de la colonne ballastée produit généralement un effet positif sur le sol environnant la colonne, et notamment la colonne exécutée par voie sèche (vibro-déplacement). Parce que la pénétration du vibreur et l'opération du compactage du ballast provoquent des déplacements et des vibrations importantes dans le sol environnant la colonne, ce qui entraîne un compactage supplémentaire du sol environnant. Néanmoins, la plupart des méthodes de conception et des études numériques dédiées à l'évaluation des performances des colonnes ballastées ne prennent pas en compte l'effet de l'installation en considérant les caractéristiques du sol initial.

Ce chapitre présente une revue des travaux antérieurs importants publiés dans la littérature portant sur les effets de l'installation des colonnes ballastées sur le sol environnant et l'influence de la considération de ces effets sur l'amélioration des performances des sols, particulièrement la réduction du tassement des fondations.

3.2 Mesures in-situ

Bien que Watts et al. (2000), Kirsch (2006), Castro et Sagasseta (2007, 2012) ont travaillé sur les effets de l'installation de la colonne ballastée, il est remarqué que très peu d'études dans la littérature traitent ce sujet. Cependant, la majorité des mesures in-situ effectués autour des colonnes ballastées, au moment et après l'installation de la colonne montrent que le processus de l'installation produits des effets et des changements positifs et parfois négatifs dans le sol environnant.

Watts et al. (2000) ont effectué des mesures in-situ pour enregistrer les changements des pressions latérales du sol durant l'installation d'une colonne ballastée. Les auteurs ont installé des capteurs de pression à des distances radiales de 0.9 et 1.5 m à partir de l'axe de la colonne et à des profondeurs d'environ 0.4 m, 0.9 m et 1.8 m sous la surface du sol. Les auteurs ont observé que la pression latérale du sol augmente significativement lorsque la pointe du vibreur atteint la profondeur des capteurs, et elle augmente d'avantage lorsque la pointe du vibreur excède cette profondeur (figure 3.1).

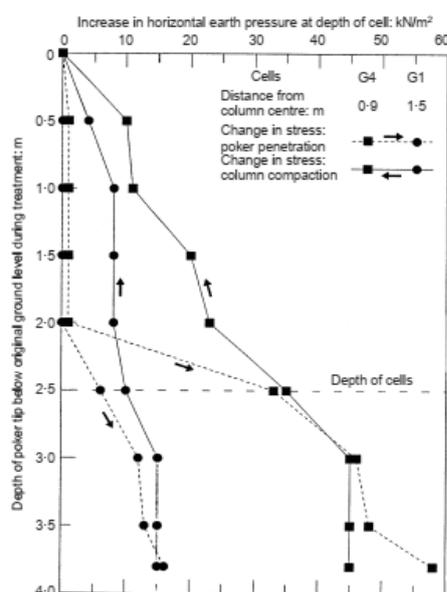


Figure 3.1 : Changement de la contrainte radiale au moment de la pénétration du vibreur et le compactage du ballast (Watts et al. 2000)

Kirsch (2006) a analysé in-situ les modifications apportées aux contraintes grâce à l'installation de deux groupes de vingt-cinq colonnes ballastées. Le premier ensemble de données (Masure 1) appartient à un groupe de 25 colonnes ballastées installées dans une argile limoneuse de $K_0 = 0.91$ tandis que le deuxième ensemble de données (Mesure 2)

appartient à un groupe de 25 colonnes installées dans un limon sableux de $K_0 = 0.57$. La variation de la pression interstitielle, la contrainte horizontale effective (σ'_h) et la rigidité du sol a été observée par l'auteur avant et après l'installation des colonnes afin de déterminer l'effet de l'installation sur l'état de contrainte du sol. L'auteur a noté une augmentation significative dans les pressions interstitielles (u) immédiatement après l'installation des colonnes. Les mesures in-situ des contraintes effectives horizontales (σ'_h) effectuées par l'auteur ont indiqué des valeurs K/K_0 supérieures à l'unité après la construction des colonnes (figure 3.2-a).

De plus, des mesures pressiométriques de Ménard avant et après l'installation des colonnes ont montré une augmentation des modules pressiométriques (E_M) du sol jusqu'à 3 fois les valeurs initiales (figure 3.2-b). En outre, l'amélioration de K et E_M a été observé dans une zone de $4d$ à $8d$ depuis l'axe de la colonne. Cependant, les valeurs inférieures proches de la colonne ayant attribué d'après l'auteur à l'effet de soulèvement du sol et l'excitation dynamique causée par le vibreur. Néanmoins, cet effet négatif n'a pas été observé par d'autres auteurs, ce qui signifie que cet effet est probablement lié à la nature du sol de ce site.

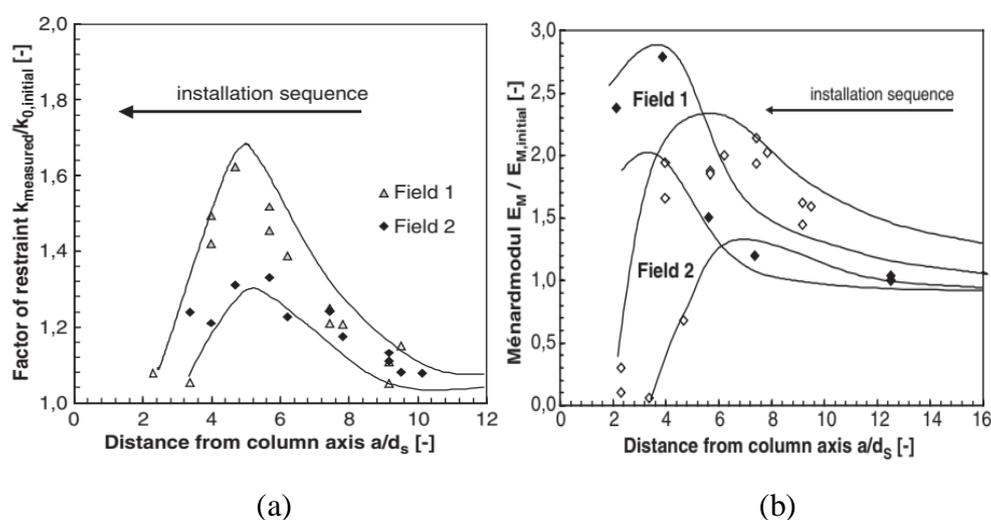


Figure 3.2 : Les modifications apportées au sol lors de l'installation de colonnes ballastées :

(a) K/K_0 ; (b) $E_M/E_{M,0}$ (Kirsch 2006)

Elshazly et al. (2008a) ont estimé le coefficient de pression latérale du sol après l'installation de la colonne ballastée (K) par une rétro-analyse numérique basée sur des essais de chargement en vraie grandeur de Mitchell et Huber (1985). Pour arriver à une quantification fiable de K , les auteurs ont suivi deux stratégies. Dans la première stratégie, les valeurs des paramètres du sol ont été considérées constantes et la valeur correspondante de K

a été estimée en fonction de la meilleure concordance entre les résultats du modèle numérique et du test in-situ. Dans la deuxième stratégie, les valeurs des paramètres du sol ont été modifiées en haut et en bas, par des pourcentages raisonnables, à partir de leurs valeurs de référence pour obtenir les limites supérieures et inférieures de K . Les résultats de la première et la deuxième stratégie sont présentés dans le tableau 3.1. Les valeurs de K évaluées avec les deux stratégies sont toujours supérieures au coefficient de pression latérale au repos (K_0) mais plus faible au coefficient de pression latérale passive (K_p). Les auteurs ont suggéré d'utiliser une valeur moyenne de K de l'ordre de 1.2.

Tableau 3.1 : Valeurs de K évaluées par une rétro-analyse d'après Elshazly et al. (2008a)

Maillage	Première stratégie	Deuxième stratégie	
		Augmentation de la rigidité	Diminution de la rigidité
1.2×1.5	1.7	1.2	2.0
1.75×1.75	1.2	1.0	1.5
2.1×2.1	0.85	0.7	1.2

Castro et Sagasseta (2012) ont installé 6 piézomètres pour capturer la variation des pressions interstitielles (u) durant et après l'installation d'un groupe de 7 colonnes ballastées. La figure 3.3 présente l'enregistrement de u des différents piézomètres. Les auteurs ont constaté que la valeur de u augmente immédiatement, lors de la pénétration du vibreur dans le sol, et elle atteint sa valeur maximale lorsque la pointe du vibreur se trouve approximativement à la profondeur du piézomètre. En plus, les surpressions interstitielles (Δu) sont plus élevées en profondeur, cela est dû à l'augmentation de la résistance de cisaillement non drainé du sol avec la profondeur.

En outre, les auteurs ont constaté que l'installation des colonnes suivantes produits des surpressions interstitielles supplémentaires. Cependant, la dissipation des surpressions (Δu) est très rapide après l'achèvement des colonnes et aucune surpression (Δu) n'a été observée après 15 minutes. Les auteurs ont indiqué que les pics de Δu peuvent être appariés par la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique pour l'installation de la première colonne, tandis que pour les colonnes suivantes, l'influence de l'installation des colonnes précédentes fausse les conditions d'origine et l'analyse n'est plus valide.

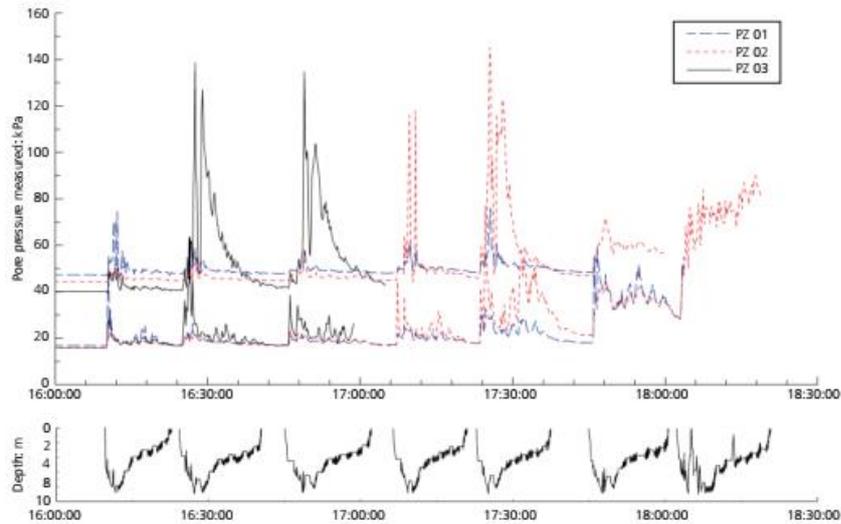


Figure 3.3 : Enregistrement de la pression interstitielle lors de la construction des colonnes (Castro et Sagassetta 2012)

3.3 Théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique

Le processus de l'installation d'une colonne ballastée peut être modélisé comme une cavité cylindrique soumise à une expansion latérale. Comme le processus de l'installation de la colonne est relativement rapide dans les argiles molles, l'expansion doit être considérée dans des conditions non drainées. Lorsqu'une cavité s'étend à un certain rayon, une limite plastique est obtenue à une distance radiale (R) mesurée à partir de l'axe de la cavité, comme indiqué dans la figure 3.4. Les contraintes entre la cavité et la limite R sont dans un état plastique, alors qu'au-delà de R , les contraintes sont dans un état élastique. En se basant sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique développée par Gibson (1961), la limite plastique R peut être calculée comme suit (Egan et al. 2008) :

$$R = a_0 e^{\frac{p - \sigma_r}{2c_u}} \quad (3.1)$$

Où p est la pression de la cavité, σ_r est la contrainte radiale totale et a_0 est le rayon du vibreur.

Dans des situations pratiques, l'installation de la colonne nécessite effectivement l'expansion d'une cavité d'un rayon initial nul jusqu'au rayon final. Cependant, toute expansion imposée dans une simulation numérique doit commencer par un rayon de cavité fini pour éviter le développement de déformation circonférentielle infinie (Egan et al. 2008). Dans ce cas, la pression dans la cavité atteint la pression limite (p_{lim}), calculée par :

$$p_{lim} = \sigma_{h0} + c_u \log\left(\frac{E}{2c_u(1 + \nu)}\right) \quad (3.2)$$

Avec : σ_{h0} est la contrainte totale initiale, E est le module de Young et ν est le coefficient de Poison.

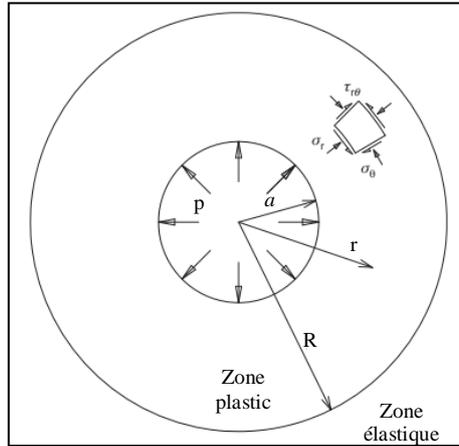


Figure 3.4 : Expansion d'une cavité cylindrique

Carvajal et al. (2013) ont utilisé l'expression de Baguelin (1978) pour déterminer le rayon plastique (R) d'un sol frottant-cohérent dans un milieu infini et avec un comportement de Mohr-Coulomb :

$$\frac{a^2}{R^2} = \frac{(\sigma_{h0} + c \cdot \cot \varphi) \cdot \sin \varphi}{G} \quad (3.3)$$

Avec c , φ et G sont respectivement la cohésion, l'angle de frottement et le module de cisaillement du sol.

Pour un sol purement cohérent ($\varphi = 0$) l'équation (3.3) devient d'après Randolph et Wroth (1979) comme suit :

$$\frac{a^2}{R^2} = \frac{c_u}{G} \quad (3.4)$$

Randolph et Wroth (1979) ont indiqué que l'expansion d'une cavité cylindrique dans un sol élastique parfaitement plastique cause une augmentation significative dans la pression interstitielle (égale l'augmentation de la contrainte moyenne). Ils ont proposé la relation suivante pour obtenir la distribution de Δu à chaque distance radiale (r) en fonction du rayon plastique (R) et la cohésion non drainée (c_u) :

$$\Delta u = 2c_u \cdot \ln\left(\frac{R}{r}\right) \quad (3.5)$$

Castro et Sagasseta (2007) ont montré que l'équation de Randolph and Wroth (1979) donne des résultats très proches aux mesures in-situ de Δu enregistrées au moment de l'installation d'une colonne ballastée.

3.4 Modélisation numérique de l'installation d'une colonne ballastée

Guétif et al. (2007) sont les premiers à proposer une procédure numérique appelée « Dummy material » pour simuler l'installation d'une colonne ballastée dans un sol mou. Dans cette procédure, la colonne est considérée comme une cavité cylindrique soumise à une expansion latérale (figure 3.5), et elle consiste à :

- Modéliser la cavité cylindrique occupée par le vibreur de rayon de 0.25 m par un matériau factice (Dummy material) purement élastique ayant un module de Young plus faible ($E_{dm} = 20$ kPa) ;
- Appliquer un déplacement radial sur le bord de la cavité cylindrique jusqu'à ce que la cavité atteigne le rayon de la colonne de 0.55 m ;
- Introduire les propriétés de la colonne dans la cavité cylindrique de rayon de 0.55 m et commencer un calcul numérique de consolidation.

Guétif et al. (2007) ont indiqué que l'évolution du module de Young (E) de l'argile molle lors de la consolidation peut être évaluée à partir de la distribution de la contrainte moyenne effective (p') :

$$\frac{E}{E_0} = \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^m \quad (3.6)$$

Avec $m = 1$ pour les argiles normalement consolidées.

Sur la base de ce raisonnement, les auteurs ont évalué la contrainte moyenne effective (p') immédiatement après l'installation de la colonne et après la consolidation primaire de l'argile molle. Immédiatement après l'installation de la colonne, les auteurs ont constaté une augmentation significative de la pression interstitielle (u) et de la contrainte radiale effective (σ'_r) dans l'argile molle. Par conséquent, le coefficient K de l'argile molle augmente de sa valeur initiale à des valeurs supérieures au voisinage de la colonne. Cependant, la valeur de p' ne change pas. Après la consolidation primaire de l'argile molle, la contrainte moyenne effective augmente d'environ 30 % sur une distance égale à six fois le rayon de la colonne. Au-delà de cette zone, p' est pratiquement inchangée. D'après les auteurs l'augmentation de p' qui conduit à l'augmentation du module de Young (E) de l'argile molle est principalement

due à l'augmentation de σ'_r . Guetif et al. (2007) ont affirmé que l'amélioration de E en raison de l'installation de la colonne, doit être considérée dans les méthodes de conception. En conséquence, la réduction du tassement devrait être plus prononcée que celle prédite par les contributions antérieures qui considèrent les caractéristiques du sol initial inchangé après l'installation de la colonne.

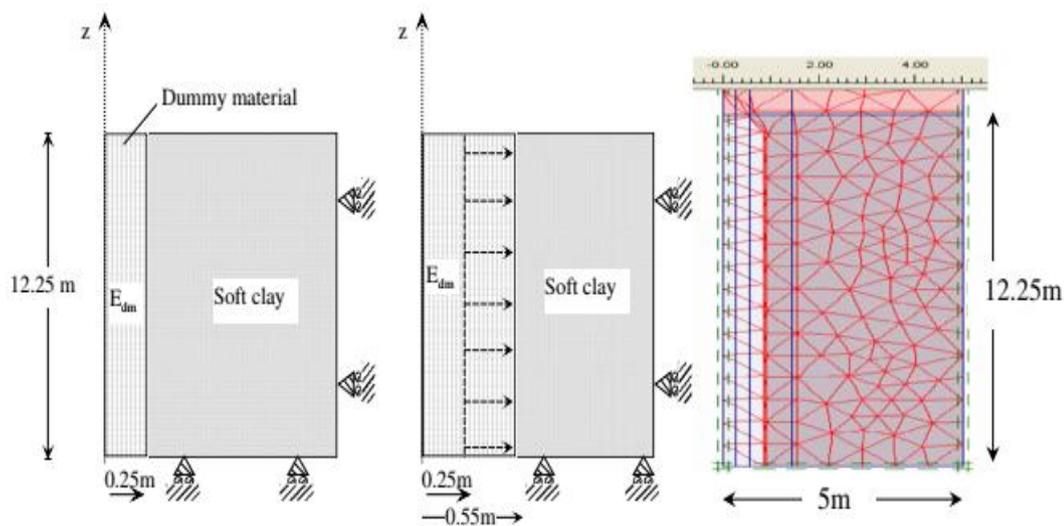


Figure 3.5 : Procédé de simulation de l'installation d'une colonne ballastée d'après Guetif et al. (2007)

Castro et Karstunen (2010) ont investigué les effets de l'installation d'une colonne ballastée dans une argile molle en considérant l'effet de l'anisotropie et la déstructuration dans le sol. Pour cela, les auteurs ont utilisé deux lois de comportement avancé de type Cam-Clay, S-CLAY1 et S-CLAY1S. L'installation d'une colonne ballastée a été effectuée par une analyse numérique en grands déplacements avec un modèle axisymétrique en utilisant le code Plaxis 2D. L'expansion a été modélisée comme un déplacement imposé à partir d'un rayon initial (a_0) à un rayon final (a_f) comme, indiqué dans la figure 3.6. Les auteurs ont constaté que l'expansion de la cavité cylindrique produit une augmentation dans la contrainte effective horizontale (σ'_h) du sol environnant. Cette augmentation est significative au voisinage de la colonne pour le cas de S-CLAY1 et décroît progressivement en éloignant de la colonne. Par contre, l'augmentation de σ'_h est limitée dans le deuxième modèle (S-CLAY1S). Les auteurs ont expliqué ceci par l'effet de la déstructuration (qui ne peut être modélisée que par le modèle S-CLAY1S) provoquée par l'installation de la colonne qui a un effet négatif sur l'augmentation de confinement latérale de la colonne.

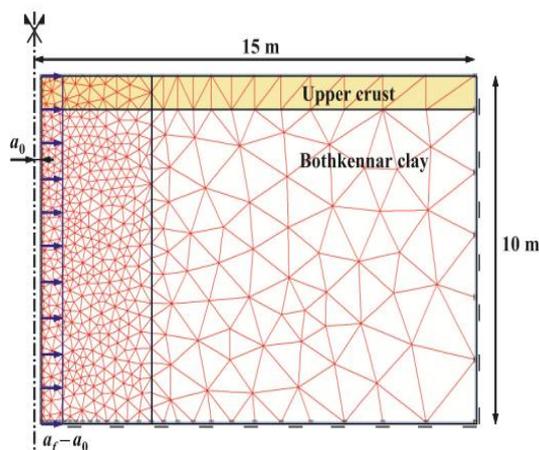


Figure 3.6 : Modèle numérique de l'installation d'une colonne ballastée par la méthode de l'expansion d'une cavité cylindrique d'après Castro et Karstunen (2010)

En outre, les auteurs ont noté que le coefficient K prend des valeurs importantes à proximité de la colonne, mais à une distance de quatre à huit fois le rayon de la colonne (figure 3.7), K atteint une valeur constante (avec le modèle S-CLAY1, K est près de 1, alors que cette valeur est nettement inférieure avec le modèle S-CLAY1S). D'après Castro et Karstunen (2010) cette valeur devrait être utilisée dans les méthodes de conception.

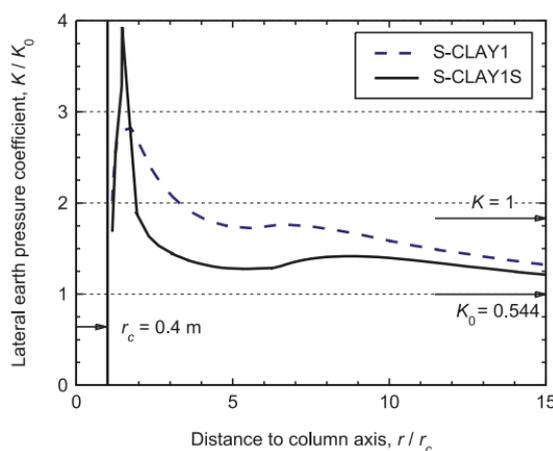


Figure 3.7 : Augmentation du coefficient K après l'installation de la colonne (Castro et Karstunen 2010)

Carvajal et al. (2013) ont comparé entre les résultats des surpressions Δu obtenu par la modélisation numérique, la solution analytique de l'expansion d'une cavité cylindrique (équation 3.5) et par des piézomètres in-situ. Les résultats de cette comparaison sont représentés dans la figure 3.8 et 3.9. Les auteurs ont constaté (à partir des mesures in-situ) que

Δu augmente progressivement avec le temps jusqu'à un certain pic, qui représente le moment où le vibreur atteint la profondeur du piézomètre. En suite Δu se dissipe rapidement, et après 5 heures (300 minutes) presque aucune surpression n'a été détectée. En outre, le taux de consolidation estimé avec la modélisation numérique correspond raisonnablement aux taux de consolidation mesurés (figure 3.8). En plus, les résultats obtenus de la modélisation sont assez similaires avec les résultats de la solution analytique, comme indiqués dans la figure 3.9.

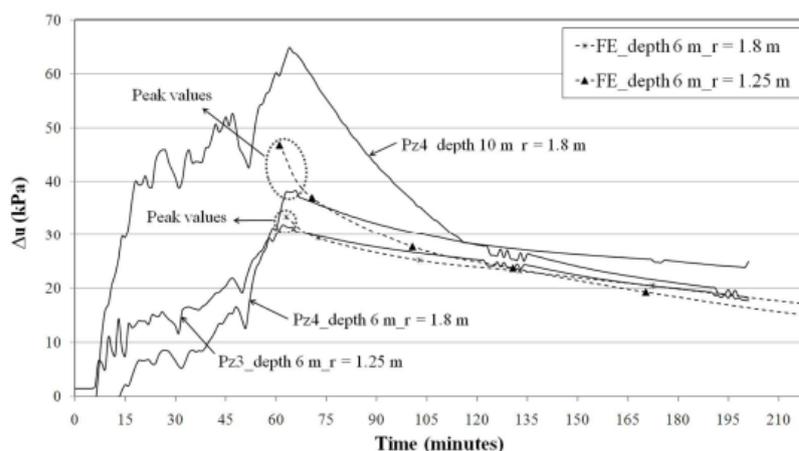


Figure 3.8 : Variation de la surpression interstitielle (Δu) avec le temps (Carvajal et al. 2013)

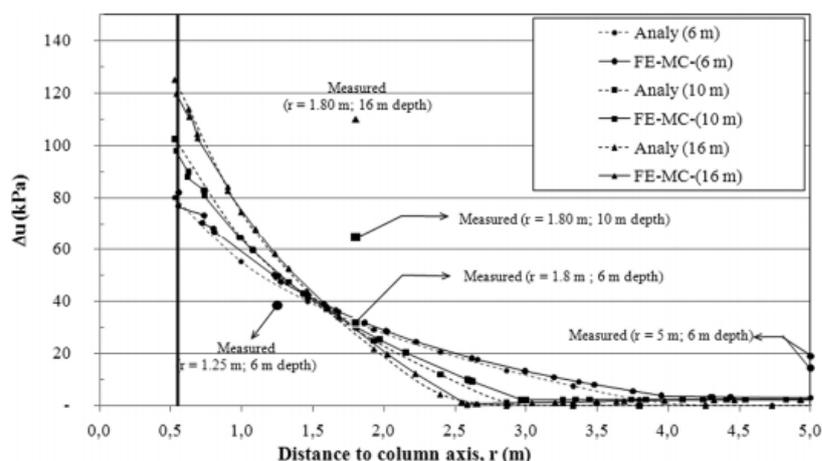


Figure 3.9 : Variation de la surpression interstitielle (Δu) avec la distance radiale immédiatement après l'installation (Carvajal et al. 2013)

Castro et al. (2014) ont effectué une analyse détaillée avec trois lois de comportement avancées de type Cam Clay (S-CLAY1, S-CLAY1S et MMC) sur l'effet de l'installation d'une colonne ballastée. Cette étude est l'extension du travail précédent de Castro et Karstunen (2010). Les courbes de la figure 3.10 présente les variations des contraintes

effectives (verticales, radiales et circonférentiels) normalisé par la contrainte verticale effective initiale (σ'_{z0}) dans le sol environnant après l'expansion de la colonne et suivie par une consolidation. Les auteurs ont constaté que les contraintes radiales (σ'_r) prennent des valeurs importantes au voisinage de la colonne, mais les contraintes effectives verticales (σ'_z) et circonférentielles (σ'_θ) changent aussi. Les valeurs de σ'_z augmentent dans la partie la plus proche de la colonne.

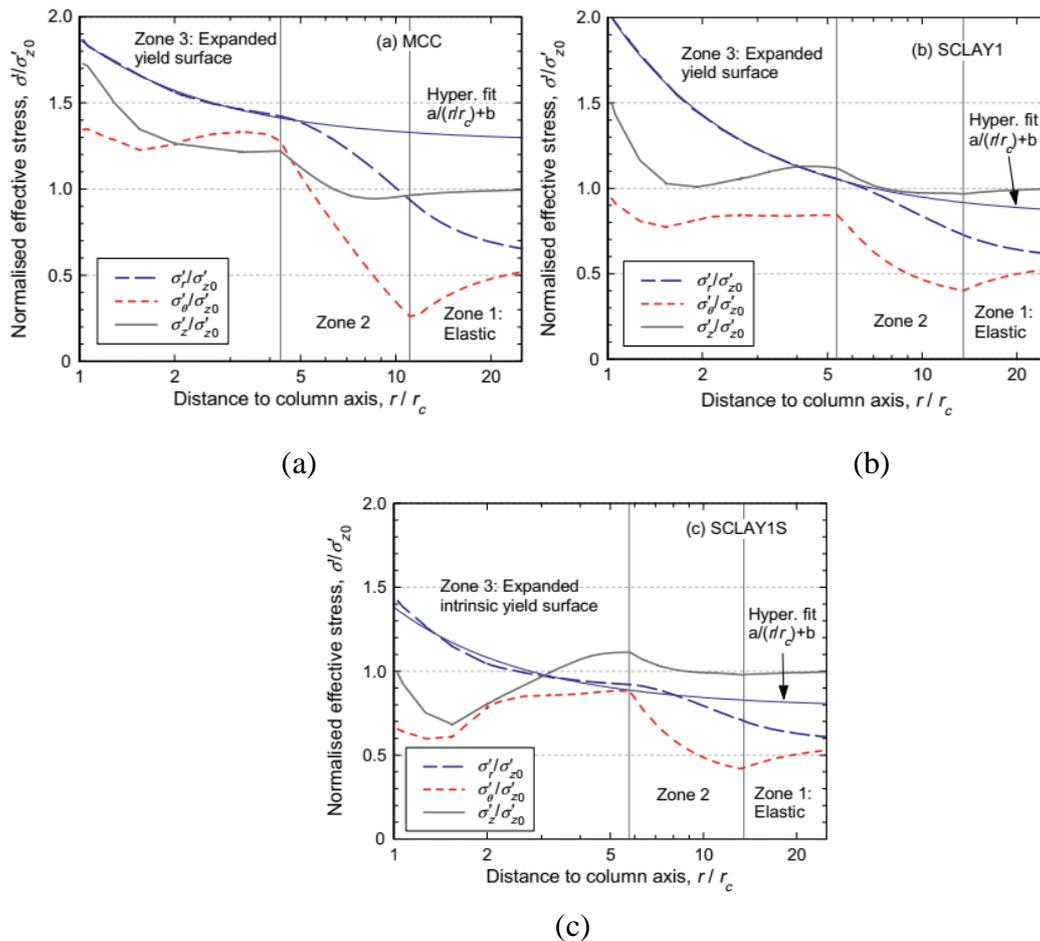


Figure 3.10 : Variation de la contrainte effective après l'installation et la consolidation totale : (a) MCC ; (b) SCLAY1 ; (c) SCLAY1S (Castro et al. 2014)

Les auteurs ont distingué trois zones différentes (figure 3.10) :

- Zone (1) : Au-delà de 11,5-13,5 fois le rayon de la colonne (dépend du modèle de sol), où le comportement du sol est toujours élastique et les contraintes σ'_θ ayant diminuées ;
- Zone (2) : C'est une zone plastique pendant l'expansion non drainée de la cavité mais pas après la consolidation, dans laquelle la contrainte σ'_z ne change que légèrement ;

- Zone (3) : C'est la zone la plus proche de la colonne moins de 4.5 à 6 fois le rayon de la colonne, où le comportement du sol est toujours plastique et l'augmentation des contraintes effectives est importante.

Sexton et McCabe (2015) ont examiné l'influence de fluage sur l'effet de l'installation d'une colonne ballastée. L'installation de la colonne a été modélisée comme une cavité cylindrique soumise à une expansion latérale en condition non-drainée. Après la consolidation, les auteurs ont constaté une augmentation significative des contraintes horizontales (σ'_r et σ'_θ) au voisinage de la colonne. Par conséquent, ils ont défini le coefficient K comme suit :

$$K = \left(\frac{\sigma'_r + \sigma'_\theta}{2 \cdot \sigma'_z} \right) \quad (3.7)$$

Les auteurs ont constaté que la considération du fluage n'a pas d'influence sur l'état de contrainte du sol immédiatement après l'expansion de la cavité. Cependant, elle a une certaine influence sur l'état de contrainte du sol après la consolidation. Les auteurs ont indiqué que la considération du fluage résulte une diminution dans les valeurs de K/K_0 après la consolidation.

Ellouze et al. (2016) ont proposé une procédure numérique pour simuler l'installation d'un groupe de colonnes ballastées dans l'argile molle. Le groupe de colonnes a été simulé par le concept des anneaux concentriques. Dans lequel, l'installation de la colonne centrale et de l'anneau équivalent a été modélisée par la méthode de « dummy material » décrit par Guetif et al. (2007). Après un temps de consolidation de 11 mois, les auteurs ont observé une augmentation significative de p' , qui conduit à l'amélioration du module E de l'argile molle. En outre, la plus grande amélioration se concentre entre la colonne centrale et l'anneau équivalent.

Al Ammari et Glarke (2018) ont proposé une procédure numérique à l'aide de Plaxis 2D pour simuler l'installation de deux colonnes ballastées adjacentes. L'installation de la première colonne a été modélisée par une expansion latérale d'une cavité cylindrique (similaire à Sexton et McCabe 2015). La deuxième colonne a été installée avec la même procédure, mais dans un sol de contrainte moyennes et de rigidité plus améliorées produites par l'installation de la première colonne. L'amélioration du coefficient K et du module E du sol résultant de l'installation des deux colonnes a été prise en considération dans un nouveau modèle 3D pour simuler un test de chargement en vraie grandeur (Test de Mitchell et Huber

1985). La figure 3.11 montre la méthode utilisée pour déterminer le coefficient K et le module E pour l'analyse 3D. Les auteurs ont noté un bon accord entre le tassement évalué par Plaxis 3D (en tenant compte de l'amélioration de K et E) et le tassement mesuré in-situ.

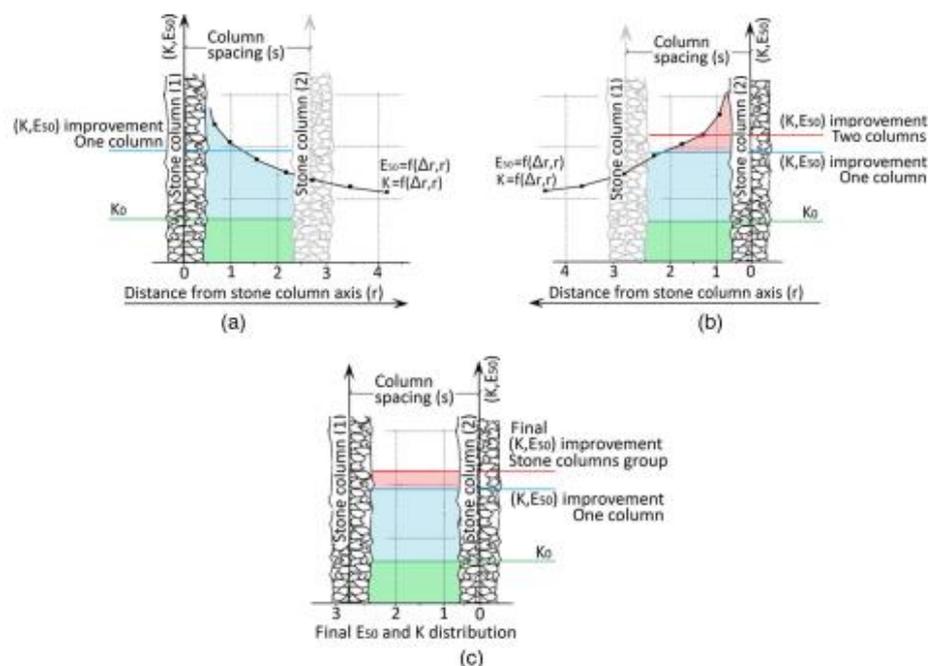


Figure 3.11 : Procédure numérique proposée par Al Ammari et Glarke (2018) pour la simulation de l'installation de deux colonnes ballastées adjacentes

Il faut dire que cette procédure (Installation de deux colonnes) est un peu loin de la réalité. Parce que les auteurs ont laissé le sol se consolider pendant 18 jours après l'installation de chaque colonne, et l'amélioration de K et E a été prise en considération après la consolidation de la première et la deuxième colonne. Sachant en réalité que l'installation des colonnes est très rapide (plusieurs colonnes peuvent être installées dans une journée). Par conséquent, les valeurs de K et E évaluées par la procédure proposée par Al Ammari et Glarke (2018) sont plus élevées par rapport à celles évaluées par d'autres procédures (ex. Sexton et McCabe 2015 ; Guetif et al. 2007).

La question qui se pose est pourquoi Al Ammari et Glarke (2018) n'ont pas effectué cette étude par Plaxis 3D ? Ceci parce que le logiciel (Plaxis 3D) est incapable de simuler l'installation des colonnes ballastées. McCabe et al (2008) ont essayé d'étudier l'effet de l'installation de colonne ballastée dans des sols mous par Plaxis 3D en comparant les résultats numériques par la méthode analytique de Randolph et al. (1979), qui est basée sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique. Les auteurs ont constaté que les valeurs des

contraintes radiales et des surpressions inertielles évaluées par Plaxis 3D sont instables et incomparables avec la méthode analytique. Par ailleurs, Killeen (2014) a également suggéré que Plaxis 3D est incapable de simuler l'installation d'une colonne ballastée (Al Ammari 2016).

3.5 Influence de la considération de l'effet de l'installation sur le tassement

Toutes les études mentionnées ci-dessus montrent que l'installation de la colonne ballastée conduit à une amélioration significative dans la contrainte horizontale et la rigidité du sol environnant la colonne. Cependant, la plupart des méthodes analytiques et des études numériques de l'évaluation du tassement ne considèrent pas ces effets d'installation. Dans les dernières années quelques études ont été effectuées pour investiguer l'influence de la considération des effets de l'installation de la colonne ballastée sur le tassement. Pour cela, il existe deux approches principales pouvant être utilisées pour considérer l'effet d'installation :

- Augmentation du coefficient K du sol environnant la colonne ;
- Modélisation de l'installation par une expansion d'une cavité cylindrique.

3.5.1 Augmentation du coefficient de pression latérale du sol

Plusieurs auteurs (Elshazly et al. 2007 ; Six et al. 2012 ; Sexton et al. 2013 ; Killeen et McCabe 2014) ont investigué numériquement l'influence de l'augmentation du coefficient de pression latérale du sol de la valeur au repos (K_0) à une valeur de post-installation K (c'est-à-dire supérieur à K_0) sur le tassement des fondations. Elshazly et al. (2007) ont constaté que la réduction du tassement devient plus faible lorsque l'effet de l'installation n'a pas été considéré (K_0). Alors que, la considération de l'effet de l'installation en adaptant une valeur de post-installation ($K = 1.2$) conduit à une réduction de tassement plus élevée. Six et al (2012) ont constaté que l'augmentation de K conduit à la fois à l'augmentation du facteur de réduction des tassements (β) et le facteur de concentration des contraintes (n) et donc un meilleur transfert de charge sur la colonne, dans ce cas la colonne peut résister à des charges plus élevées. D'après les auteurs, une valeur plus élevée de K augmente l'efficacité de la colonne ballastée et influe sur la diffusion de la plasticité de la colonne. Killeen et McCabe (2014) ont montré que l'influence de l'augmentation de K devient plus prononcée avec des taux de substitution faibles plutôt qu'élevés, parce que son influence est relative au mode de rupture des colonnes.

Toutes les études citées ci-dessus ont prouvé que l'augmentation de K du sol environnant la colonne a un effet positif sur la réduction du tassement. Cependant, ils ne sont pas arrivés de suggérer la valeur exacte de K qui devrait être utilisée pour représenter l'effet de l'installation.

En outre, quelques méthodes analytiques suggèrent l'utilisation d'un coefficient supérieur à K_0 mais inférieur à K_p . Par exemple, Priebe (1995) a adopté un $K = 1$, Poorooshasb and Meyerhof (1997) ont fixé K entre 0.5 et 1. Toutefois, l'augmentation de la valeur de K reste une approche très utile pour représenter l'effet de l'installation, mais il s'agit que d'une simplification des modifications du champ de contraintes du sol lors de l'installation de la colonne (Castro et al. 2014).

3.5.2 Expansion d'une cavité cylindrique

L'évaluation de l'effet de l'installation par une expansion non-drainée d'une cavité cylindrique est une approche plus fiable pour investiguer son influence sur la réduction des tassements. La modélisation de l'installation par cette méthode devrait être effectuée en grands déplacements, ainsi le maillage sera très déformé et les conditions aux limites peuvent ne pas être appropriées. En conséquence, l'installation de la colonne doit être modélisée avec un modèle numérique indépendant. Ensuite, l'effet de l'installation devrait être pris en compte dans les valeurs d'entrée initiales dans un nouveau modèle numérique.

Cette approche a été utilisée premièrement par Castro et al. (2014). Les auteurs ont constaté que les changements dans l'état du sol en raison de l'installation de la colonne ne conduisent pas toujours à un tassement réduit. Un effet positif a été obtenu uniquement pour des colonnes moins espacées et des niveaux de charge élevés. Au contraire, un effet négatif a été observé pour des charges faibles et des colonnes largement espacées et aussi dans les sols sur-consolidés.

Sexton et McCabe (2015) ont prouvé que la considération de l'effet de l'installation représentée par une valeur plus élevée de K conduit à la fois à l'augmentation du facteur de réduction des tassements primaires ($\beta_{PRIMAIRES}$) et le facteur de réduction des tassements totales (β_{TOTALE}), y compris le tassement de fluage (figure 3.12). Cependant, les valeurs de $\beta_{PRIMAIRES}$ sont plus importantes que celles de β_{TOTALE} , d'après les auteurs ceci est obtenu parce que des valeurs inférieures de K ont été utilisées dans le deuxième cas.

Ellouze et al. (2016) ont indiqué que l'installation des colonnes ballastées conduit à une amélioration du module E de l'argile molle environnant les colonnes et par conséquent les tassements à la surface du sol renforcé diminuent de 17 cm à 11 cm, lorsque l'amélioration du module E a été prise en considération.

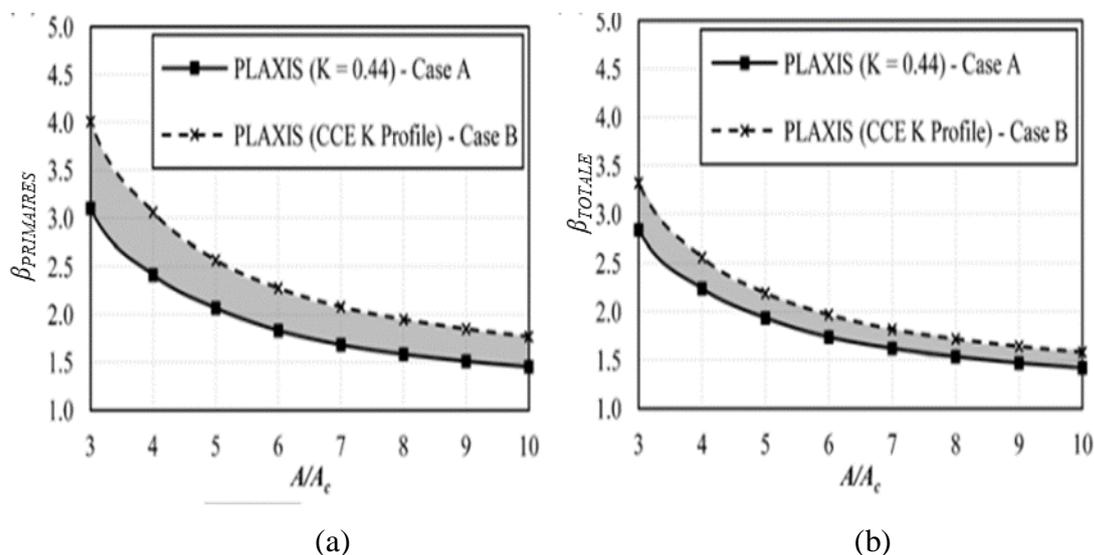


Figure 3.12 : Variation du facteur β en fonction du rapport A/A_c : (a) sans fluage ; (b) avec fluage (Sexton et al. 2015)

Néanmoins, il faut dire que les précédentes études (Guétif et al. 2007 ; Castro et al. 2014 ; Sexton et McCabe 2015 ; Ellouze et al. 2016) ne suggèrent pas les mêmes conclusions en ce qui concerne l'effet de l'installation sur le champ de contraintes d'un sol mou. Par exemple, Sexton et McCabe (2015) ont indiqué que l'effet de l'installation doit être présenté par une valeur de post-installation K donnée par l'équation (3.7). Alors Ellouze et al. (2016) ont suggéré que l'effet de l'installation devrait être représenté par un module amélioré E du sol à la suite de l'augmentation de la contrainte moyen effectif.

3.6 Conclusions

La synthèse bibliographique des travaux antérieurs publiés dans la littérature portant sur les effets de l'installation des colonnes ballastées qui a été abordée dans ce chapitre permet de tirer les conclusions suivantes :

- L'installation de la colonne peut être modélisée comme une cavité cylindrique soumise à une expansion latérale non drainée ;

- L'installation de la colonne ballastée produit immédiatement une augmentation dans les pressions inertielles du sol environnant la colonne et qui se dissipent rapidement après l'installation ;
- Le déplacement latéral du sol environnant la colonne dû à l'installation de la colonne produit une augmentation significative dans les contraintes horizontales du sol, ainsi qu'une amélioration dans la rigidité après la consolidation du sol. Cependant, ce dernier effet n'a pas été bien étudié par les chercheurs ;
- La distribution des surpressions interstitielles générées dû à l'installation de la première colonne peut être déterminé par la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique en utilisant l'équation (3.5) de Randolph and Wroth (1979), mais cette dernière n'est plus valide pour les colonnes suivantes ;
- Les résultats numériques publiés montrent que l'installation de la colonne produit une augmentation significative dans les contraintes effectives radiales et moyennes au voisinage de la colonne, alors il y a un manque d'information en ce qui concerne la variation des contraintes effectives verticales et circonférentielles ;
- Tous les auteurs ont indiqué que l'installation de la colonne à un effet positif sur le sol. Cependant, ils n'aboutissent pas aux mêmes résultats concernant l'effet de l'installation qui en principe devra tenir compte du changement positif du sol. Et qui est l'objet de notre travail dans le suivant chapitre.

PARTIE II

Modélisation Numérique

Chapitre 4

Effets de l'installation de la colonne ballastée sur les performances des fondations circulaires

4.1 Introduction

Le processus de l'installation de la colonne ballastée est accompagné par des vibrations et des déplacements horizontaux sur le sol environnant. Ceci provoque un compactage supplémentaire au sol environnant et améliore les propriétés du sol, particulièrement lorsque les colonnes sont installées par la technique de vibro-déplacement. Cependant, la plupart des méthodes de calcul et des études numériques relatives à l'évaluation du tassement ou la capacité portante des sols traités par colonnes ballastées ne tiennent pas compte de ces effets. Ces méthodes supposent que l'installation de la colonne n'a aucun effet sur le sol environnant « wished-in-place ».

Il convient de dire que la plupart de mesures expérimentales (Watts et al. 2000 ; Kirsch 2006 ; Castro 2007, Castro et Sagasseta 2012) ont montré que l'installation des colonnes provoque des effets bénéfiques sur le sol environnant. Néanmoins, les auteurs ne sont pas arrivés à établir des recommandations qui peuvent être utilisées dans les méthodes de conception ainsi que dans la modélisation numérique.

La méthode des éléments finis est une solution très utile qui peut être utilisée pour étudier l'influence de l'installation de la colonne ballastée. Les études numériques récemment publiées (Guétif et al. 2007 ; Castro et Karstunen 2010 ; Carvaja et al. 2013 ; Sexton et McCabe 2015 ; Ellouze et al. 2016) ont confirmé que l'installation de la colonne ballastée peut être modélisée comme une cavité cylindrique soumise à une expansion latérale.

Néanmoins, il faut dire que ces études ne suggèrent pas les mêmes conclusions en ce qui concerne l'effet de l'installation sur le champ de contrainte du sol mou environnant la colonne. À titre d'exemple, Castro et Karstunen (2010), Carvajal et al. (2013), Sexton et McCabe (2015), Elshazly et al. (2007-2008) ont suggéré que l'effet d'installation devrait être exprimé par une valeur du coefficient de pression latérale plus élevée que le coefficient K_0 résultant de l'augmentation de la contrainte effective radiale (σ'_r) du sol environnant la colonne. Cependant, le changement des contraintes effectives verticales (σ'_z) et circonférentielles (σ'_θ) n'a pas été bien étudié par la majorité de ces auteurs. De l'autre côté, Guetif et al. (2007) et Ellouze et al. (2016) ont indiqué que les effets de l'installation ne devraient être représentés que par un module de Young du sol (E) amélioré résultant de la consolidation primaire du sol. Par ailleurs, la prise en compte de ces deux effets (K et E) donne probablement une représentation plus fiable des changements apportés au sol due à l'installation de la colonne.

D'après la littérature il y a peu d'études qui traitent le sujet de l'influence de la considération des effets d'installation sur le tassement du sol composite. Les études antérieures (Elshazly et al. 2007 ; Six et al. 2012 ; Sexton et al. 2013 ; Killen et McCabe 2014) ont utilisé une approche très simple en augmentant directement le coefficient K , mais il s'agit d'une simplification parce qu'il n'y a pas de valeur exacte de K qui pourrait être utilisée pour représenter l'effet d'installation. Des études plus récentes (Castro et al. 2014 ; Sexton et McCabe 2015) ont utilisé une approche plus fiable pour investiguer l'effet de l'installation sur le tassement, qui est la considération de ces effets à partir d'un modèle numérique indépendant. Cependant, ces dernières études ne traitent que le tassement d'une cellule unitaire qui assure un confinement entier de la colonne, bien que l'analyse des performances de fondations rigides traitées avec de petits groupes de colonnes ne corresponde pas au concept de la cellule unitaire, parce que ce concept ne permet pas de simuler les performances des colonnes de bord qui sont partiellement confinées.

Dans ce contexte, le but de ce travail est d'effectuer une investigation numérique sur l'efficacité des effets de l'installation sur le tassement des fondations traitées par de petits groupes de colonnes ballastées. Premièrement, la colonne a été installée comme une cavité cylindrique soumise à une expansion latérale en utilisant le code de calcul Plaxis 2D. Deuxièmement, les effets de l'installation ont été évalués en termes de contraintes effectives et de rigidité, immédiatement après l'installation de la colonne et à la fin de la consolidation, afin de proposer un nouvel état qui reflète les changements positifs apportés au sol dus à

l'installation de la colonne. Ensuite, le nouvel état du sol a été considéré comme un état initial pour étudier la réponse pression-tassement de la fondation et la déformation des colonnes.

4.2 Modélisation numérique de l'installation de la colonne ballastée

Dans cette partie, on s'intéresse à la simulation numérique de l'installation d'une colonne ballastée isolée dans un sol mou. L'installation de la colonne ballastée provoque une augmentation instantanée des pressions interstitielles du sol environnant la colonne. Pour cela, la première analyse envisagée dans ce travail consiste à la comparaison des résultats des surpressions interstitielles (Δu) obtenus par la présente modélisation numérique avec des mesures in-situ des surpressions interstitielles (Δu) présentées par Carvajal et al. (2013), ainsi qu'avec l'équation de Randolph and Wroth (1979) basée sur la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique. Puis, on évalue les changements apportés au sol en termes de contraintes effectives immédiatement après l'installation et à la fin de la consolidation du sol. Ensuite, on propose un nouvel état qui reflète les changements positifs apportés au sol dus à l'installation de la colonne.

4.2.1 Présentation des mesures in-situ de Carvajal et al. (2013)

Pour envisager une situation réaliste, des mesures in-situ (exposées dans le chapitre 3) présentées par Carvajal et al. (2013) ont été considérées dans la présente étude pour valider le modèle numérique. Ces mesures ont été effectuées par la société Keller pour évaluer les effets d'installation d'une colonne ballastée exécutée avec la méthode sèche avec alimentation par le bas (vibro-displacement). Le site de l'essai en vraie grandeur consiste en 13 colonnes ballastées ayant des longueurs de 20 à 25 m et des diamètres variant entre 0.9 et 1.1 m. les colonnes ont été installées dans un sol mou hétérogène. Le sol mou est constitué de quatre couches, de sable limoneux et limon argileux. Les valeurs des paramètres du sol des différentes couches sont présentées dans le tableau 4.1. La nappe phréatique est située à 1.2 m de la surface libre du sol.

Tableau 4.1 : Valeurs des paramètres du sol (Carvajal et al. 2013)

Couche	Profondeur (m)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	E_{oed} (kPa)	k_h (m/s)
Sable limoneux	0-3	18.5	1	33	20000	$1.15 \cdot 10^{-8}$
Sable limoneux	3-8	18.5	5	25	4500	$1.15 \cdot 10^{-8}$
Limon argileux	8-17	18.5	10	17	3600	$2.30 \cdot 10^{-9}$
Sable limoneux	17-25	18.5	5	28	7200	$1.15 \cdot 10^{-8}$

Une campagne d'instrumentation composée de 12 piézomètres a été installée pour capturer la variation des surpressions interstitielles (Δu) dans le sol lors de l'installation d'une colonne ballastée. La figure 4.1 présente un schéma descriptif des mesures in-situ. Les piézomètres ont été installés à des distances de 1.25 m, 1.8 m et 5 m à partir de la colonne « A » (voir figure 4.1) et les mesures prises à des profondeurs de 6, 10 et 16 m. Les valeurs de pic des surpressions inertielles (Δu) mesurées au moment de l'installation de la colonne « A » de différents piézomètres (voir figure 3.8 et 3.9 dans le chapitre 3) sont utilisées dans ce travail pour vérifier les résultats numériques des surpressions Δu obtenus par la présente simulation numérique de l'installation de la colonne « A ».

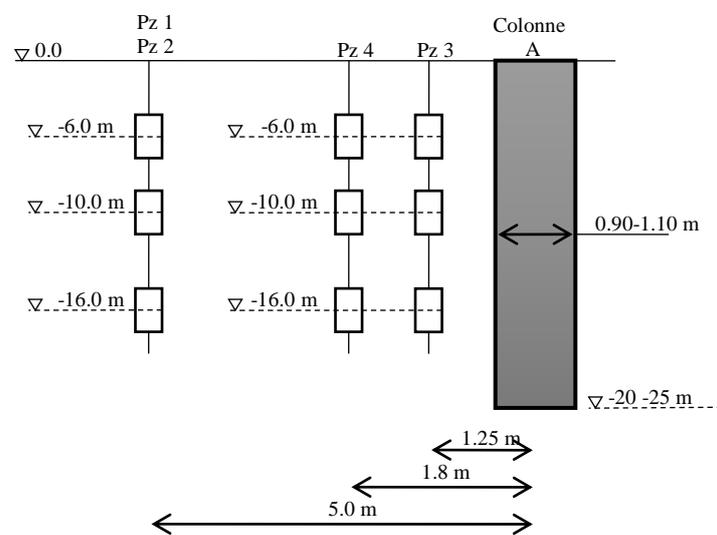


Figure 4.1 : Coupe transversale des mesures in-situ (Carvajal et al. 2013)

4.2.2 Modèle numérique

La première étape dans ce travail consiste à modéliser l'installation d'une colonne ballastée isolée. Une colonne de 1.1 m de diamètre et de 25 m de longueur a été adoptée dans la simulation numérique. Le code de calcul par éléments finis Plaxis 2D 2016 est utilisé pour simuler l'installation de la colonne en simplifiant la géométrie à un modèle axisymétrique vu que la colonne est circulaire. L'élément triangulaire à 15 nœuds est utilisé pour effectuer le maillage du modèle.

La frontière inférieure du modèle numérique a été mise à 25 m de profondeur à partir de la surface du sol, c'est-à-dire égale la longueur de la colonne, car la colonne repose sur un substratum. La frontière verticale est située à 30 m de l'axe de la symétrie (l'axe de la colonne). La figure 4.2 montre le modèle numérique utilisé. Les faces verticales représentant

le plan de la symétrie d'une part et le plan frontière du domaine d'étude d'autre part sont retenues dans la direction horizontale. La frontière inférieure est retenue seulement dans la direction verticale pour permettre l'expansion de la colonne, et la frontière supérieure (surface du sol) reste libre dans les deux directions. Une analyse de sensibilité a été effectuée pour vérifier la largeur nécessaire du modèle et la densité de maillage.

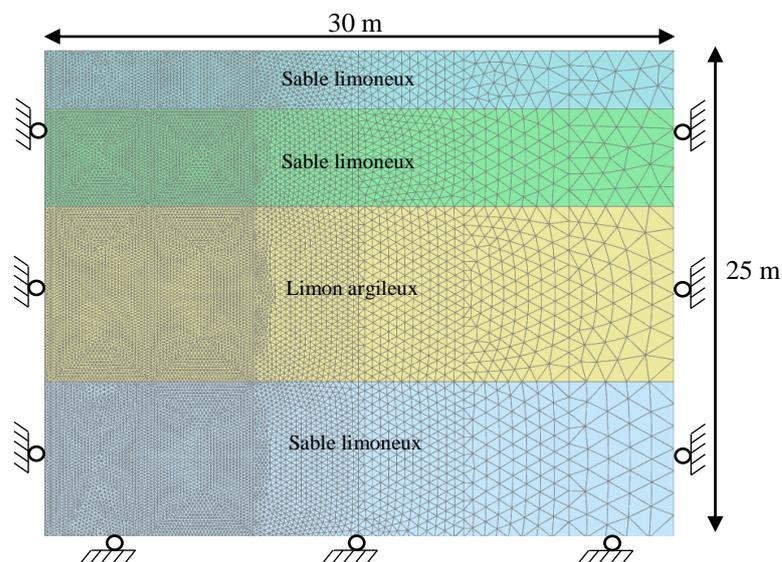


Figure 4.2 : Maillage et conditions aux frontières du modèle numérique (phase initiale)

Le modèle utilisé dans cette étude pour le sol mou et la colonne ballastée est le modèle, élastique parfaitement plastique de Mohr–Coulomb. Les paramètres physiques et mécaniques du sol utilisées dans la présente étude sont représentés dans le tableau 4.1. Cependant, la perméabilité verticale (k_v) et le coefficient de poison (ν) du sol n'étaient pas définis par Carvajal et al. (2013). Dans la présente étude, un coefficient de poison $\nu = 0.2$ a été adopté, ce qui donne des déformations latérales raisonnables. Aussi une perméabilité verticale de l'ordre de $k_v = \frac{1}{2} k_h$ est utilisée dans cette étude pour les différentes couches du sol. Un rapport de $\frac{1}{2}$ est généralement adapté entre la perméabilité verticale et horizontale (Elshazly et al. 2006 ; Killeen 2012).

Le sol mou a été modélisé avec un comportement non drainé à cause de la courte durée de l'installation de la colonne. Cependant, comme le sol est défini avec des paramètres drainés (tableau 1), l'option de Plaxis « Undrained A » a été utilisée, c'est-à-dire, un comportement non drainé avec des paramètres de résistance drainée (c' et ϕ'). Cette procédure est bien détaillée dans le manuel des modèles de matériaux de Plaxis 2D (2016).

Le matériau de la colonne ballastée n'a pas été présenté par Carvajal et al. (2013) dans leur travail, les paramètres de la colonne ballastée ont donc été sélectionnés d'après la littérature. Dans ce travail, un matériau purement frottant a été utilisé avec un angle de frottement interne ($\varphi'_c = 45^\circ$), alors qu'une petite cohésion effective ($c' = 1$ kPa) a été adoptée pour éviter les problèmes numériques. L'angle de dilatance (ψ') est calculé selon l'équation connue ($\psi' = \varphi' - 30$). Des paramètres mécaniques similaires ont été utilisés par plusieurs chercheurs (Killeen et McCabe 2014 ; Ng et Tan 2014). La rigidité de la colonne ballastée est définie par un module d'Young $E_c = 70000$ kPa (cette valeur est recommandée pour les colonnes formées par la méthode sèche avec alimentation par le bas (McCabe et Killeen 2016), et un coefficient de poisson $\nu = 0.3$. Un poids volumique total $\gamma = 19$ kN/m³ a été adopté pour la colonne. Aussi une perméabilité $k_v = k_h = 1.7$ m/jour a été utilisée pour la colonne ballastée. Une valeur similaire a été adoptée par Sexton et al. (2014).

4.2.3 Procédé de la simulation numérique

Dans ce travail, la procédure de l'installation de la colonne ballastée est simulée comme une cavité cylindrique soumise à une expansion latérale. L'installation d'une colonne nécessite l'expansion de la cavité du rayon nul au rayon final de la colonne (r_c). Cependant, toute expansion imposée dans une simulation numérique doit commencer par un rayon de cavité fini (a_0) pour éviter le développement des déformations circonférentielles infinies (Castro et Karstunen 2010). Par conséquent, le rayon final de la cavité (a_f) doit être obtenu selon Carter et al. (1979) par :

$$a_f^2 - a_0^2 = r_c^2 - 0 \quad (4.1)$$

Le rayon initial a_0 a été modélisé par un matériau factice élastique (comme était proposé par Guetif et al. 2007). Ce dernier n'a aucune influence sur les résultats et il a été utilisé seulement pour remplir la cavité cylindrique initiale (a_0). Les étapes nécessaires de la simulation de l'installation de la colonne à l'aide de Plaxis 2D sont les suivantes :

- **Phase initiale** : La génération des contraintes initiales du sol en utilisant la procédure de K_0 , avec $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ (figure 4.3-a) ;
- **Phase 1** : On modélise un trou cylindrique de rayon $a_0 = 0.1$ m qui contient le "matériau factice" sur toute la longueur de la colonne (figure 4.3-b) ;
- **Phase 2** : On applique un déplacement imposé de rayon initial a_0 à un rayon final a_f calculé à partir de l'équation (4.1), où $r_c = 0.55$ m (figure 4.3-c) ;

- **Phase 3 :** Après l'expansion de la cavité, on remplace le "matériau factice" par le matériau du ballast (figure 4.3-d) ;
- **Phase 4 :** On lance une analyse de consolidation dans la dernière phase pour permettre aux surpressions interstitielles de se dissiper.

L'option "updated mesh" du logiciel Plaxis 2D a été activée à partir de la phase 2 car l'expansion latérale génère de grandes déformations. Dans la dernière phase, un temps de consolidation d'environ 100 jours a été considéré. Ce temps a été choisi après plusieurs analyses jusqu'à ce que les surpressions interstitielles soient presque nulles. Les effets de l'installation de la colonne ont été étudiés en deux phases, la première immédiatement après l'installation (phase 3) et la seconde correspondant à la fin de la consolidation (phase 4). Dans les deux phases, l'évolution des surpressions interstitielles et des contraintes effectives (radiales, verticales, circonférentielles et moyennes) dans le sol environnant est l'objectif principal de cette étude.

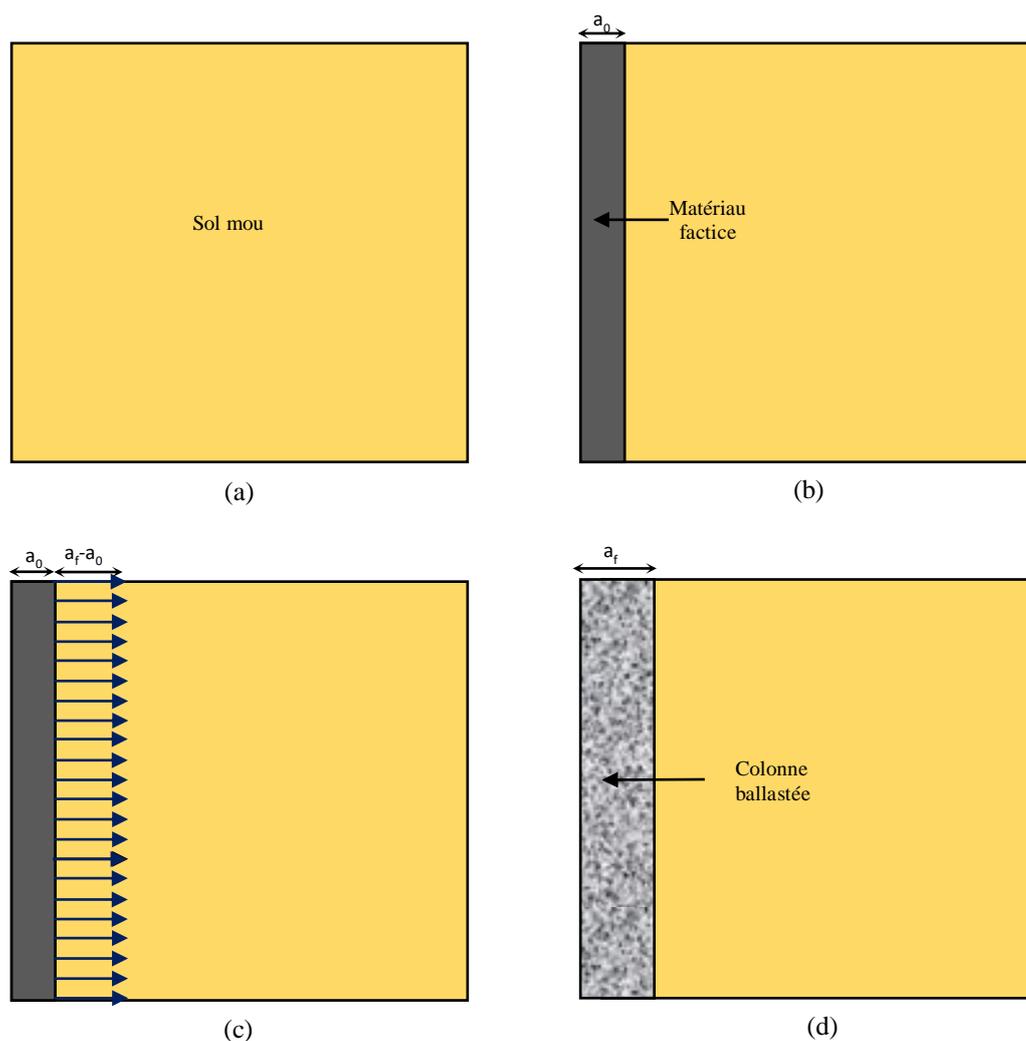


Figure 4.3 : Procédé de la simulation numérique

4.2.4 Simulations préliminaires

Afin de fixer le domaine d'étude et la densité de maillage nécessaires qui, satisfont aux conditions de précision des calculs, nous avons procédé à un nombre de simulations préliminaires.

En premier lieu, nous avons varié la position de la frontière latérale à partir de l'axe de la symétrie, de 10 m à 50 m, pour arrêter la dimension latérale (largeur du modèle) du domaine d'étude. Dans chaque cas, nous avons évalué la variation du déplacement latéral (U_x) et de la contrainte radiale effective (σ'_r) du sol dans des points notés A, B et C situés à une distance radiale de 1, 2 et 3 m à partir de l'axe de la symétrie (l'axe de la colonne), et à mi-profondeur du modèle. Les déplacements latéraux et les contraintes radiales effectives du sol ont été évalués après l'expansion de la colonne (phase 2). Les résultats de cette étude sont représentés dans le tableau 4.2. La largeur du modèle est adoptée lorsque le pourcentage d'erreur entre deux valeurs successives (du déplacement et de la contrainte effective) tend vers une valeur très faible (inférieur à 2 %). On remarque dans le tableau 4.2 que le pourcentage d'erreur devient très faible avec une largeur du modèle de 30 m. Par conséquent, la frontière latérale est placée à une distance de 30 m de l'axe de la symétrie pour la présente étude (figure 4.2).

Tableau 4.2 : Effet de la frontière latérale sur le déplacement latérale et la contrainte radiale effective

Largeur du modèle	U_x (mm)			$\frac{ U_{xi} - U_{xi+1} }{U_{xi+1}} \times 100$			σ'_r (kPa)			$\frac{ \sigma'_{ri} - \sigma_{ri+1} }{\sigma_{ri+1}} \times 100$		
	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)
10	141,12	72,57	46,65	1,31	0,25	1,54	126,29	123,6	122,59	0,37	0,69	1,34
20	143,00	72,39	47,38	0,34	1,05	2,45	125,82	122,75	120,97	0,01	0,28	0,78
30	142,52	73,16	48,57	0,56	1,14	0,45	125,81	122,41	120,03	0,11	0,05	0,18
40	141,73	74,00	48,79	0,06	0,72	0,57	125,67	122,35	119,82	0,35	0,30	0,13
50	141,82	73,47	49,07	—	—	—	125,23	122,72	119,97	—	—	—

En deuxième lieu, nous avons effectué plusieurs calculs pour fixer le maillage optimum qui donne des résultats avec une précision acceptable et moyennant un temps de calcul convenable. Pour cela, nous avons testé cinq types de maillage (M1 à M5) en augmentant chaque fois la densité de maillage (en diminuant la taille moyenne des éléments), comme

illustrée dans le tableau 4.3. Le maillage a été raffiné au voisinage de la colonne et élargi progressivement vers les limites du modèle (figure 4.2). Les résultats de cette étude sont représentés dans le tableau 4.4. On peut remarquer que le pourcentage d'erreur diminue progressivement lorsqu'on augmente la densité de maillage. Ainsi, nous avons opté dans cette étude pour le maillage M4 qui permet d'avoir des résultats avec une précision acceptable.

Tableau 4.3 : Informations générales sur les différents maillages testés

Maillage	Type de maillage	Nombre d'éléments	Taille moyenne de l'élément	Taille maximum de l'élément	Taille minimum de l'élément
M1	Medium	3230	0,636	2,925	0,1
M2	Medium	6998	0,389	2,925	0,1
M3	Fine	8959	0,4156	1,61	0,1
M4	Fine	27237	0,216	1,639	0,088
M5	Very fine	47043	0,165	1,193	0,068

Tableau 4.4 : Effet de la densité du maillage sur le déplacement latéral et la contrainte radiale effective

Maillage	U_x (mm)			$\frac{ U_{xi} - U_{xi+1} }{U_{xi+1}} \times 100$			σ'_r (kPa)			$\frac{ \sigma'_{ri} - \sigma'_{ri+1} }{\sigma'_{ri+1}} \times 100$		
	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)
M1	150,26	71,31	48,95	1,64	1,76	0,68	125,76	122,87	120,0	0,04	0,34	0,13
M2	147,83	72,59	48,62	0,89	2,24	1,10	125,81	122,45	119,84	0,17	0,17	0,05
M3	146,52	74,25	48,09	2,81	1,49	0,99	126,02	122,66	119,9	0,17	0,20	0,11
M4	142,52	73,16	48,57	0,67	0,57	1,15	125,81	122,41	120,03	0,06	0,00	0,02
M5	143,48	73,58	48,02	—	—	—	125,73	122,41	120,05	—	—	—

4.2.5 Validation du modèle numérique

Les valeurs des surpressions Δu obtenues par modélisation numérique immédiatement après l'installation de la colonne ont été comparées avec celles des mesures in-situ ainsi qu'avec la méthode analytique de l'expansion d'une cavité cylindrique. Les résultats de la

comparaison sont représentés dans la figure 4.4 où la variation des surpressions Δu est représentée en fonction de la distance radiale (r) mesurée à partir de l'axe de la colonne.

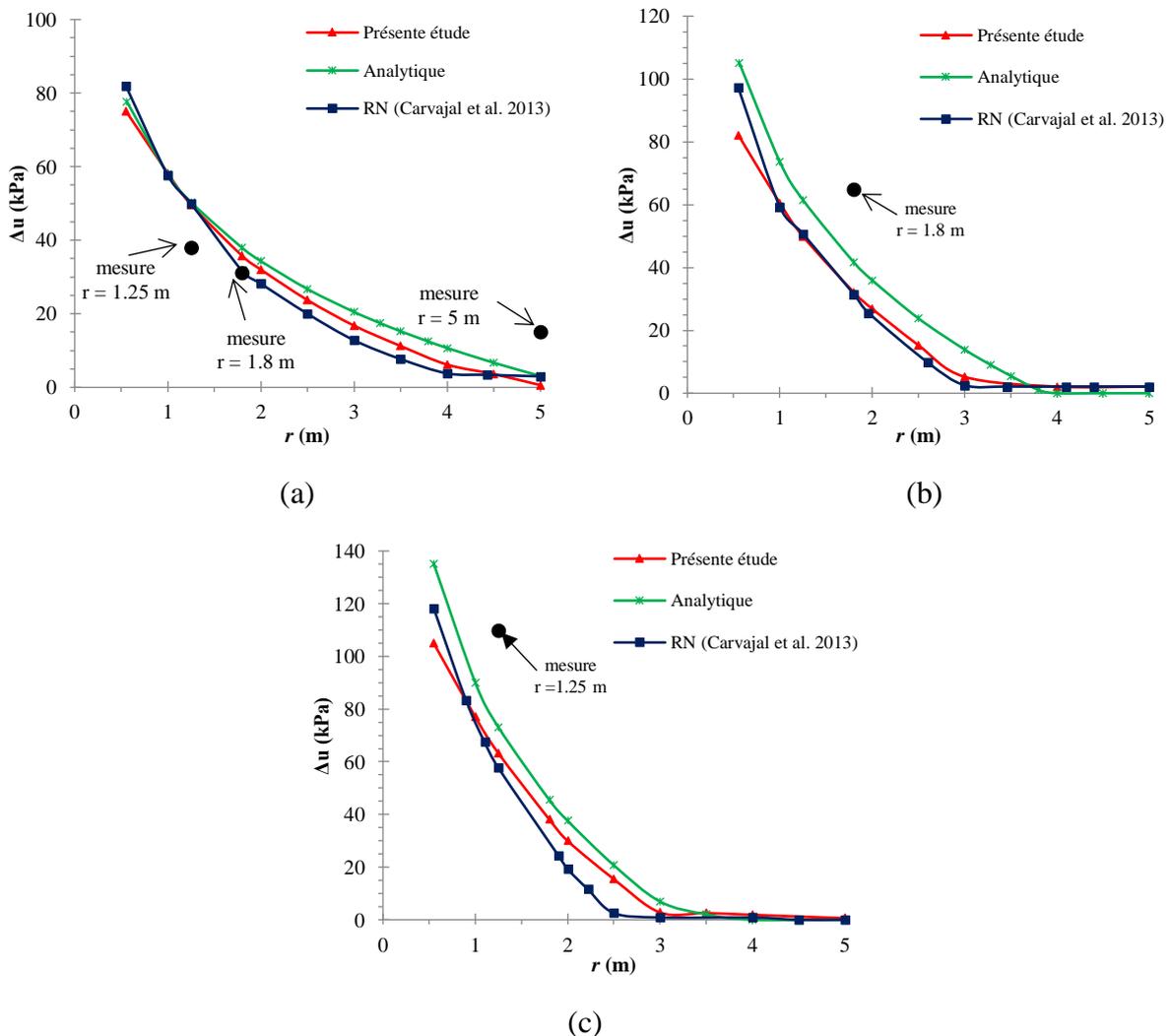


Figure 4.4 : Variation des surpressions interstitielle (Δu) dans le sol mou immédiatement après l'installation : (a) profondeur = 6 m ; (b) profondeur = 10 m ; (c) profondeur = 16 m

4.2.5.1 Comparaison avec les mesures in-situ

Les valeurs de Δu obtenues de la modélisation numérique ont été évaluées aux mêmes profondeurs des piézomètres de la figure 4.1. On remarque dans la figure 4.4 que les résultats de la modélisation numérique sont en bon accord avec ceux des piézomètres à 6 m de profondeur. Cependant, pour les profondeurs de 10 et 16 m, les valeurs de Δu capturées par les piézomètres sont supérieures à celles prédites par la modélisation numérique. Tandis que les résultats numériques (RN) de Carvajal et al. (2013) ont prédit des valeurs similaires à celles de la présente analyse comme indiqué dans la figure 4.4. Carvajal et al. (2013) ont

expliqué cette différence par la présence d'une couche de sable qui est capable de transmettre les vibrations générées. De plus, les sources de cet écart peuvent être liées aux caractéristiques mécaniques sélectionnées qui affectent l'étendue de la zone plastique où se produisent les surpressions interstitielles, ainsi que l'effet de groupe des colonnes qui génèrent des surpressions Δu supérieures comparativement à une seule colonne. Sachant aussi que les mesures in-situ de Carvajal et al. (2013) ont été effectuées seulement pour une seule colonne et qui est située dans un groupe de 13 colonnes. Un résultat similaire a été observé expérimentalement par Castro et Sagaseta (2012). Ils ont constaté que l'installation d'une colonne adjacente entraîne une augmentation supplémentaire de Δu par rapport à la première colonne.

4.2.5.2 Comparaison avec la méthode de l'expansion d'une cavité cylindrique

Lorsqu'une cavité s'étend à un certain rayon, une limite plastique est obtenue à une distance radiale (R) mesurée à partir de l'axe de la cavité (voir chapitre 3). La figure 4.5 représente la dispersion des points plastiques dans le sol environnant la colonne (la cavité) obtenue par la modélisation numérique immédiatement après l'installation de la colonne.

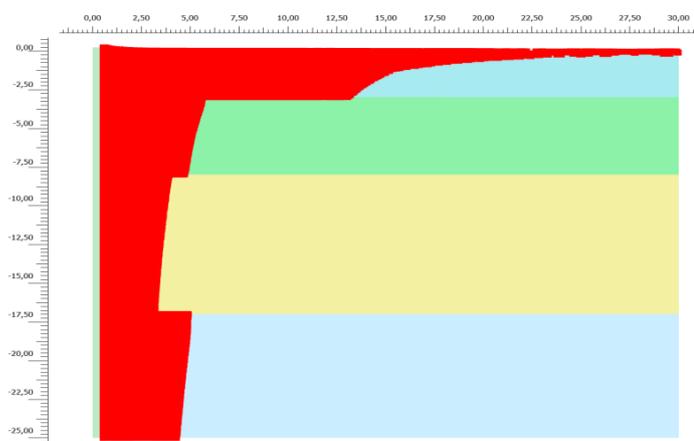


Figure 4.5 : Distribution des points plastiques immédiatement après l'installation de la colonne

On peut d'abord déduire de la figure 4.5 que la valeur de R dépend de la contrainte horizontale effective initiale (σ'_{h0}) et du paramètre mécanique du sol, à titre d'exemple, la couche de 0 à 3 m (sable limoneux) ayant une faible contrainte σ'_{h0} , ainsi elle présente la plus grande valeur de R . En plus, le rayon R diminue avec la profondeur dans chaque couche. Les valeurs de R obtenues par la modélisation numérique et la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique (Equation 3.3) sont présentées dans le tableau 4.5. Le tableau montre bien

que les rayons plastiques R évalués par la modélisation numérique sont en bon accord avec ceux de la méthode analytique. À partir de cela, nous pouvons dire que l'expansion d'une cavité cylindrique peut être modélisée avec un modèle axisymétrique en utilisant le code Plaxis 2D.

Tableau 4.5 : Valeurs des rayons plastiques obtenus par la modélisation numérique et la méthode analytique

Profondeur (m)	Rayon plastique, R (m)	
	Numérique	Analytique
6	5.33	5.48
10	3.97	3.87
16	3.32	3.29

Randolph et Wroth (1979) ont indiqué que l'expansion d'une cavité cylindrique provoque des surpressions interstitielles (Δu) importantes dans la zone plastique. Pour cela, ils ont développé une relation (Equation 3.5) en fonction de la résistance du cisaillement non drainé (c_u) pour obtenir la variation de Δu dans la zone plastique à chaque distance radiale (r). La valeur de c_u peut être déterminée en combinant entre l'équation 3.1 et 3.2. Les résultats de calcul de Δu par la formule de Randolph et Wroth (1979) à la profondeur de 6, 10 et 16 m sur la distance radiale (r) sont représentés dans la figure 4.4. C'est évidemment clair dans la figure 4.4 que les valeurs de Δu évaluées par la modélisation numérique et la méthode analytique sont en bon accord à 6 m de profondeur. Cependant, à 10 et 16 m de profondeur, les valeurs de Δu prédites par l'équation (3.5) au voisinage de la colonne sont légèrement plus élevées par rapport à celles de la modélisation numérique. Le manque de correspondance est dû à l'imprécision de l'estimation de c_u à des grandes profondeurs, laquelle a été évaluée par deux méthodes différentes (car c_u n'a pas été défini dans les paramètres du sol). Dans la modélisation, le comportement non drainé du sol a été modélisé en utilisant l'approche recommandée de Plaxis "undrained A". Cependant, dans la méthode analytique, la résistance du cisaillement non drainée (c_u) a été obtenue mathématiquement en combinant l'équation (3.3) et (3.4).

En s'éloignant de la colonne, les courbes de la modélisation numérique et de la méthode analytique sont plus correspondantes et une diminution rapide de Δu a été observée dans les deux courbes avec l'augmentation de la distance r . Au-delà d'une distance de $r = 3.5-5$ m, les valeurs de Δu sont presque nulles à n'importe quelle profondeur. Ces résultats numériques

confirment bien l'hypothèse de Randolph et Wroth (1979) selon laquelle les surpressions Δu n'apparaissent que dans la zone plastique.

Nous pouvons à la suite de ces résultats conclure que malgré l'existence de certains écarts entre les résultats numériques et analytiques de Δu (au voisinage de la colonne et, particulièrement aux niveaux les plus profonds), il n'y aura aucune influence sur les résultats suivants parce qu'on s'intéresse beaucoup plus dans cette étude aux champs de contrainte à la fin de la consolidation, c'est-à-dire après la dissipation des surpressions interstitielles (Δu).

4.2.6 Résultats et discussion

4.2.6.1 Phase d'installation

L'installation de la colonne ballastée entraîne une augmentation significative dans les pressions interstitielles (Δu) du sol environnant la colonne. Dans ce contexte, on s'intéresse dans cette partie à l'évaluation du champ de contraintes effectives du sol environnant la colonne immédiatement après l'installation. La figure 4.6 montre le contour des contraintes effectives (radiale, circonférentielle, verticale et moyenne) dans le sol environnant la colonne.

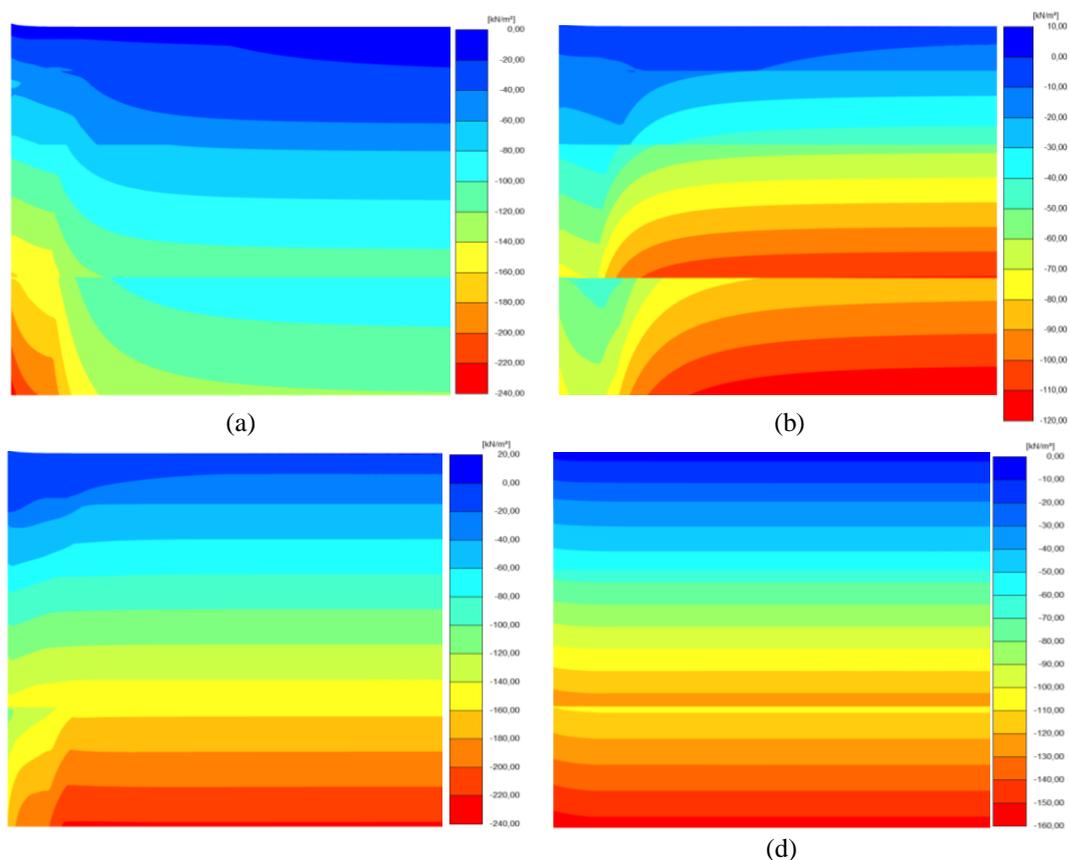


Figure 4.6 : Distribution des contraintes effectives dans le sol immédiatement après l'installation de la colonne : (a) σ'_r ; (b) σ'_θ ; (c) σ'_z ; (d) p'

On remarque dans la figure 4.6 que la contrainte radiale effective (σ'_r) croît largement au voisinage de la colonne, mais au contraire la contrainte circonférentielle effective (σ'_θ) et la contrainte verticale effective (σ'_z) décroissent. Cependant, les contraintes effectives convergent vers leurs valeurs initiales lorsqu'on s'éloigne de l'axe de la colonne. En revanche, la contrainte moyenne effective ($p' = [\sigma'_r + \sigma'_\theta + \sigma'_z]/2$) reste pratiquement inchangée sur toute la distance radiale. Pour bien étudier ce changement nous avons évalué la variation de ces contraintes sur la distance radiale (r). La figure 4.7 montre la variation des courbes des contraintes effectives ($\sigma'_r, \sigma'_\theta, \sigma'_z, p'$) normalisées par leurs valeurs initiales en fonction de la distance r à différentes profondeurs (z).

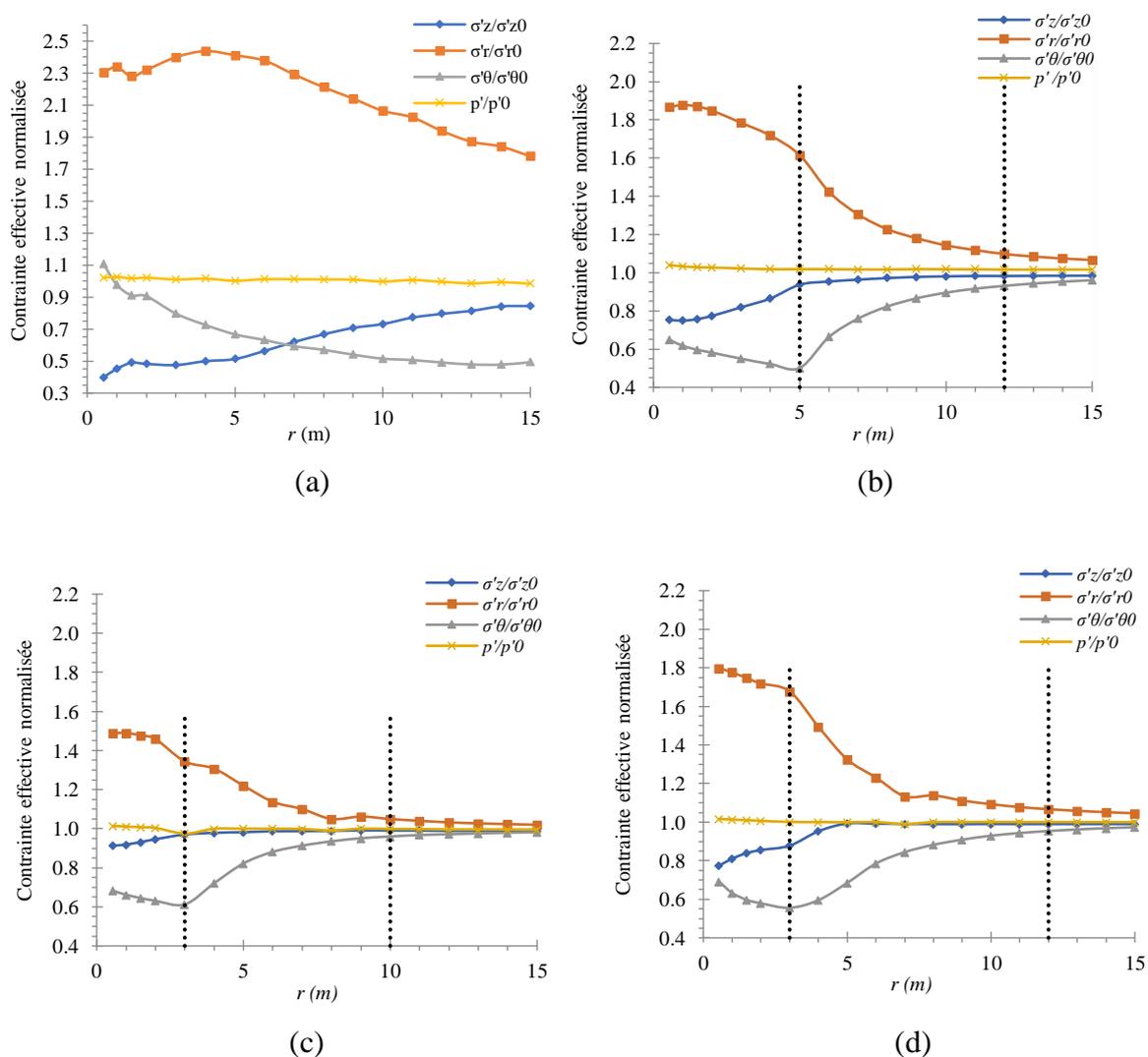


Figure 4.7 : Variation des contraintes effectives normalisées immédiatement après l'installation de la colonne : (a) $z = 1.5$ m ; (b) $z = 5.5$ m ; (c) $z = 12.5$ m ; (d) $z = 21$ m

À partir de la figure 4.7 on peut déterminer 3 zones en fonction de la distance r :

- Zone 1 : (au voisinage de la colonne où les contraintes sont dans un état plastique), dans cette zone, la contrainte σ'_r prend des valeurs supérieures à sa valeur initiale, mais elle diminue progressivement avec l'augmentation de la distance r . En revanche, les contraintes σ'_z et σ'_θ prennent des valeurs inférieures à leurs valeurs initiales. Cependant, lorsqu'on s'éloigne de l'axe de la colonne, la contrainte σ'_z augmente progressivement, tandis que la contrainte σ'_θ continue à diminuer.
- Zone 2 : (au-delà de la limite plastique R où les contraintes sont dans un état élastique) dans cette zone la contrainte σ'_r continue à diminuer, mais inversement la contrainte σ'_θ augmente progressivement. A la fin de cette zone, les contraintes σ'_r et σ'_θ convergent vers leurs valeurs initiales, alors que, la contrainte σ'_z reste presque inchangée dans cette zone et elle prend des valeurs très proches de sa valeur initiale. A signaler que cette zone n'apparaît pas dans la figure 4.7-a car à la profondeur de 1.5 m le rayon plastique (R) est important, R environ 15 m (figure 4.5). En effet la couche de 0 à 3 m (sable limoneux) présente des paramètres mécaniques élevés.
- Zone 3 : au-delà de $r = 10-12$ m, dans cette zone, toutes les contraintes effectives reviennent à leurs valeurs initiales. Cependant, dans la première couche (figure 4.7-a) les contraintes effectives reviennent plus loin.

Il faut dire que l'augmentation de la contrainte σ'_r est très élevée dans la première couche par rapport aux autres couches. Cependant, ce cas est particulier, car d'une part, cette couche est très proche de la surface, et donc les contraintes avant l'expansion sont très faibles, et d'autre part elle possède des caractéristiques mécaniques élevées et donc une zone d'influence très large (qui est supérieure à 15 m). En conséquence, l'expansion de la colonne produit des augmentations supérieures comparativement aux couches inférieures. Néanmoins, le but de ce travail est d'étudier les effets de l'installation de la colonne ballastée dans un sol mou, alors que le sol est pratiquement rigide dans la première couche de 0 à 3 m. Pour cette raison, on s'intéresse dans la discussion des résultats, sur la variation des contraintes effectives dans les couches molles (à 5.5, 12.5 et 21 m de profondeur).

La figure 4.8 représente la variation du contour du déplacement radial du sol après l'installation. On remarque dans cette figure que les déplacements radiaux sont très élevés au voisinage de la colonne. Cela conduit à l'augmentation des pressions interstitielles et les contraintes radiales au voisinage de la colonne. Néanmoins, la diminution de la contrainte σ'_θ

au voisinage de la colonne est liée à l'extension circonférentielle provoquée par l'expansion radiale. Cependant, les déplacements radiaux diminuent lorsqu'on s'éloigne de la colonne, et par conséquent les valeurs de Δu et σ'_r diminuent, au contraire la contrainte σ'_θ augmente progressivement et converge vers sa valeur initiale à la fin de la zone élastique.

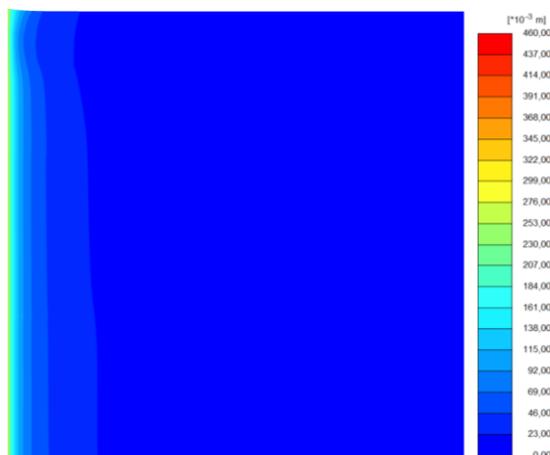


Figure 4.8 : Contour du déplacement radial du sol après l'installation de la colonne

En plus, la diminution de la contrainte σ'_z au voisinage de la colonne est due d'un côté à l'augmentation de la pression interstitielle au voisinage de la colonne (zone plastique), et à la rotation des contraintes verticales effectives principales provoquée par le soulèvement du sol au voisinage de la colonne d'un autre côté (figure 4.9). Ce phénomène dénommé « effet voûte » est généralement remarqué dans les pieux installés par battage. Néanmoins, les surpressions Δu s'annulent à la fin de la zone plastique, ainsi la contrainte σ'_z augmente et prend des valeurs très proches de sa valeur initiale à la fin de cette zone (figure 4.7).

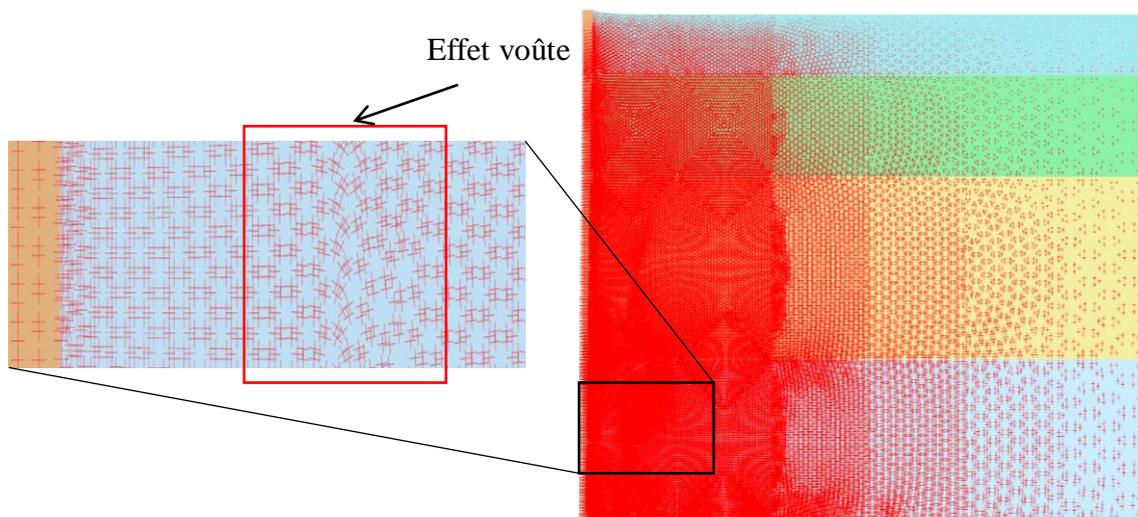


Figure 4.9 : Rotation des contraintes principales effectives (effet voûte)

4.2.6.2 Phase de consolidation

L'installation de la colonne ballastée produit une augmentation significative de la pression interstitielle du sol au voisinage de la colonne. Pour cela, une analyse de consolidation a été effectuée pour suivre l'évolution de la pression interstitielle et les contraintes effectives avec le temps après l'installation. La figure 4.10 montre la variation des surpressions Δu au voisinage de la colonne ($r = 1$ m) en fonction du temps. C'est clair qu'avec le temps les surpressions Δu diminuent progressivement et après environ 100 jours toutes les surpressions Δu se dissipent.

Lorsqu'une colonne est installée dans un sol mou, la dissipation des surpressions Δu se fait dans la direction radiale, tandis que le drainage vertical reste très faible. Cette rapide dissipation est due à la haute perméabilité de la colonne ballastée qui permet d'accélérer la consolidation du sol environnant. D'autre part, 50 à 80 % des surpressions ont été dissipées dans les 5 premiers jours. Ce qui montre l'efficacité de la colonne ballastée à dissiper rapidement les surpressions interstitielles.

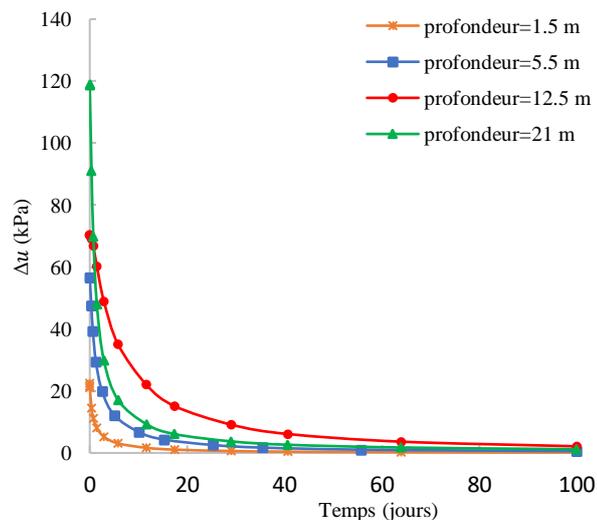


Figure 4.10 : Variation des surpressions interstitielles avec le temps

La figure 4.11 montre la variation des contraintes effectives normalisées avec le temps au voisinage de la colonne ($r = 1$ m), à différentes profondeurs. C'est évident qu'il y a un large changement dans l'état des contraintes effectives dans cette phase par rapport à la phase précédente (phase d'installation, 0 jour). On peut d'abord déduire de la figure 4.11 que les contraintes effectives augmentent avec le temps. Cependant, la vitesse d'augmentation n'est pas constante. Les contraintes augmentent largement dans les premiers jours (environ 20 jours), et par la suite elles prennent des valeurs presque constantes. Ceci parce que

l'augmentation des contraintes effectives est liée à la vitesse de consolidation. Comme nous avons indiqué précédemment, la dissipation des surpressions inertielles est importante dans les premiers jours.

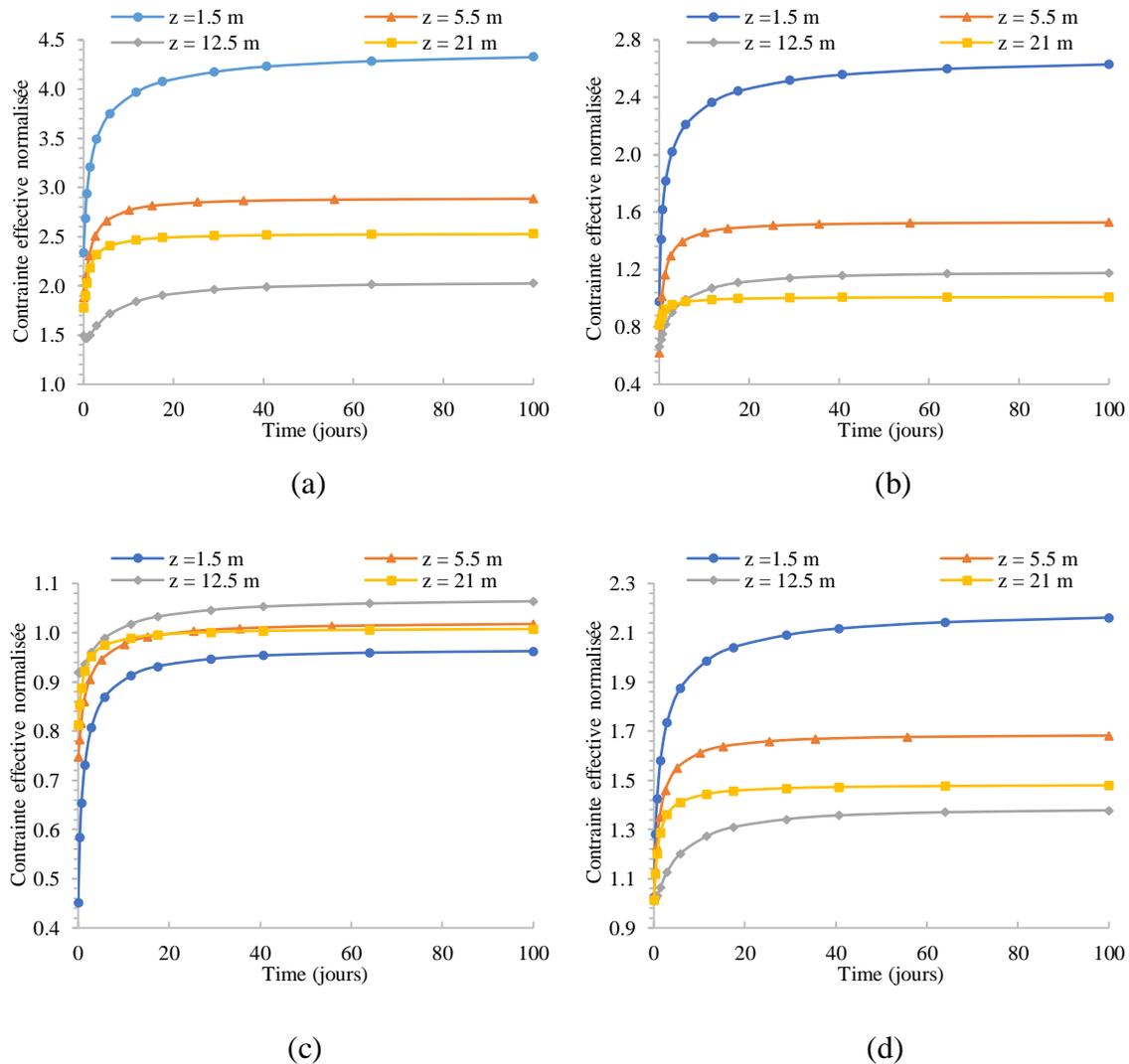


Figure 4.11 : Variation des contraintes effectives avec le temps : (a) σ'_r ; (b) σ'_θ ; (c) σ'_z ; (d) p'

La figure 4.12 montre les courbes de la variation des contraintes effectives normalisées en fonction de la distance r à la fin de la consolidation de 100 jours. À partir de ces courbes (figure 4.12), on peut déterminer 3 zones relativement à la distance r :

- Zone 1 : Dans cette zone, les contraintes effectives σ'_r et p' prennent des valeurs plus élevées que leurs valeurs initiales. Par contre la contrainte σ'_θ présente une légère amélioration seulement dans la zone la plus proche de la colonne. Cependant, lorsque

nous nous éloignons de la colonne, toutes les contraintes diminuent et à la fin de cette zone la contrainte p' revient à sa valeur initiale.

- Zone 2 : Dans cette zone, l'amélioration de la contrainte σ'_r décroît progressivement. Cette diminution est compensée par une augmentation de la contrainte σ'_θ , mais à la fin de cette zone les deux contraintes σ'_r et σ'_θ prennent des valeurs très proches de leurs valeurs initiales.
- Zone 3 : au-delà de 10-12 m, dans cette zone, toutes les contraintes prennent des valeurs similaires à leurs valeurs initiales.

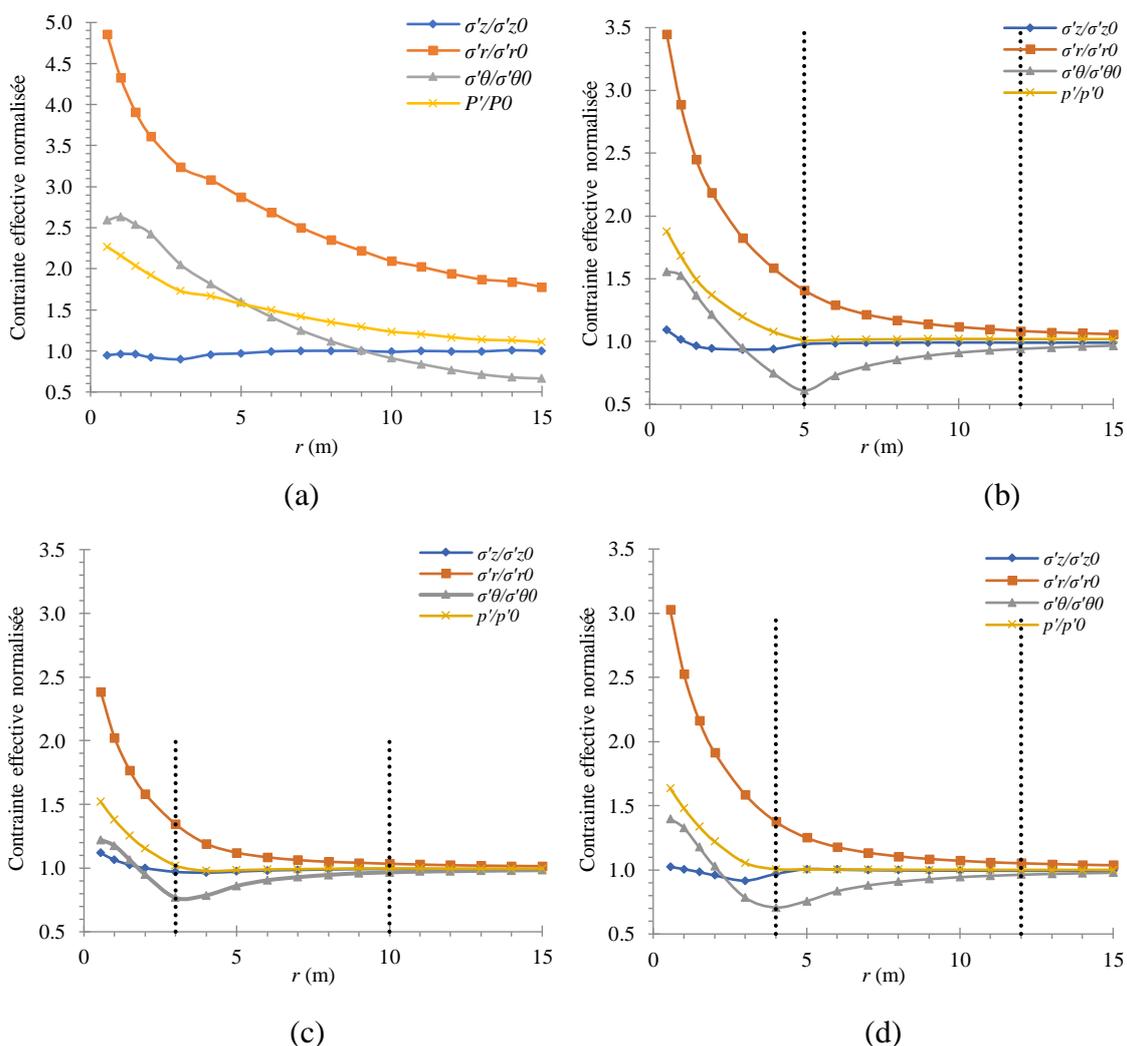


Figure 4.12: Variation des contraintes effective normalisées à la fin de la consolidation : (a) $z = 1.5$ m ; (b) $z = 5.5$ m ; (c) $z = 12.5$ m ; (d) $z = 21$ m

En outre, dans la figure 4.12, la contrainte σ'_z possède une légère variation et seulement dans la première zone, et au-delà elle reste constante à sa valeur initiale sur toute la distance radiale, cela est dû à la dissipation des surpressions interstitielles. Par ailleurs, la contrainte

σ'_r possède une amélioration plus élevée par rapport à la phase d'installation. A titre d'exemple, σ'_r augmente environ 1.3 à 1.8 fois par rapport à la phase d'installation au voisinage de la colonne ($r = 1$). La raison principale de cette amélioration est la densification radiale du sol résultant de l'expansion de la colonne qui s'est améliorée davantage après la dissipation des surpressions interstitielles. La contrainte σ'_θ prend aussi des valeurs supérieures, mais juste dans une petite zone près de la colonne, environ 2 à $3d$. En plus, les valeurs les plus élevées de σ'_r et σ'_θ au voisinage de la colonne entraînent une amélioration significative dans la contrainte p' . Cependant, cette amélioration est diminuée lorsque nous éloignons de l'axe de la colonne, et au-delà de $3.6d - 4.6d$ il n'y a plus d'amélioration. On peut dire que la zone d'amélioration de la contrainte moyenne correspond à la zone plastique obtenue après l'expansion de la colonne. Cette zone représente la zone d'influence de la colonne ballastée.

4.3 Effets de l'installation

Plusieurs analyses numériques ont été effectuées pour évaluer le coefficient de pression latérale des terres après l'installation de la colonne (K). La plupart de ces analyses ont été effectuées par des modèles numériques axisymétriques. Dans ce cas-là, le champ de contrainte est composé de trois contraintes (σ'_z , σ'_r , σ'_θ). La plupart des chercheurs ont défini le coefficient K comme étant le rapport entre la contrainte effective σ'_r et σ'_z du sol. Cependant, l'influence de la contrainte σ'_θ a été négligée par la majorité des chercheurs. D'autre part, Sexton et McCabe (2015) ont défini ce rapport comme : $K = (\sigma'_r + \sigma'_\theta)/2\sigma'_z$. La contrainte horizontale a été calculée ici comme la moyenne entre la contrainte σ'_r et σ'_θ .

Les résultats de la présente étude montrent que chaque contrainte peut varier de manière différente, alors qu'après consolidation, l'amélioration est plus importante dans la contrainte σ'_r plutôt que dans la contrainte σ'_θ . Par conséquent, il est plus logique de considérer l'amélioration de chaque contrainte de manière indépendante. De plus, la contrainte σ'_z après consolidation reste quasiment proche de sa valeur initiale ($\sigma'_{z,0}$), bien qu'il soit plus pratique de prendre $\sigma'_z = \sigma'_{z,0}$. Par conséquent, les changements apportés aux contraintes σ'_r et σ'_θ doivent être représentés par deux coefficients différents ; le coefficient de pression radiale K_r et le coefficient de pression circonférentielle K_θ qui sont définis par les équations (4.2) et (4.3) respectivement :

$$K_r = \frac{\sigma'_r}{\sigma'_{z,0}} \quad (4.2)$$

$$K_{\theta} = \frac{\sigma'_{\theta}}{\sigma_{z,0}} \quad (4.3)$$

Avec σ'_r et σ'_{θ} sont les contraintes radiales et circonférentielles à la fin de la consolidation.

La variation de K_r/K_0 et K_{θ}/K_0 avec la distance radiale normalisée (r/d), avec d est le diamètre de la colonne, sont représentées dans la figure 4.13. On remarque dans la figure 4.13 que les valeurs de K_r/K_0 sont toujours supérieures à l'unité et le coefficient K_r prend des valeurs plus élevées au voisinage de la colonne, $K_r = 2.38K_0$ à $4.8K_0$ (dépend du sol). Au contraire, les valeurs de K_{θ}/K_0 sont supérieures à l'unité uniquement au voisinage de la colonne, particulièrement dans les couches molles. Cependant, les ratios K_r/K_0 et K_{θ}/K_0 reviennent tous les deux à l'unité à environ $r/d = 10-12$, sauf à la profondeur de 1.5 m, où elles reviennent plus loin.

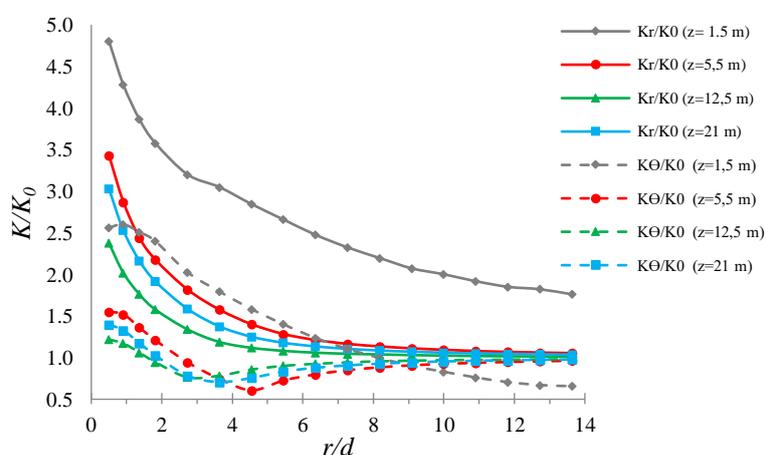


Figure 4.13 : Variation des rapports K_r/K_0 et K_{θ}/K_0 avec la distance normalisée r/d

L'effet de l'installation de la colonne ne s'arrête pas seulement à l'augmentation des contraintes horizontales du sol environnant la colonne, mais il se traduit aussi à une augmentation dans la rigidité du sol à cause de la densification du sol. Cet effet a été observé in-situ par Kirsch (2006), qui a noté une amélioration dans le module E_M du sol après l'installation des colonnes ballastées. Dans la modélisation numérique, l'amélioration de la rigidité du sol peut être évaluée à partir de l'amélioration de la contrainte p' . La dépendance entre le module de la rigidité E du sol et l'état de contrainte est formulée par la relation suivante de Biarez et al. (1998), qui ont développé cette relation sur la base des observations expérimentales (Guétif et al. 2007) :

$$\frac{E}{E_0} = \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^m \quad (4.4)$$

Avec :

- $p' = (\sigma'_r + \sigma'_\theta + \sigma'_z)/3$;
- L'indice « 0 » indique l'état initial du sol ;
- L'exposant « m » représente la relation entre le module normalisé (E/E_0) et celui de la contrainte moyenne effective correspondante (p'/p'_0), une valeur de $m = 1$ est recommandée par le manuel de Plaxis, ainsi que par d'autres auteurs (Guetif et al. 2007 et Ellouze et al. 2016).

Il existe peu d'études expérimentales (Watts et al. 2000 ; Kirsch 2006 ; Castro et Sagaseta 2012 ; Carvajal et al. 2013) portant sur l'effet de l'installation des colonnes ballastées. Les mesures in-situ de Kirsch (2006) sont les seules données qui présentent un graphique de la variation de K/K_0 et E/E_0 avec la distance radiale (r). Par conséquent, il est nécessaire de comparer les résultats de la présente étude avec ces mesures in-situ.

La figure 4.14 montre la comparaison entre les résultats numériques de K_r/K_0 avec les valeurs de K/K_0 obtenus par Kirsch (2006) à partir des mesures in-situ de deux sites différents. Dans la figure 4.14, on peut noter dans l'intervalle de $r/d = 4$ à $r/d = 10$ que les valeurs numériques de K_r/K_0 sont très proches aux valeurs mesurées de K/K_0 , sauf à la profondeur de 1.5 m. Cependant, au voisinage de la colonne, les mesures in-situ prennent des valeurs plus faibles par rapport aux résultats numériques. Kirsch (2006) explique cela par le soulèvement et l'excitation dynamique causés par le vibreur sur le sol, ce qui entraîne une perte considérable de la résistance du sol situé au voisinage de la colonne. En revanche, les mesures in-situ de Watts et al. (2000) montrent le contraire. Les auteurs ont mesuré une forte augmentation de la pression latérale des terres (jusqu'à 60 kN/m^2) à une distance de 1,5 fois le diamètre de la colonne, alors qu'une faible augmentation (environ 10 kN/m^2) a été mesurée à une distance de 2,5 fois le diamètre de la colonne (voir chapitre 3).

Le tableau 4.6 présente une sélection des valeurs de K publiées dans la littérature. On remarque dans le tableau 4.6 que les valeurs de K_r évaluées par la présente modélisation sont en bon accord avec les autres valeurs de K publiées dans la littérature. De plus, la valeur de K_θ est dans la gamme de celle évaluée par Castro et al. (2014). Cependant, le changement apporté à la contrainte circonférentielle (qu'il ne peut être évalué que par modélisation 2D axisymétrique) a été négligé par les autres études numériques.

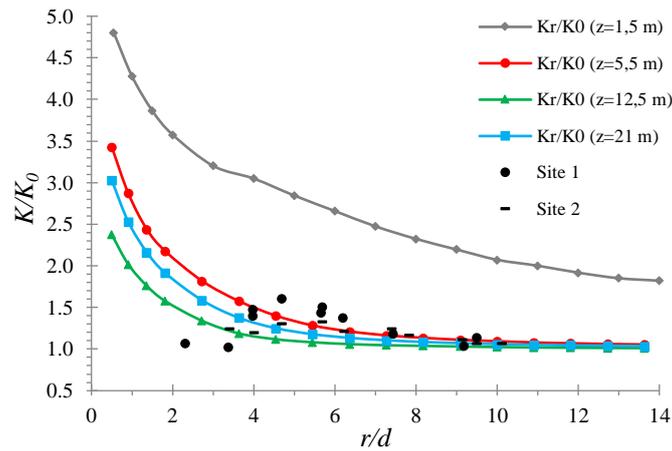


Figure 4.14 : Comparaison de K_r/K_0 évaluée numériquement avec K/K_0 mesurée par Kirsch (2006)

Tableau 4.6 : Valeurs du coefficient K publiées dans la littérature

Références	Valeurs de K au voisinage de la colonne	Méthode d'évaluation
Watts et al. (2000)	Entre K_0 et K_p	Mesures in-situ
Pitt et al. (2003)	Entre 0.4 et 2.2 avec une moyenne de 1,2	Mesures in-situ
Elshazly et al. (2006)	Entre 1.1 et 2.5 avec une moyenne de 1,5	Calculs en retour à partir d'un essai en vrai grandeur
Ngoc et al. (2007)	2.0	Modélisation numérique
Castro and Karstunen (2010)	Entre 1.5 et 2.0	Modélisation numérique
Castro et al. (2014)	K_r entre 1.4 et 2.0 K_θ entre 0.65 et 1.35	Modélisation numérique
Sexton et McCabe (2015)	Sans fluage : 1.58 Avec fluage : 1.45	Modélisation numérique
Présente étude	K_r entre 1.6 et 2.0 K_θ entre 0.74 et 0.9	Modélisation numérique

L'amélioration de la rigidité du sol représentée par le ratio (E/E_0) déduit à partir de l'équation (4.4) est représenté dans la figure 4.15 en fonction du rapport r/d . La figure comprend également les valeurs de E/E_0 mesurées in-situ par Kirsch (2006). On remarque dans la figure 4.15 que l'amélioration du module E obtenu par la modélisation numérique est plus élevée au voisinage de la colonne (environ $1,5E_0$ à $2,27E_0$), mais au fur et à mesure que la distance radiale augmente le module E diminue et au-delà d'une distance d'environ $5d$ pour les couches mous ($z = 5.5, 12.5$ et 21 m) et $14d$ pour la couche rigide ($z = 1.5$ m), la rigidité revient à sa valeur initiale.

On voit bien dans la figure 4.15 qu'il existe une certaine différence entre les valeurs mesurées de E/E_0 (site 1 et site 2). Bien que les résultats numériques soient plus proches aux mesures du site 1 plutôt que des mesures du site 2. Dans le site 1, la rigidité prend une valeur plus élevée, environ $2.4E_0$, au voisinage de la colonne (à une distance radiale de $2d$), et elle diminue par la suite. Au contraire, la rigidité dans le site 2 prend des valeurs inférieures à leurs valeurs initiales au voisinage de la colonne, et elle augmente par la suite (dans l'intervalle de $4d$ à $8d$) jusqu'à $2E_0$. Encore une fois Kirsch (2006) a expliqué cet effet négatif (la diminution de la rigidité) par l'excitation dynamique dans cette région provoquée par le vibreur lors de l'installation de la colonne, ce qui conduit à un potentiel de liquéfaction. Cependant, cet effet négatif peut être lié seulement à la nature du sol dans le site 2, ou bien limité par certaines conditions, vu qu'il n'a pas été observé dans le site 1 et il n'a pas été mentionné par d'autres études (ex. Guetif et al. 2007).

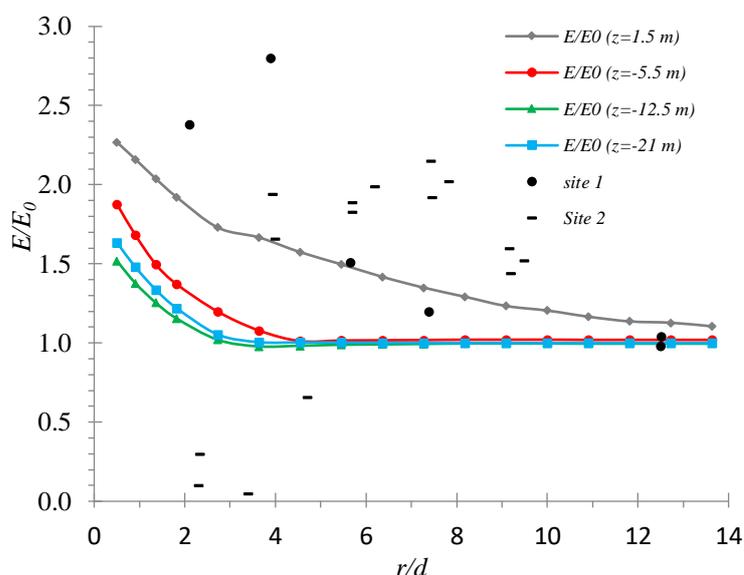


Figure 4.15 : Comparaison des valeurs de E/E_0 évaluées par la présente modélisation avec celles mesurées par Kirsch (2006)

L'objectif principal de la comparaison avec Kirsch (2006) est de démontrer que l'installation de la colonne ballastée produit simultanément deux effets majeurs ; l'amélioration du coefficient de pression latérale du sol et l'amélioration de la rigidité. Ces effets n'ont pas été pris en compte ensemble dans les études numériques précédentes (ex. Sexton et McCabe 2015 ; Ellouze et al. 2016).

4.4 Efficacité des effets de l'installation

4.4.1 Procédé de la simulation numérique

La deuxième partie de ce chapitre s'est intéressée à l'analyse numérique des effets de l'installation de la colonne ballastée sur les performances des fondations circulaires traitées par de petits groupes de colonnes ballastées.

La modélisation de l'installation d'une colonne ballastée avec la procédure précédente (expansion d'une cavité cylindrique) produit des déplacements importants, aussi le maillage sera très déformé et les conditions aux limites peuvent ne pas être appropriées. Dans ce cas, l'estimation du tassement à partir de ce modèle ne convient pas. En conséquence, l'installation de la colonne doit être modélisée avec un modèle numérique indépendant. Ensuite, les effets de l'installation devraient être pris en compte dans les valeurs d'entrée initiales dans un nouveau modèle numérique pour évaluer le tassement.

Dans ce contexte, les effets de l'installation résultants de la première étape ont été considérés pour représenter l'amélioration du sol après l'installation de la colonne. Les effets de l'installation d'une seule colonne sont représentés par les valeurs des coefficients K_r , K_θ et le module E évalués à mi-profondeur de chaque couche. Ces valeurs ont été introduites en tant que des paramètres initiaux « input parameters ». Les valeurs de K_r , K_θ et E ont été extraites à une distance de $s/2$ (avec s est l'espacement entre les colonnes) pour ne pas surestimer l'amélioration des contraintes horizontales et de la rigidité. Les valeurs K_r , K_θ et E , utilisées pour les différentes couches et pour des espacements différents, sont représentées dans le tableau 4.7.

Le but de cette analyse est d'effectuer une investigation numérique de l'influence de chaque effet d'installation sur l'amélioration des performances des fondations renforcées par de petits groupes de colonnes ballastées. Dans ce contexte, quatre cas ont été considérés :

- Cas A : aucun effet d'installation ;
- Cas B : effet d'installation représenté par l'amélioration des coefficients K_r et K_θ ;
- Cas C : effet d'installation représenté par l'amélioration du module E ;
- Cas D : effet d'installation entier représenté par l'amélioration de K_r , K_θ et E ;

Tableau 4.7 : Effets de l'installation de la colonne ballastée

Profondeur (m)	K_r			K_θ			E (kPa)		
	Espacement (m)			Espacement (m)			Espacement (m)		
	1.5	2	3	1.5	2	3	1.5	2	3
1.5	2.11	1.97	1.78	1.2	1.2	1.1	40000	38910	3666
5.5	1.84	1.67	1.42	0.88	0.80	0.79	7250	6815	6061
12.5	1.57	1.43	1.25	0.86	0.83	0.75	4725	4466	4063
21	1.48	1.34	1.15	0.73	0.70	0.62	10140	9588	8659

4.4.2 Modèle numérique

L'analyse a été réalisée sur un groupe de sept colonnes en dessous d'une fondation circulaire (figure 4.16). Les colonnes ont été installées selon un maillage triangulaire avec des colonnes de diamètre 1.1 m. L'idéalisation des anneaux concentriques équivalents proposée par Mitchell et Huber (1985) a été adoptée pour modéliser le groupe de colonnes en utilisant le code Plaxis 2D avec un modèle axisymétrique. La méthode consiste à transformer les colonnes de bord en un anneau concentrique équivalent, comme indiqué dans la figure 4.16. L'épaisseur (T_a) et le rayon de l'anneau (R_a) ont été obtenus par la méthode proposée par Elshazly et al. (2008), illustrée dans la section 2.2.3.1-d. Les valeurs de R_a et T_a sont définies par les équations (4.5) et (4.6) respectivement :

$$R_a = \frac{\sqrt{2s \times 2s}}{\pi} \quad (4.5)$$

$$T_a = \frac{N\pi r^2}{2\pi R_a} \quad (4.6)$$

Avec N est le nombre de colonnes, s est l'espacement et r est le rayon de la colonne.

L'élément triangulaire à 15 nœuds est utilisé pour effectuer le maillage du modèle numérique. La colonne de 25 m de longueur repose sur une couche très rigide. Alors, la frontière inférieure est située à 25 m de profondeur à partir de la surface libre du sol. La frontière verticale selon l'axe de la symétrie a été mise à une distance de 5D (figure 4.17). Une analyse de sensibilité a été effectuée pour vérifier la largeur du modèle et la densité de maillage nécessaire.

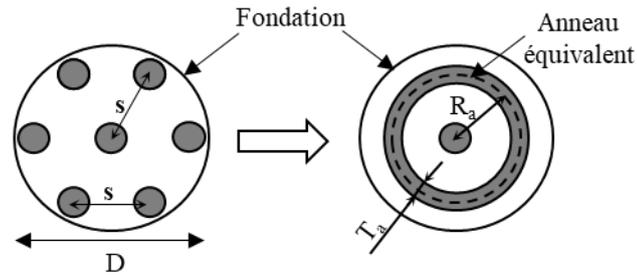


Figure 4.16 : Concept des anneaux concentriques équivalents

Les frontières verticales représentant le plan de symétrie d'une part et le plan du domaine d'étude d'autre part sont retenues dans la direction horizontale. La frontière inférieure est bloquée dans les deux directions, et la frontière supérieure (surface du sol) reste libre dans les deux directions, comme indiqué dans la figure 4.17.

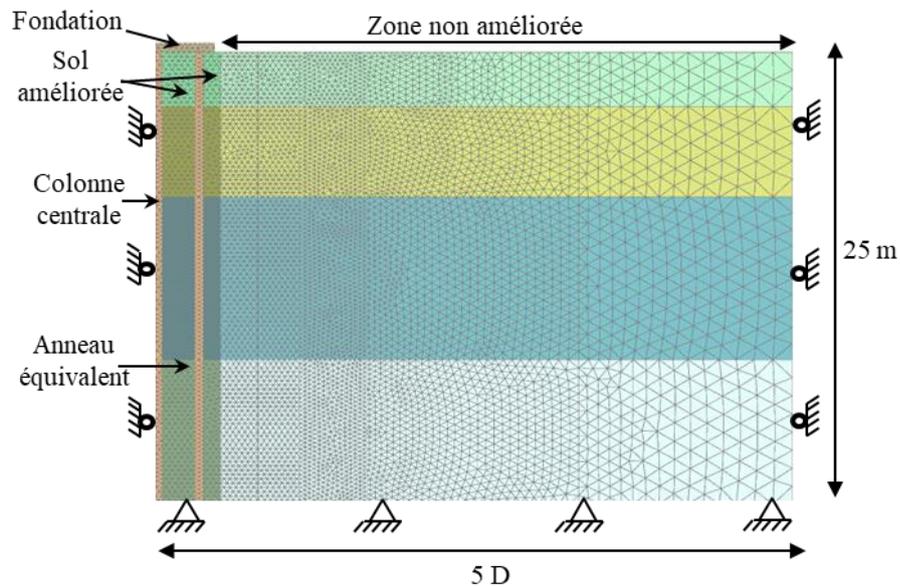


Figure 4.17 : Maillage et conditions aux frontières du modèle numérique utilisé

Le comportement drainé est adopté pour tous les matériaux (sol mou et colonne ballastée) avec les mêmes propriétés que celles de la section précédente (Tableau 4.1). La semelle circulaire de 0.5 m d'épaisseur a été modélisée par l'élément triangulaire à 15 nœuds (élément solide) en utilisant un matériau élastique linéaire, avec $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, $E = 3 \times 10^7 \text{ kPa}$ et $\nu = 0.15$. Ces valeurs représentent les propriétés du béton ordinaire généralement utilisé pour les semelles rigides.

Le chargement a été appliqué sur la fondation par une pression verticale uniforme (p_{app}) et avec différentes intensités ($p_{app} = 50, 100, 150, 200 \text{ kPa}$). L'analyse a été effectuée avec des

taux de substitutions différents (α). Les valeurs des paramètres géométriques utilisés dans l'analyse sont représentées dans le tableau 4.8.

Tableau 4.8 : Paramètres géométriques utilisée pour l'analyse

L'espace	Diamètre de la fondation	Taux de substitution
s (m)	D (m)	α
1.5	5	0.34
2	6	0.24
3	8	0.13

4.4.3 Simulations préliminaires

Tout d'abord, des simulations préliminaires ont été effectuées pour fixer le domaine d'étude et la densité de maillage nécessaires qui satisfont aux conditions de précision des calculs.

En premier lieu, nous avons varié la position de la frontière verticale à partir de l'axe de la symétrie, de 3D à 7D, pour arrêter la frontière verticale (largeur du modèle) du domaine d'étude. Dans chaque cas, nous avons évalué la variation du déplacement vertical et de la contrainte moyenne effective du sol dans des points notées A, B et C situés à une distance verticale de 0, 2 et 4 m à partir du centre de la fondation. Les déplacements verticaux et les contraintes moyennes effectives du sol ont été évalués sous une pression appliquée de 100 kPa. Les résultats de cette étude sont représentés dans le tableau 4.9.

Tableau 4.9 : Effet de la frontière latérale sur le déplacement vertical et la contrainte moyenne effective

Largeur du modèle	U_y (mm)			$\frac{ U_{yi} - U_{yi+1} }{U_{yi+1}} \times 100$			p' (kPa)			$\frac{ p'_i - p'_{i+1} }{p'_{i+1}} \times 100$		
	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)
3D	58,93	54,13	46,7	1,74	0,82	0,36	119,34	106,72	110,52	0,57	4,80	6,91
4D	57,92	54,58	46,87	2,95	5,75	5,25	118,66	101,83	103,38	3,88	1,11	0,72
5D	56,26	51,61	44,53	0,21	0,65	0,38	114,23	100,71	104,13	0,78	1,47	1,31
6D	56,38	51,95	44,7	0,53	0,91	0,79	115,13	99,25	105,51	1,32	0,81	1,05
7D	56,08	51,48	44,35	—	—	—	113,63	100,06	104,41	—	—	—

En deuxième lieu, nous avons effectué plusieurs calculs pour fixer le maillage optimum qui donne des résultats avec une précision acceptable et moyennant un temps de calcul convenable. Pour cela, nous avons testé cinq types de maillage (M1 à M5) en augmentant chaque fois la densité de maillage (en diminuant la taille moyenne des éléments) comme illustrée dans le tableau 4.10. Le maillage a été raffiné sous la fondation et élargi progressivement vers les limites du modèle (figure 4.17). Les résultats de cette étude sont représentés dans le tableau 4.11. On peut remarquer que le pourcentage d'erreur diminue progressivement lorsqu'on augmente la densité de maillage. Ainsi, nous avons opté dans cette étude pour le maillage M4 qui permet d'avoir des résultats avec une précision acceptable.

Tableau 4.10 : Informations générales sur les différents maillages testés

Maillage	Type de maillage	Nombre d'éléments	Taille moyenne de l'élément	Taille maximum de l'élément	Taille minimum de l'élément
M1	Medium	1083	1,151	4	0,201
M2	Medium	1492	1,01	2,8	0,199
M3	Medium	7306	0,435	1,5	0,149
M4	Medium	13142	0,335	1,5	0,149
M5	Fine	27868	0,242	0,691	0,111

Tableau 4.11 : Effet de la densité du maillage sur le déplacement vertical et la contrainte moyenne effective

Maillage	U_y (mm)			$\frac{ U_{yi} - U_{yi+1} }{U_{yi+1}} \times 100$			p' (kPa)			$\frac{ p'_i - p'_{i+1} }{p'_{i+1}} \times 100$		
	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)	(A)	(B)	(C)
M1	56,48	51,7	44,47	1,14	1,69	1,85	114,51	91,31	94,65	1,44	4,54	17,14
M2	57,13	52,59	45,31	0,83	1,19	0,64	116,18	95,66	114,23	0,94	8,11	9,53
M3	56,66	51,97	45,02	0,71	0,70	1,10	115,1	104,1	104,29	0,76	3,37	0,15
M4	56,26	51,61	44,53	0,39	0,21	0,38	114,23	100,71	104,13	0,34	0,67	1,80
M5	56,04	51,5	44,36	—	—	—	113,84	101,39	102,28	—	—	—

4.4.4 Vérification des résultats de Plaxis 2D

Avant de commencer l'analyse, des calculs préliminaires ont été effectués en comparant les résultats du tassement obtenus par Plaxis 2D avec des résultats obtenus par la méthode analytique de Priebe (1995). La majorité des méthodes analytiques d'évaluation du tassement des sols traités par des colonnes ballastées ne prennent pas en compte les effets de l'installation. Cependant, Priebe (1995) a indiqué que l'installation de la colonne augmente les contraintes horizontales du sol environnant la colonne. Ainsi, l'auteur a adopté un coefficient $K = 1$ dans les hypothèses de sa méthode pour évaluer le facteur de réduction du tassement (β). La méthode de Priebe (1995) est basée sur le concept de la cellule unitaire et par conséquent le modèle précédent a été transféré à un modèle de cellule unitaire, qui représente le comportement d'un maillage infini de colonnes sous une charge uniformément répartie. Ce modèle a été utilisé seulement pour vérifier les résultats de Plaxis 2D.

Un modèle de cellule unitaire représente une seule colonne et le sol correspondant. Donc le diamètre de la cellule dépend du domaine d'influence de la colonne. Ainsi, le diamètre de la cellule est égal au diamètre équivalent (d_e) de la colonne (voir chapitre 1 section 1.4.4). La figure 4.18 montre le modèle de la cellule unitaire utilisé pour effectuer cette comparaison. Les paramètres géométriques utilisés pour le modèle de la cellule unitaire sont représentés dans le tableau 4.12.

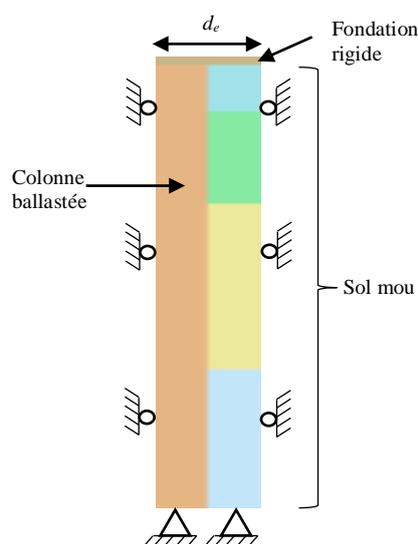


Figure 4.18 : Modèle de la cellule unitaire

La comparaison entre les résultats du facteur β obtenu par la modélisation numérique et par la méthode analytique de Priebe (1995) est illustré dans la figure 4.19, où le facteur β a été

représenté en fonction du rapport (A/A_c) sous des pressions appliquées de 100 et 200 kPa. On remarque bien dans la figure 4.19 que la courbe de β évaluée par la méthode analytique se trouve la plupart des cas au-dessus de celle du cas A (où aucun effet d'installation n'a été considéré), mais en même temps, elle est toujours en dessous du cas D. Ceci est évidemment logique, car la méthode de Priebe (1995) ne considère pas l'amélioration du module E . Cependant, la courbe de la méthode analytique est très proche du cas B où les effets d'installation ont été représentés par l'augmentation des coefficients K_r et K_θ . Cela indique que les résultats numériques sont en bon agrément avec les résultats analytiques.

Tableau 4.12 : Paramètres géométriques utilisés pour le cas de la cellule unitaire

L'espacement s (m)	Diamètre équivalent d_e (m)	Taux de substitution A/A_c ($1/\alpha$)
1.5	1.58	2.1
2	2.10	3.6
3	3.15	8.2
4	4.20	14.6

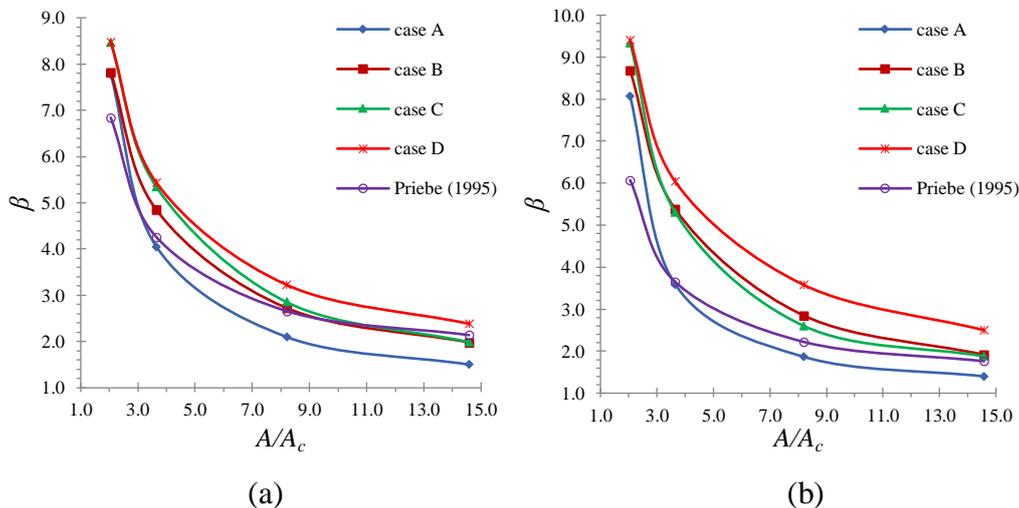


Figure 4.19 : Comparaison des résultats numériques avec la méthode de Priebe (1995) :

(a) $p_{app} = 100$ kPa ; (b) $p_{app} = 200$ kPa

4.4.5 Résultats et discussion

4.4.5.1 Déformation des colonnes

La figure 4.20 montre une forme typique du groupe de colonnes ballastées après la déformation sous une pression appliquée de 100 kPa pour le cas sans effet d'installation (cas A) et avec les effets d'installation (cas D). Dans les deux cas, le mode principal de déformation est l'expansion, qui se produit dans la partie supérieure des colonnes. Cependant, la déformation de la colonne centrale reste très faible par rapport aux colonnes de bord. Le renflement (l'expansion) est symétrique dans la colonne centrale, tandis que la colonne de bord a tendance à renfler dans la direction non traitée. Un résultat similaire a été observée expérimentalement par McKelvey et al. (2004). La figure 4.20 montre bien que la prise en compte des effets d'installation a une influence significative sur la réduction de l'expansion des colonnes.

Par ailleurs, un plan de cisaillement se produit entre le coin de la semelle et la profondeur de l'expansion maximum de la colonne centrale (figure 4.21), ce qui conduit à une rupture par cisaillement généralisée avec l'augmentation de la charge appliquée. Un mécanisme de déformation similaire a été observé dans des essais en modèles réduits et des analyses numériques rapportées respectivement par Muir Wood et al. (2000) et McCabe et Killeen (2016). Cependant, la concentration des déformations de cisaillement est très élevée dans le cas A (figure 4.21-a) par rapport au cas D (figure 4.21-b). Ce résultat indique que l'amélioration des contraintes horizontales et de la rigidité du sol réduit la propagation des déformations de cisaillement en dessous de la fondation, ce qui confère plus de résistance à la fondation traitée.

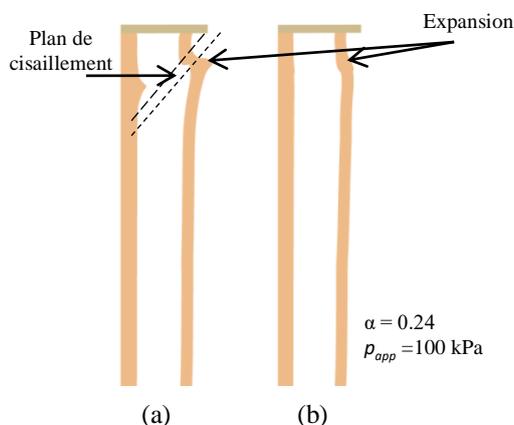


Figure 4.20 : Déformation du groupe de colonnes : (a) cas A ; (b) cas D

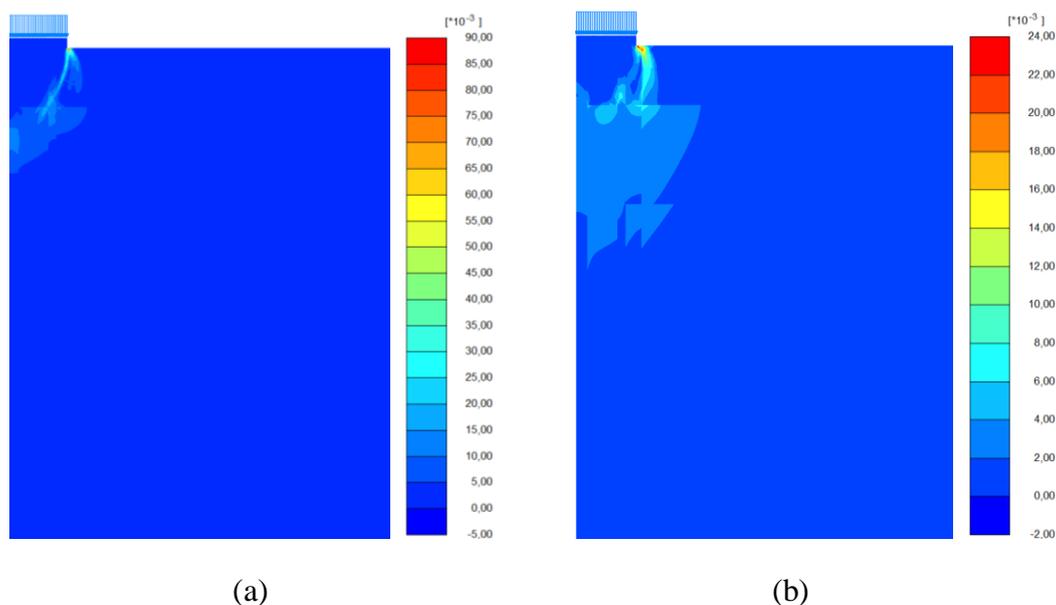


Figure 4.21 : Contour des déformations totales de cisaillement sous la fondation : (a) cas A ;
(b) cas D

Les figures 4.22 et 4.23 montrent la variation du déplacement latéral des colonnes (du centre et du bord) avec la profondeur pour différents taux de substitution (α). Le déplacement latéral accroît avec la diminution de la valeur de α , et particulièrement pour les colonnes de bord (figure 4.23). Dans la figure 4.22 et 4.23, c'est clair que la prise en compte des effets d'installation réduit le déplacement maximum (l'expansion) dans la partie supérieure de la colonne. À titre d'exemple, dans les colonnes de bord (figure 4.23), l'expansion maximum se produit à une profondeur comprise entre 2,8 à 3 m pour un taux de substitution élevé ($\alpha = 0.34$) et entre 2,9 à 4,3 m pour taux substitution plus faible ($\alpha = 0.13$). Cependant, au-delà de la profondeur de l'expansion maximum, la colonne ne subit pas des déformations importantes dans les cas A et C. Alors, dans les cas B et D, le déplacement diminue progressivement avec la profondeur jusqu'à une valeur faible à 17 m de profondeur (cette observation est plus claire dans la figure 4.23). Ceci parce que la colonne qui possède une expansion supérieure ne peut pas transférer la totalité de la pression vers la partie inférieure de la colonne, et par conséquent le déplacement latéral diminue brusquement en dessous de la profondeur de l'expansion maximum. De plus, on remarque que les cas qui ont la même valeur du coefficient de pression latérale des terres (ex. A et C ou B et D) subissent des déformations très rapprochées. Cela montre que la déformation latérale est essentiellement influencée par les valeurs de K .

En ce qui concerne la comparaison entre chaque effet d'installation, on remarque dans la figure 4.22 et 4.23 que l'expansion la plus faible est obtenu dans le cas D, alors que l'expansion la plus élevée est obtenue dans le cas C. Ces résultats indiquent que la réduction de l'expansion de la colonne est principalement influencée par l'augmentation des coefficients K_r et K_θ plutôt que l'augmentation du module E .

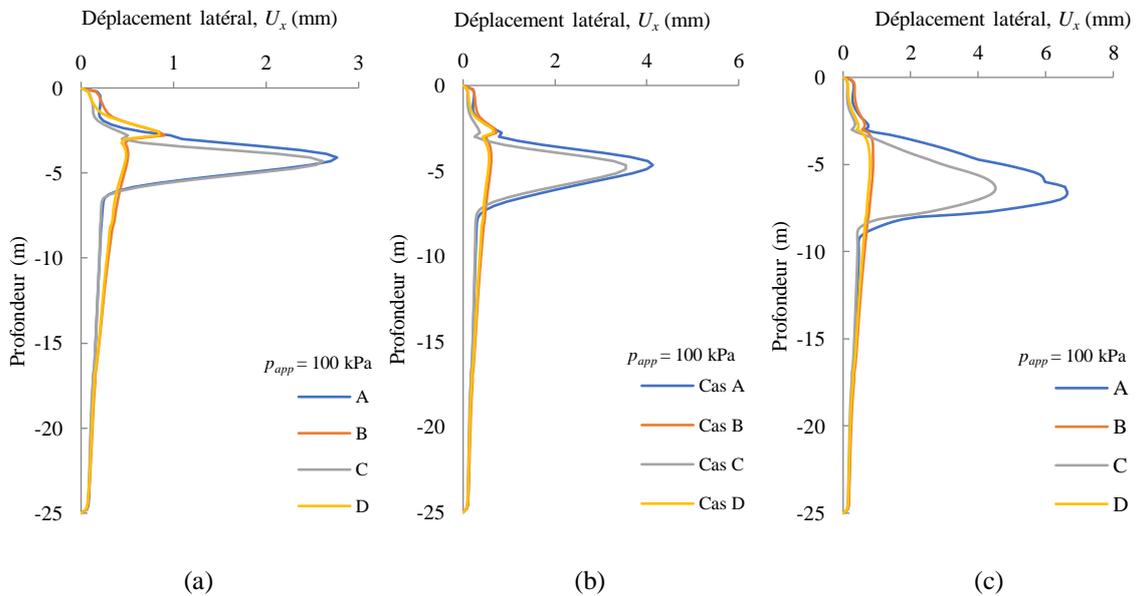


Figure 4.22 : Variation du déplacement latéral de la colonne de centre avec la profondeur :

(a) $\alpha = 0.34$; (b) $\alpha = 0.24$; (c) $\alpha = 0.13$

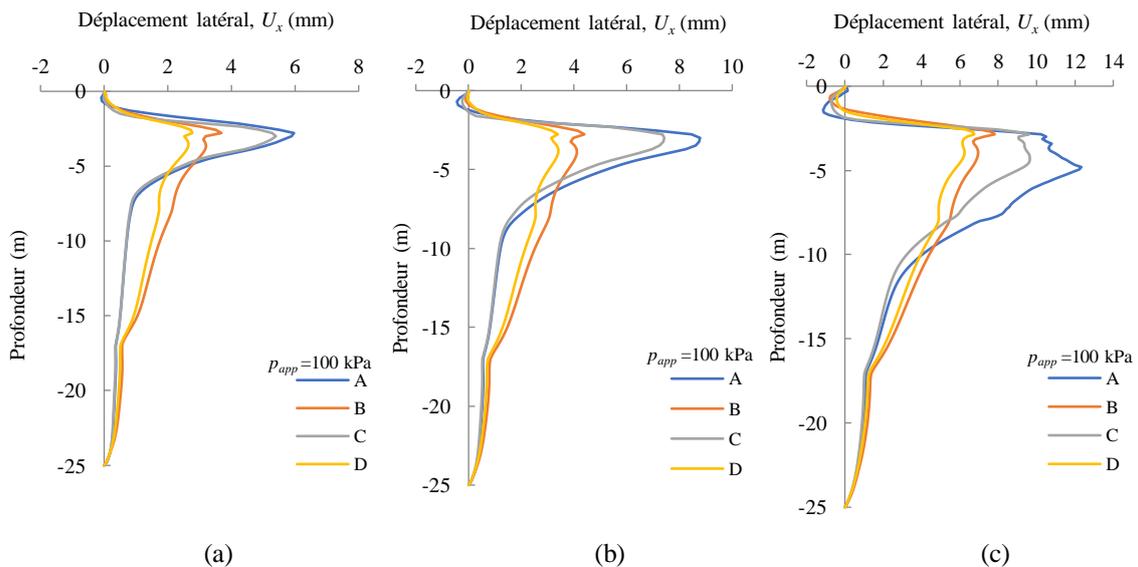


Figure 4.23 : Variation du déplacement latéral de la colonne de bord avec la profondeur :

(a) $\alpha = 0.34$; (b) $\alpha = 0.24$; (c) $\alpha = 0.13$

Les figures 4.24 et 4.25 montrent la variation du déplacement latéral des colonnes (de centre et de bord) avec la profondeur avec des différentes pressions appliquées ($p_{app} = 50, 100$ et 200 kPa).

Pour tous les cas analysés (figures 4.24 et 4.25), le déplacement latéral augmente avec l'augmentation de l'intensité de chargement. On remarque dans la figure 4.24 et 4.25 que la prise en compte des effets de l'installation réduit en général l'expansion maximum des colonnes. Cependant, cette réduction est négligeable dans le cas d'une faible pression ($p_{app} = 50$ kPa) et elle est plus claire avec une pression appliquée moyenne ($p_{app} = 100$ kPa). Néanmoins, pour une pression plus élevée ($p_{app} = 200$ kPa), l'expansion n'a été réduite que dans les cas B et D, alors que dans le cas C l'expansion est presque similaire à celle du cas A (figure 4.24-c et figure 4.25-c). On peut dire à partir de ces résultats que l'effet de l'accroissement de la rigidité du sol (cas C) ne peut réduire l'expansion de la colonne à une pression appliquée plus élevée. Cela indique encore une fois que l'expansion est principalement influencée par les valeurs des coefficients de pression latérale du sol environnant les colonnes plutôt que par la valeur de la rigidité.

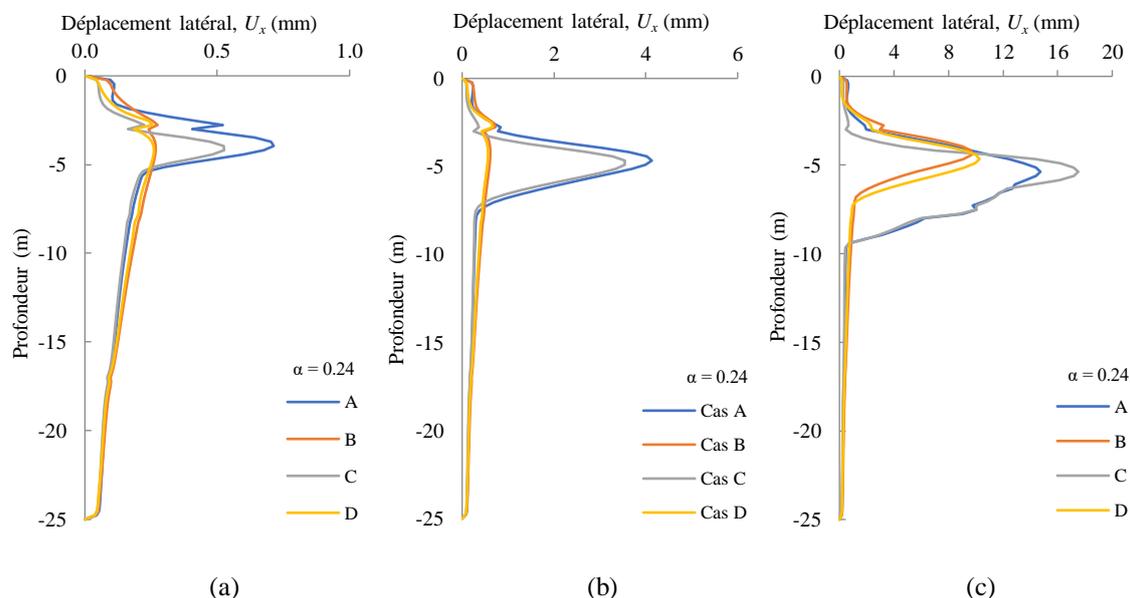


Figure 4.24 : Variation du déplacement latéral de la colonne de centre avec la profondeur :
(a) 50 kPa ; (b) 100 kPa ; (c) 200 kPa

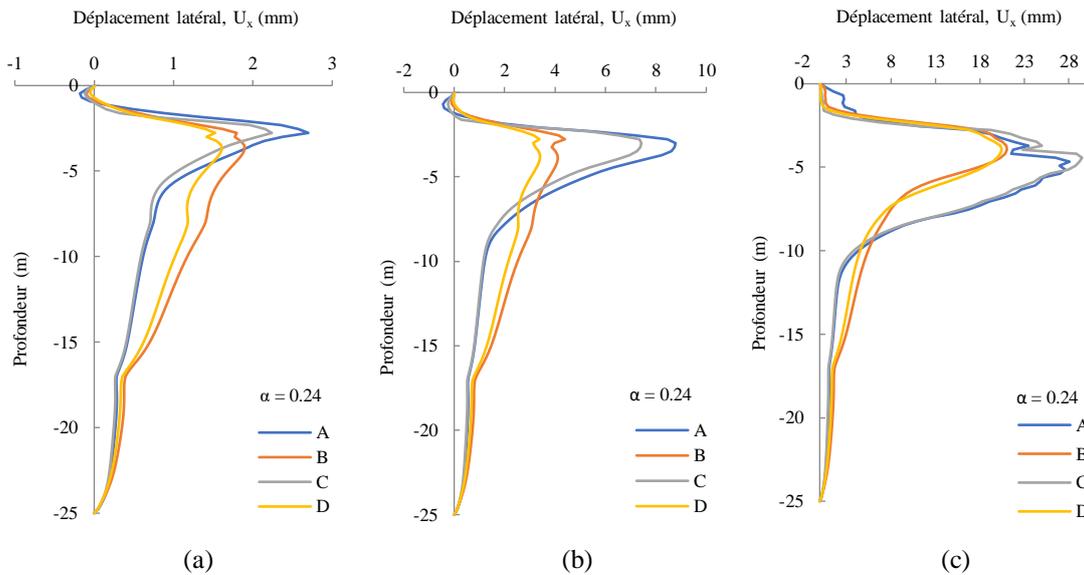


Figure 4.25 : Variation du déplacement latéral de la colonne de bord avec la profondeur :
(a) 50 kPa ; (b) 100 kPa ; (c) 200 kPa

4.4.5.2 Tassement de la fondation

Les courbes pression-tassement de la fondation circulaire pour les différents cas analysés (A, B, C et D) et pour les différents taux de substitutions sont tracées sur la figure 4.26. Il est évident dans la figure 4.26 que le tassement augmente avec l'augmentation de la pression appliquée et la diminution du taux de substitution, avec ou sans tenir compte des effets de l'installation. En général, la prise en compte des effets de l'installation entraîne une réduction dans le tassement de la fondation, comme illustré à la figure 4.26. Cependant, il semble que la prise en compte des effets de l'installation a un impact négligeable sur la réduction du tassement à faible chargement ($p_{app} < 100$ kPa). Ceci est dû au fait que les déformations des colonnes restent très faibles à ce stade de chargement. À titre d'exemple dans la figure 4.24 et 4.25, la prise en compte des effets de l'installation produit un résultat négligeable sur la réduction de l'expansion dans le cas d'une faible pression ($p_{app} = 50$ kPa). Néanmoins, au-delà d'une pression $p_{app} = 100$ kPa, l'efficacité des effets de l'installation devient plus claire. Cela indique que l'impact des effets de l'installation sur la réduction du tassement de la fondation dépend de la charge appliquée.

En ce qui concerne l'impact de chaque effet d'installation, le tassement le plus faible est obtenu dans le cas D, lorsque les effets de l'installation sont représentés à la fois par K_r , K_θ et E . Dans le cas où l'effet de l'installation est représenté seulement par l'augmentation de la rigidité du sol (cas C), la réduction du tassement est plus significative à faible pression ($p_{app} <$

100 kPa) et particulièrement à un taux de substitution élevée, comme indiqué sur la figure 4.26-a. Cependant, à une pression plus élevée, cet effet devient moins significatif et prend la valeur la plus basse par rapport aux autres cas (B et D). De l'autre côté, dans le cas où l'effet de l'installation est représenté uniquement par l'augmentation des coefficients K_r et K_θ (cas B), la réduction du tassement reste négligeable à faible pression. Cependant, à des pressions plus élevées, la réduction du tassement devient plus significative et le tassement prend des valeurs très proches de celles du cas D.

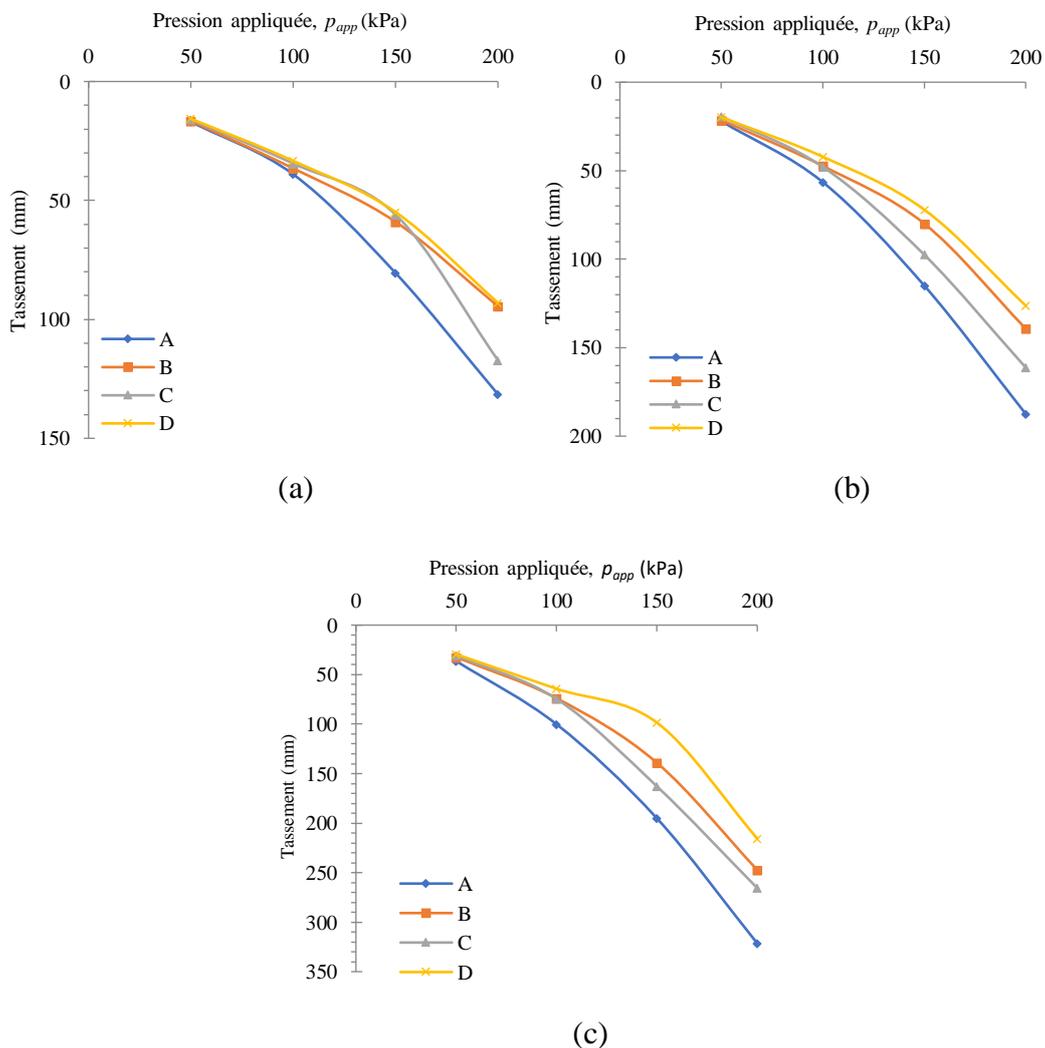


Figure 4.26 : Courbes de pression-tassement des fondations traitées pour les différents cas analysés : (a) : $\alpha = 0.34$; (b) : $\alpha = 0.24$; (c) : $\alpha = 0.13$

On peut dire que pour les cas de faibles pressions ($p_{app} < 100$ kPa) et pour les colonnes rapprochées ($\alpha = 0.34$), les déformations du sol composite en dessous de la fondation seront très faibles. Ainsi, le sol mou à ce stade de chargement se comporte de manière élastique et

que les déformations ne changent qu'en fonction de la valeur de module E (selon la loi de Hooke). Par conséquent, le tassement est principalement influencé par la valeur du module E . Dans ce cas-là, l'efficacité de l'augmentation du module E (cas C) est plus prononcée.

Par ailleurs, lorsque la pression appliquée augmente ($p_{app} > 100$ kPa) et les colonnes sont plus espacées ($\alpha = 0.24$ et 0.13), le tassement de la fondation et l'expansion des colonnes augmentent. Cependant, cette expansion a été réduite dans les cas B et D par rapport au cas C, à cause des valeurs plus élevées des coefficients K_r et K_θ (figure 4.22- 4.25). Des valeurs plus élevées de ces coefficients conduisent à l'augmentation du confinement latéral des colonnes ballastées ce qui confère une résistance plus élevée au sol composite et par conséquent le tassement de la fondation dans le cas B se réduit par rapport au cas C. On peut dire à partir de ces résultats que l'augmentation du coefficient K est plus efficace que l'augmentation du module E .

4.5 Conclusions

Des calculs numériques ont été effectués pour étudier l'efficacité des effets de l'installation d'une colonne ballastée sur les performances des fondations rigides circulaires reposant sur un sol mou amélioré par un groupe de colonnes ballastées. Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- L'installation d'une colonne ballastée dans un sol mou peut être modélisée par une expansion non drainée d'une cavité cylindrique ;
- Immédiatement, les effets de l'installation de la colonne sont marqués d'une part par une augmentation de la contrainte radiale effective et la pression interstitielle dans la zone plastique, d'autre part par une diminution de la contrainte circonférentielle effective et une légère diminution de la contrainte verticale effective due au soulèvement du sol proche de la colonne ;
- Après la consolidation, la dissipation des surpressions interstitielles induit l'amélioration des contraintes effectives radiales et circonférentielles, ce qui entraîne une augmentation des contraintes moyennes effectives, et par conséquent l'amélioration de la rigidité du sol entourant la colonne ;
- On obtient plus de réduction du tassement lorsqu'on considère à la fois l'amélioration des contraintes horizontales effectives et la rigidité du sol dus à l'installation de la colonne. Cette réduction est plus apparente lorsque la charge est élevée ;

- L'amélioration de la rigidité réduit les déformations élastiques du sol mou. Cependant, l'efficacité de cet effet d'installation est plus prononcée dans les cas où les colonnes sont rapprochées et le niveau de chargement est faible ;
- L'expansion des colonnes ballastées est principalement contrôlée par les valeurs des coefficients de pression K_r et K_θ ;
- L'amélioration des coefficients K_r et K_θ donne plus de confinement aux colonnes ballastées. Par conséquent, plus de réduction du tassement est obtenue. Cependant, cet effet est plus significatif dans les cas où le niveau de chargement est élevé ;
- Dans une modélisation axisymétrique, les effets de l'installation doivent être exprimés par les deux effets ; l'amélioration du module de Young E et l'amélioration des coefficients de pression latérale des terres K_r et K_θ .

Les effets de l'installation doivent être pris en compte dans les études numériques de l'amélioration du sol par des colonnes ballastées. Cependant, plus d'études expérimentales sur les effets de l'installation sont fortement encouragées pour confirmer les résultats actuels et mieux comprendre le comportement des colonnes.

Chapitre 5

Evaluation numérique de la longueur optimale des petits groupes de colonnes ballastées

5.1 Introduction

La performance du tassement des fondations rigides traitées par de petits groupes de colonnes ballastées flottantes a fait l'objet de plusieurs essais en modèles réduits. Black et al. (2011) ont indiqué que le tassement peut être contrôlé à l'aide d'un taux de substitution plus élevé avec des colonnes courtes ou d'un taux de substitution faible avec des colonnes longues. Cependant, au-delà d'une longueur de 8 à 10 fois, le diamètre de la colonne, la réduction du tassement devient négligeable. La longueur optimale des colonnes ballastées et le taux de substitution sont les paramètres principaux pour la conception de petits groupes de colonnes ballastées flottantes.

La plupart des études antérieures portant sur la performance du groupe de colonnes ballastées ont été réalisées avec des tests sur des modèles réduits ou des analyses numériques. Les tests au laboratoire ont été effectués généralement dans un sol homogène préparé au laboratoire, dans lequel les colonnes ont été installées avec un processus simplifié qui ne simule pratiquement pas le processus comme en milieu réel. De la même manière, la plupart des études numériques n'ont pas tenu compte de l'effet de l'installation de la colonne ballastée.

Des études expérimentales et numériques (Watts et al. 2000 ; Kirsch 2006 ; Guetif et al. 2007; Castro et Karstunen 2010 ; Castro et al. 2014; Sexton et McCabe 2015; Benmebarek et al. 2018 ; Remadna et Benmebarek 2018) ont montré que l'installation de la colonne ballastée

entraîne une augmentation significative dans les contraintes horizontales ainsi que dans la rigidité du sol entourant la colonne. Par conséquent, le sol est plus amélioré avec la prise en compte de ces effets d'installation. De plus, des études expérimentales sur le terrain (Watts et al. 2000 ; Corneille 2007) ont montré que le niveau de chargement appliqué avait une influence principale sur la réduction du tassement des fondations traitées avec de petits groupes de colonnes ballastées.

Dans ce chapitre, des analyses en éléments finis ont été effectuées pour étudier l'effet de l'installation de colonnes ballastées et du niveau de la charge sur la longueur optimale de petits groupes de colonnes ballastées. Tout d'abord, des fondations circulaires rigides traitées avec de petits groupes de colonnes ballastées ayant des longueurs et des taux de substitutions différents ont été modélisées pour étudier l'effet de l'installation de la colonne ballastée sur le tassement de la fondation et la longueur optimale des colonnes. De plus, le déplacement latéral et les déformations totales de cisaillement des colonnes ont été étudiés. Ensuite, les fondations ont été soumises à différentes pressions appliquées pour étudier l'influence du niveau de chargement sur la longueur optimale des colonnes ballastées.

5.2 Modélisation en éléments finis

5.2.1 Modèle numérique

Le code de calcul par éléments finis Plaxis 3D 2016 a été utilisé pour modéliser des fondations circulaires rigides traitées avec de petits groupes de colonnes ballastées. Une fondation circulaire de diamètre $D = 5$ m et des colonnes ayant un diamètre $d = 0.8$ m ont été adoptées dans la présente modélisation. Les colonnes ont été installées selon un maillage triangulaire avec deux taux de substitutions différents $\alpha = 0.18$ et 0.36 . L'espace (s) et le nombre de colonnes (N) ont été modifiés pour obtenir les deux taux de substitutions comme illustré dans la figure 5.1. La longueur de la colonne (L) a été augmentée de $L = 4$ m ($0.8D$) à $L = 12$ m ($2.4D$) avec un incrément de 2 m.

Pour réduire le temps de calcul, seul un quart de la géométrie a été modélisé, comme indiqué sur la figure 5.2. Les frontières, inférieures et latérales sont situées à une distance de $4D$ du centre de la fondation afin de minimiser l'effet des bords. Le choix des dimensions du modèle numérique a été adapté en se basant sur l'expérience des études numériques 3D existant dans la littérature (Castro 2014b, 2017 ; Tan et al. 2014 ; Elsayy et El-Garhy 2017). La frontière inférieure est supposée fixe, et les faces latérales représentant les plans de symétrie d'une part

et les plans frontières du domaine d'étude d'autre part sont maintenues dans la direction horizontale.

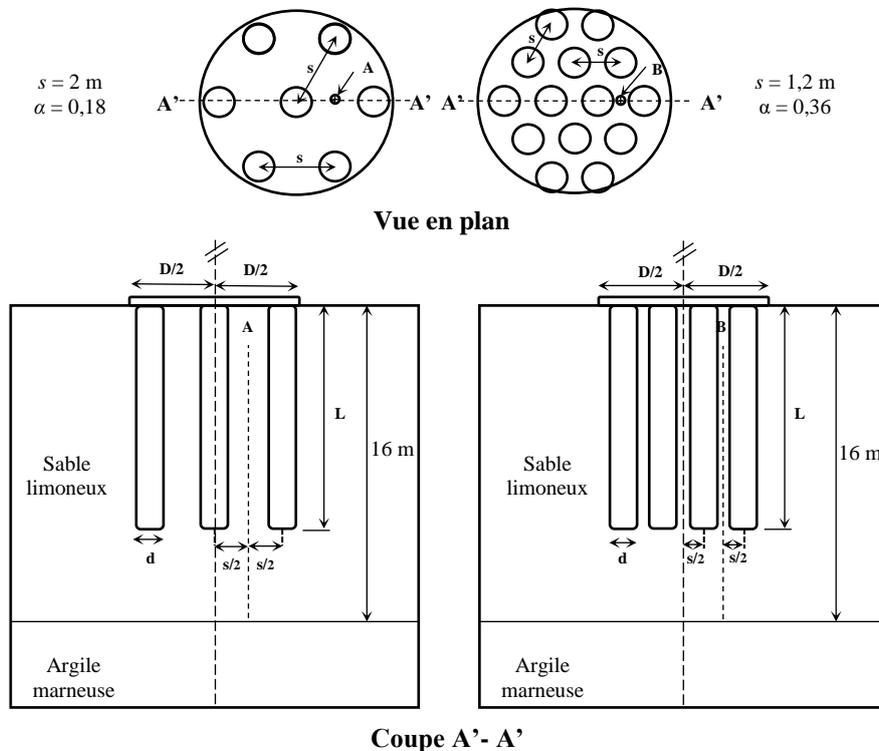


Figure 5.1 : Présentation du cas étudié (groupe de colonnes ballastées sous une fondation circulaire)

Le sol et les colonnes ballastées ont été modélisés à l'aide des éléments tétraédriques à 10 nœuds. La fondation circulaire a été modélisée par un élément plaque avec des éléments triangulaires à 6 nœuds. Au voisinage de la fondation, le maillage est raffiné et élargi progressivement vers les limites du modèle. Des calculs préliminaires ont été effectués pour fixer le maillage optimum qui donne des résultats avec une précision acceptable et moyennant un temps de calcul convenable. Le maillage adopté est représenté dans la figure 5.2.

Les propriétés du sol initial ont été prises à partir d'un projet réel de colonnes ballastées "Consolidation du terminal à conteneurs dans le port d'Alger (Algérie)". Le profil du sol est composé de sable limoneux ayant une épaisseur de 16 m surmontant une argile marneuse plus profonde. Les valeurs des paramètres des deux couches du sol sont présentées dans le tableau 5.1. La nappe phréatique est située à environ 1 m au-dessous de la surface libre du sol, alors

que dans cette analyse, elle a été considérée à la surface pour représenter le cas le plus défavorable.

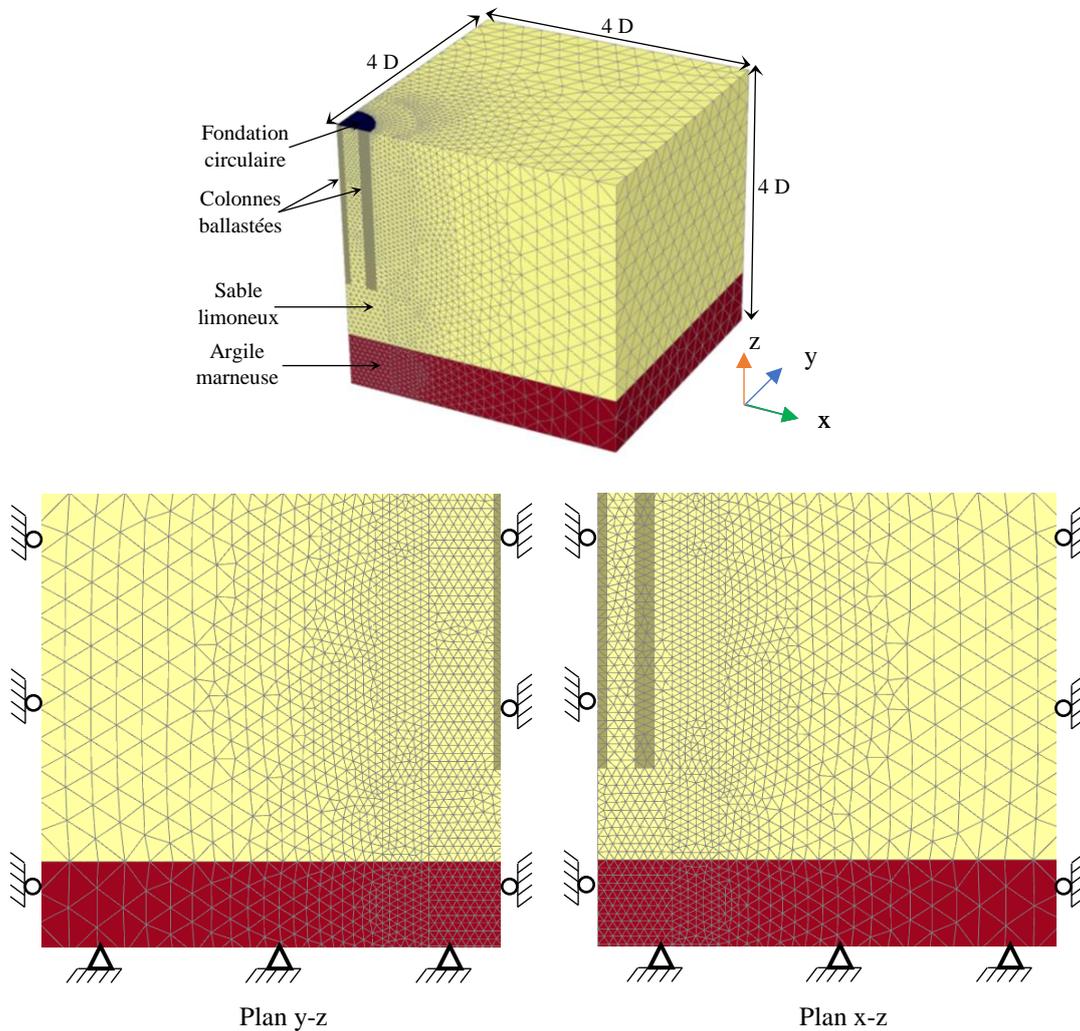


Figure 5.2 : Maillages et conditions aux limites du modèle numérique ($\alpha = 0.18$)

En raison de l'absence du matériau de colonne utilisé dans ce projet, ces paramètres ont été choisis dans la littérature (les mêmes paramètres utilisés dans le chapitre précédent). Le modèle utilisé dans cette étude pour le sol et la colonne ballastée est le modèle, élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb. Un élément de plaque a été utilisé pour modéliser la semelle de 0.5 m d'épaisseur. La plaque a été modélisée comme un matériau élastique très rigide avec $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$, $E = 3 \times 10^7 \text{ kPa}$ et $\nu = 0.15$. Ces valeurs représentent les propriétés du béton ordinaire généralement utilisé pour les semelles rigides.

Tableau 5.1 : Paramètres du sol et de la colonne ballastée

	Profondeur (m)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)	E (MPa)	ν'	k_h (m/s)
Sable limoneux	0-16	19.62	1	32	0	5.5	0.27	10^{-6}
Argile marneuse	16-20	19.31	35	27	0	26	0.3	1.74×10^{-10}
Colonne ballastée	0-12	19	1	45	15	70	0.3	1.97×10^{-5}

5.2.2 Procédé de la simulation numérique

La première étude de ce travail porte sur l'évaluation de la longueur optimale d'un groupe de colonnes ballastées situées au-dessous d'une fondation rigide en tenant compte de l'effet de l'installation. Plusieurs études expérimentales et numériques ont montré que l'installation des colonnes ballastées augmente les contraintes horizontales effectives du sol entourant les colonnes. Par conséquent, l'effet de l'installation est généralement représenté par un coefficient de pression latérale du sol de post-installation (K), qui est supérieur au coefficient de pression latérale du sol au repos (K_0). L'installation des colonnes ballastées augmente aussi la rigidité du sol à cause de la densification du sol. Cependant, dans cette étude, l'amélioration de la rigidité initiale du sol n'a pas été considérée. Ainsi, l'effet de l'installation est représenté par le coefficient de pression latérale du sol (K).

Au voisinage de la colonne, K prend la valeur la plus élevée et diminue progressivement au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la colonne. Les mesures in-situ de Kirsch (2006) ont indiqué que le coefficient K_0 augmente jusqu'à une distance de $4d$ à $8d$ de l'axe de la colonne. D'autres analyses numériques (Castro et Karstunen 2010 ; Sexton et McCabe 2015; Benmebarek et al. 2018) ont prédit une augmentation de K_0 de $5d$ à $10d$.

Dans la présente analyse, l'augmentation de K_0 a été considérée jusqu'à une distance d'environ $4d$ de l'axe de la colonne, comme illustré dans la figure 5.3. Au voisinage des colonnes, K_0 a été augmenté à une valeur de « $a.K_0$ », tandis que, dans la zone de $1.5d$ à $4d$ (de l'axe de la colonne de bord) le coefficient K_0 a été augmenté jusqu'à « $b.K_0$ » (c'est-à-dire la moyenne entre K_0 et $a.K_0$). L'étude a été réalisée avec différents cas nommés K_0 , $2K_0$, $3K_0$ et

$4K_0$ en faisant varier la valeur de « a et b ». Le détail de cette étude est résumé dans la figure 5.3 et le tableau 5.2.

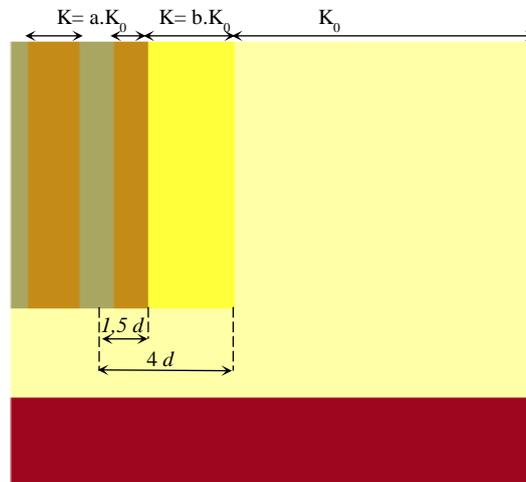


Figure 5.3 : Dimensions des zones concernées par l'augmentation de K_0

Le chargement a été appliqué sur la fondation circulaire par une surface de pression uniforme. Une pression de 100 kPa a été appliquée sur la fondation, qui correspond à la pression de travail de la fondation non traitée. Le critère de tassement est généralement le facteur déterminant pour la conception des colonnes ballastées dans les sols mous. En pratique, les fondations reposant sur les colonnes ballastées ne sont pas chargées jusqu'à la rupture, bien que, la pression de travail est généralement prise en compte dans les études numériques (e.x. Killeen et McCabe 2014 ; Tan et al 2014 ; Castro 2014b ; Elsayy et El-Garhy 2017).

Tableau 5.2 : Les valeurs du coefficient de pression latérale du sol (K) utilisées dans l'analyse

	A	b
K_0	1.0	1.0
$2 K_0$	2.0	1.5
$3 K_0$	3.0	2.0
$4 K_0$	4.0	2.5

La seconde recherche effectuée dans ce chapitre vise à étudier l'influence du niveau de la charge appliquée à la fondation sur la longueur optimale d'un groupe de colonnes ballastées. Pour cela, la surface de pression a été appliquée par incréments jusqu'à 300 kPa. Cette pression

est supérieure à la capacité portante de la fondation non traitée. L'analyse a été effectuée en utilisant les coefficients de pression latérale du sol du cas nommé $2K_0$ dans le tableau 5.2.

5.3 Comparaison avec les méthodes analytiques

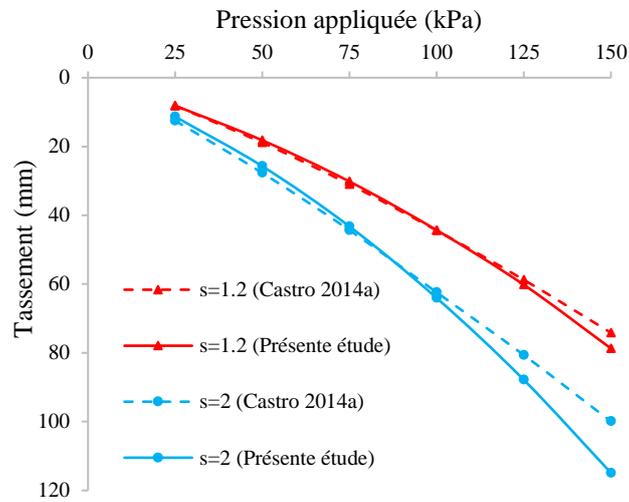
Faute de résultats expérimentaux, la validation des modèles numériques a été réalisée par des solutions analytiques. La comparaison a été faite avec des méthodes récentes (Castro 2014a ; Ng et Tan 2015). La comparaison a été effectuée avec une longueur de colonne de 12 m ($2.4D$) car la méthode de Castro (2014a) n'est valable que pour les colonnes de longueur supérieure à $2B$ (B est la largeur de la fondation). De plus, les solutions analytiques ne prenant pas en compte l'effet de l'installation, la comparaison a donc été faite avec le cas nommé K_0 présenté dans le tableau 3 (sans effet d'installation). La variation du tassement de la fondation en fonction de la pression appliquée obtenue par la modélisation en éléments finis et les solutions analytiques est illustrée à la figure 5.4.

En premier lieu, la figure 5.4-a montre clairement que les résultats de l'analyse numérique sont en bon accord avec ceux de la solution analytique de Castro (2014a) pour les pressions inférieures à 100 kPa. Cependant, une légère différence est observée pour les pressions supérieures à 100 kPa. La solution de Castro (2014a) sous-estime légèrement le tassement à des pressions plus élevées, car elle ne prend pas en compte les déformations plastiques dans le sol mou. Castro (2014a) a indiqué que la solution analytique n'est valable que pour les fondations soumises à des charges faibles à modérées (inférieures à 50-100 kPa pour les cas courants).

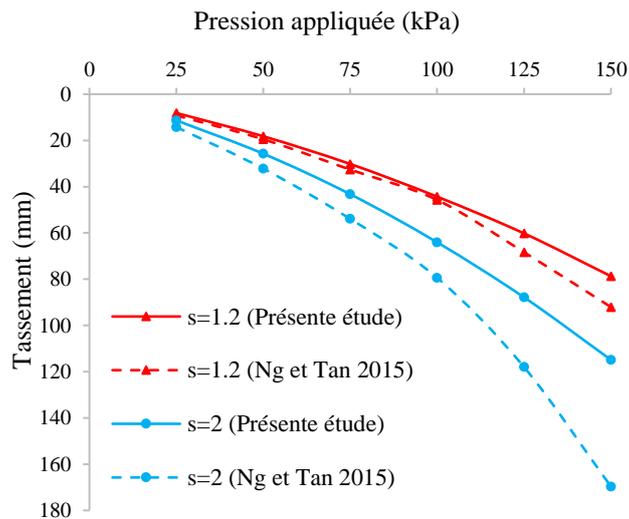
En second lieu (figure 5.4-b), les courbes de la modélisation numérique et la solution analytique de Ng et Tan (2015) ne sont adjacentes que lorsque la fondation est traitée avec 14 colonnes ($s = 1.2$). Ng et Tan (2015) ont indiqué que la méthode est utile pour les groupes de 9 à 100 colonnes. Ceci explique probablement la raison de la différence entre les résultats lorsque la fondation est traitée avec 7 colonnes ($s = 2$).

De plus, la différence entre les résultats tend à augmenter avec l'accroissement de la pression appliquée, que ce soit pour 7 ou 14 colonnes. Ng et Tan (2015) ont utilisé un facteur de correction pour réduire la rigidité composite entre le sol et les colonnes afin de prendre en compte les déformations plastiques. Ce facteur augmente avec l'augmentation de la pression appliquée. Cependant, l'augmentation de ce facteur réduit la rigidité équivalente dans la couche améliorée et augmente donc le tassement. Par conséquent, la source de l'écart entre les résultats

numériques et analytiques (figure 5.4-b) à une pression appliquée plus élevée peut être liée à l'imprécision dans l'estimation du facteur de correction par Ng et Tan (2015).



(a)



(b)

Figure 5.4 : Comparaison des résultats numériques avec les résultats des solutions analytiques : (a) Castro (2014a) ; (b) Ng et Tan (2015)

5.4 Résultats et discussion

5.4.1 Effet de l'installation des colonnes ballastées

Le coefficient de pression latéral du sol entourant les colonnes a été augmenté d'une valeur au repos (K_0) à une valeur de post-installation (K), comme illustré dans la figure 5.3 et le tableau 5.4 pour étudier son influence sur les performances du tassement de la fondation et

la longueur optimale des colonnes. La figure 5.5 montre l'influence de l'augmentation de K_0 sur la variation du tassement de la fondation par rapport à la longueur de la colonne normalisée (L/D). La figure 5.5 montre bien que le tassement diminue avec l'augmentation de la longueur de la colonne jusqu'à une certaine longueur, tandis qu'au-delà de cette longueur, le tassement de la fondation reste pratiquement constant. Cette longueur représente la longueur optimale du groupe des colonnes ballastées. La longueur optimale dépend de la dimension de la fondation et elle est généralement normalisée par le diamètre (D) ou la largeur (B) de la fondation. Pour les cas sans effet d'installation (K_0), la longueur optimale des colonnes est d'environ $1.6D$. Ce résultat est en bon accord avec les résultats des études antérieures. Wehr (2004) a recommandé une longueur optimale de $1.5D$, tandis que Castro (2014a, 2014b) a suggéré une longueur optimale autour de $2B$.

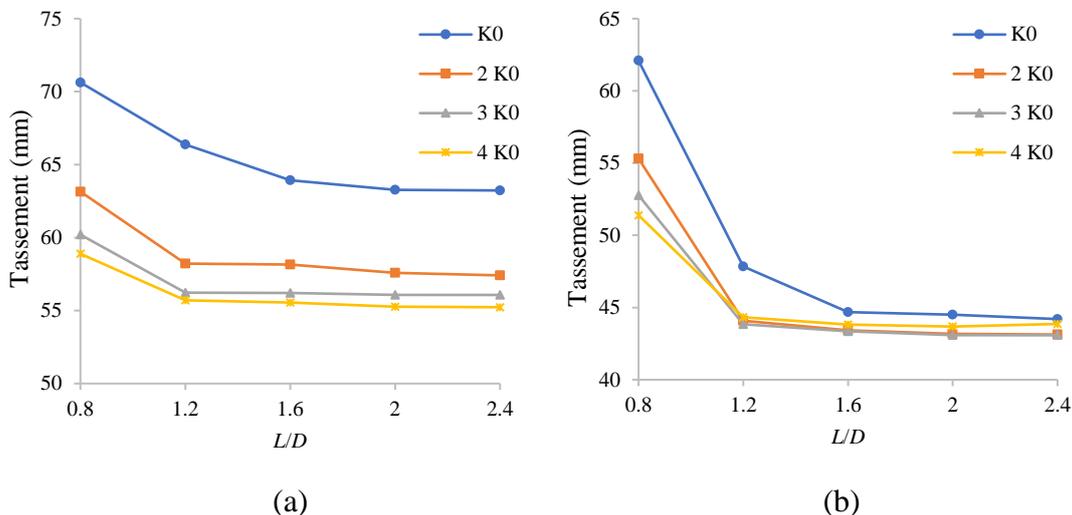


Figure 5.5 : Influence de l'augmentation de K_0 sur le tassement de la fondation avec différentes longueurs de la colonne : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$

En ce qui concerne l'effet de l'installation, la figure 5.5 montre que l'augmentation du coefficient de pression latérale du sol à une valeur post-installation ($> K_0$) entraîne une diminution significative du tassement. Néanmoins, l'influence de l'augmentation de K_0 sur le tassement de la fondation est plus significative pour le cas du faible taux de substitution ($\alpha = 0.18$) que pour le cas d'un taux de substitution plus élevé ($\alpha = 0.36$). Ceci s'explique du fait que les colonnes sont bien confinées et dépendent donc moins de l'augmentation de K_0 dans le cas d'un taux de substitution élevé. Un résultat similaire a été prédit par McCabe et Killen (2014).

De plus, la figure 5.5 montre que la longueur optimale des colonnes est d'environ $1.2D$ une fois que K_0 passe à une valeur de post-installation ($2K_0$, $3K_0$, $4K_0$), c'est-à-dire que la réduction du tassement devient négligeable au-delà d'une longueur de colonne de $1.2D$ (6 m). Par exemple, la réduction du tassement est inférieure à 1 mm lorsque la longueur des colonnes augmente de $1.2D$ à $2.4D$ pour les cas $2K_0$, $3K_0$ et $4K_0$. Ces résultats indiquent que l'augmentation de K_0 a deux effets bénéfiques ; elle réduit le tassement de la fondation et réduit également la longueur optimale des colonnes ballastées.

Néanmoins, l'augmentation de K_0 jusqu'à des valeurs supérieures à $2K_0$ et $3K_0$ pour $\alpha = 0.36$ et $\alpha = 0.18$ respectivement ne conduit pas à une réduction significative que ce soit dans le tassement ou la longueur optimale des colonnes. Au contraire, on observe une légère augmentation du tassement dans le cas de $\alpha = 0.36$ si le coefficient K_0 augmente jusqu'à $4K_0$ (Figure 5.5-b). Cela indique que l'augmentation de ce coefficient à une valeur élevée ne donne pas toujours un effet positif.

Par ailleurs, le coefficient de pression latéral du sol du cas $2K_0$ (qui est d'environ $K = 1$) donne toujours un effet positif. Par conséquent, la proposition de Priebe (1995) en suggérant $K = 1$ est une approche utile pour considérer l'effet de l'installation des colonnes ballastées.

La figure 5.6 montre la variation du déplacement vertical du sol (aux points A et B de la figure 5.1) avec la profondeur, traitée avec différentes longueurs de colonne ($L/D = 1.2$, 1.6 et 2) et pour les cas avec et sans effet de l'installation (K_0 et $2K_0$). On remarque bien dans la figure 5.6 que le déplacement vertical diminue lorsque le coefficient de pression latérale du sol augmente à une valeur de $2K_0$ particulièrement à faible profondeur, mais au-delà de la profondeur de traitement, les déplacements verticaux prennent des valeurs similaires.

Cependant, pour les colonnes les moins espacées (Figure 5.6-b), l'influence de K_0 n'est évidente que pour le cas d'une colonne courte ($L/D = 1.2$). Cela explique probablement la raison pour laquelle l'influence de l'augmentation du coefficient K_0 est plus significative pour les colonnes assez espacées ($\alpha = 0.18$) plutôt que pour les colonnes les moins espacées ($\alpha = 0.36$). Dans la figure 5.6, le déplacement vertical à faible profondeur prend des valeurs similaires au-delà d'une longueur de colonne de $1.6D$ pour le cas de K_0 , alors qu'il est pratiquement invariable même avec une longueur de colonne de $1.2D$ pour le cas de $2K_0$. Ceci explique probablement la raison de la réduction de la longueur optimale des colonnes de $1.6D$ à $1.2D$ lorsque l'effet de l'installation a été pris en compte.

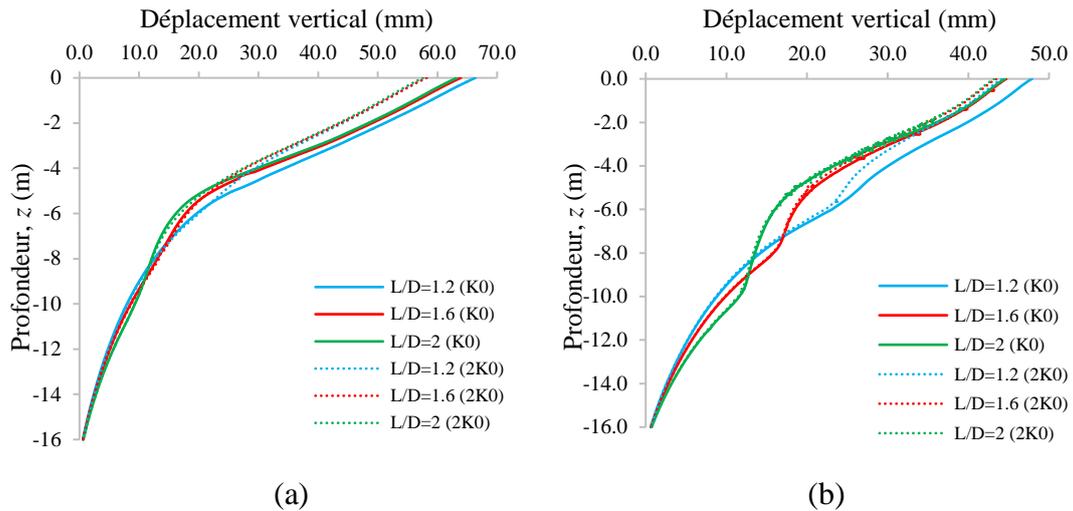


Figure 5.6 : Influence de l'augmentation de K_0 sur la variation du déplacement vertical avec la profondeur : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$

Des essais en modèle réduit menés par Muir Wood et al. (2000) ont montré que la déformation de petits groupes de colonnes ballastées au-dessous des fondations rigides est très complexe et qu'elle est un multiple des modes de déformation (cisaillement, flexion, expansion et poinçonnement). La figure 5.7 montre la déformée du groupe de colonnes ballastées flottantes ($L/D = 1.2$) évaluée par la présente modélisation numérique.

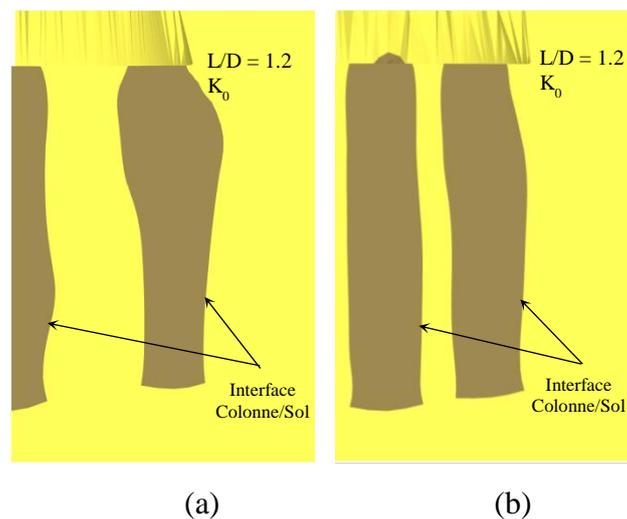


Figure 5.7 : Déformation du groupe de colonnes ballastées flottantes sous une fondation rigide : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$

On peut remarquer dans la figure 5.7 que les colonnes poinçonnent dans le sol sous-jacent (le poinçonnement est plus visible dans les colonnes centrales), aussi elles sont renflées et

fléchies latéralement. Le renflement (l'expansion) est symétrique dans les colonnes centrales, tandis que les colonnes de bords ont tendance à renfler dans la direction non traitée.

L'influence de l'augmentation de K_0 sur la déformation des colonnes a été étudiée en évaluant les déplacements latéraux et les déformations totales du cisaillement au niveau de l'interface colonne/sol (comme illustré dans la figure 5.7) pour une colonne de longueur $L = 6$ m (1.2D).

Les figures 5.8 et 5.9 montrent l'influence de l'augmentation de K_0 sur la variation du déplacement latéral de la colonne de bord et la colonne centrale avec la profondeur. Il est évident que le déplacement latéral de la colonne de bord (figure 5.8) est supérieur à celui de la colonne centrale (figure 5.9). En effet les colonnes de bords offrent un confinement supplémentaire à la colonne centrale, ce qui permet de réduire les déplacements de la colonne centrale. Dans les deux colonnes (figures 5.8 et 5.9), le déplacement latéral augmente jusqu'à une certaine profondeur (qui correspond à la profondeur de l'expansion maximale), tandis qu'au-delà de cette profondeur, le déplacement latéral diminue progressivement.

Dans le même temps, dans le bas de la colonne, le déplacement latéral augmente légèrement à nouveau. En conséquence, la base de la colonne s'incline latéralement en raison de la faible retenue du sol sous-jacent à cette profondeur. McCabe et Killen (2016) ont indiqué que le mode de déformation principal des colonnes courtes est le poinçonnement. Cependant, il ressort des figures 5.8 et 5.9 que les colonnes, non seulement, pénètrent dans le sol, mais aussi se sont renflées et fléchies latéralement. Ces résultats sont en bon accord avec les résultats expérimentaux de McKelvey et al. (2004). Sur la base d'une série de tests en modèle réduit, les auteurs ont observé que les colonnes courtes sont renflées sur toute leur longueur dans la direction non traitée et également enfoncées dans l'argile sous-jacente.

Dans les figures 5.8 et 5.9, il est clair que l'augmentation de K_0 à une valeur de post-installation réduit considérablement le déplacement latéral des colonnes. De plus, la plus grande réduction du déplacement est située à la profondeur de l'expansion maximal et à la base des colonnes. Cependant, l'augmentation de K_0 à des valeurs plus élevées ne donne pas une réduction significative dans le déplacement latéral. La raison principale est l'augmentation de la contrainte horizontale effective du sol environnant, qui offre un meilleur confinement aux colonnes. Un confinement plus élevé réduit le déplacement latéral des colonnes, ce qui entraîne une diminution du déplacement vertical du sol, et par conséquent une réduction du tassement

de la fondation (figure 5.5). Cependant, si la contrainte horizontale effective augmente à des valeurs importantes, le déplacement latéral des colonnes reste constant ainsi que le tassement de la fondation. Alors que l'augmentation de K_0 à des valeurs plus élevées donne un effet négatif dans certains cas. Par exemple, un effet négatif est observé à la profondeur de l'expansion maximale avec l'augmentation du coefficient de pression latérale du sol au-delà de $2K_0$ pour $\alpha = 0.36$ (figure 5.8-b). Ceci explique probablement pourquoi le tassement a été légèrement augmenté lorsque $K = 4K_0$ (figure 5.5b).

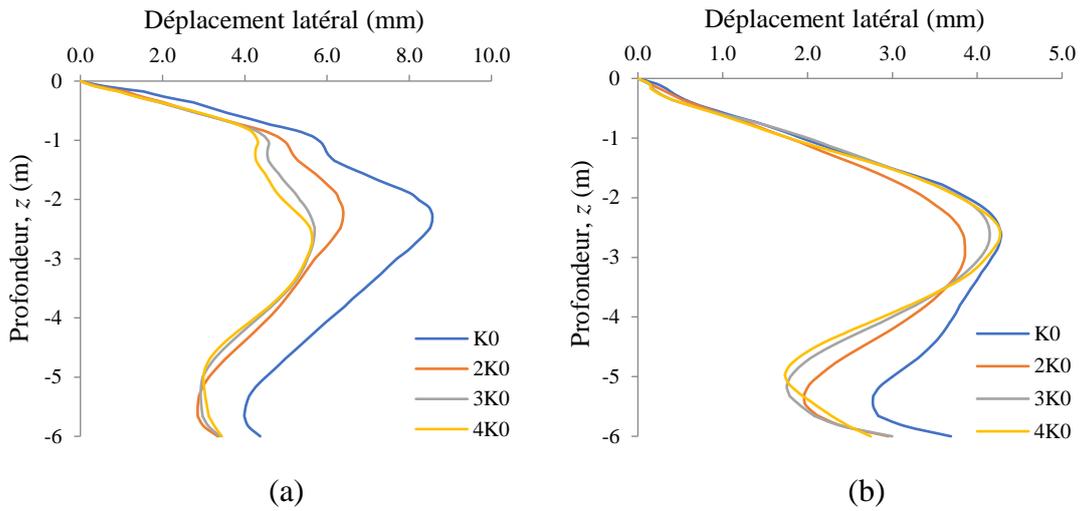


Figure 5.8 : Influence de l'augmentation de K_0 sur la variation du déplacement latéral des colonnes de bord : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$

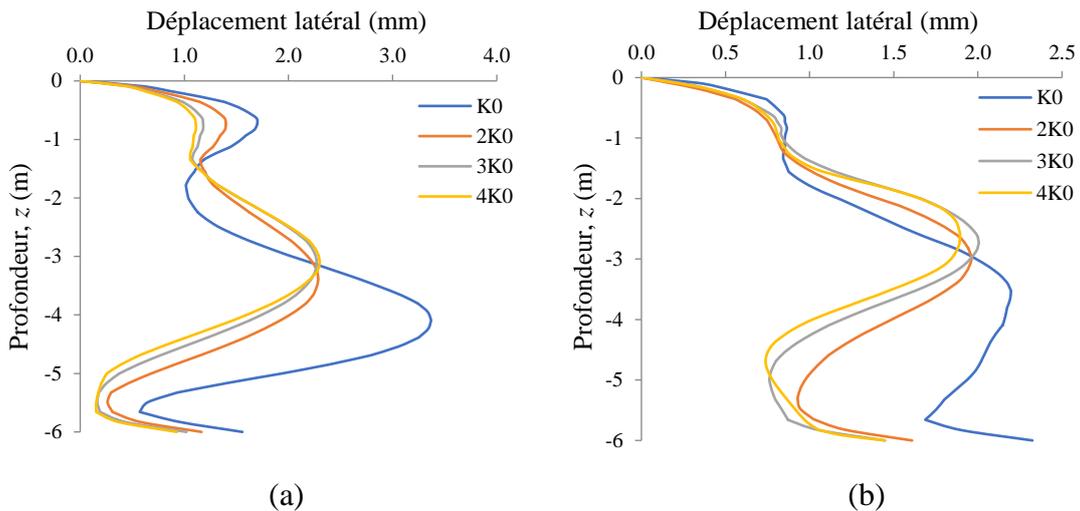


Figure 5.9 : Influence de l'augmentation de K_0 sur la variation du déplacement latéral des colonnes de centre : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$

De plus, on voit clairement dans les figures 5.8 et 5.9 que la forme des courbes reste presque la même avec tous les cas analysés. Cela signifie que l'augmentation de K_0 n'a pas d'influence sur la flexion de la colonne. Par ailleurs, il est clair sur la figure 5.9 que l'augmentation de K_0 réduit considérablement la profondeur de l'expansion maximale de la colonne centrale. À titre d'exemple, la profondeur de l'expansion maximale pour $\alpha = 0.18$ avec K_0 est d'environ 4.1 m, alors qu'elle est d'environ 3.4 m pour le cas de $2K_0$.

Muir Wood et al. (2000) ont expliqué que lorsqu'un groupe de colonnes ballastées est mis au-dessous d'une fondation rigide, la géométrie de la fondation interagit avec la géométrie des colonnes individuelles. Par conséquent, un mécanisme de déformation secondaire se produit entre le coin de la fondation et l'expansion maximale de la colonne centrale sous la forme d'un plan de cisaillement, ce qui conduit à une rupture par cisaillement généralisée avec l'augmentation de la charge appliquée (Wehr 2004).

L'influence de l'augmentation du K_0 sur la répartition des déformations totales de cisaillement avec la profondeur à l'interface colonne/sol pour la colonne de bord et la colonne centrale est illustrée respectivement dans les figures 5.10 et 5.11. C'est évident qu'il y a une forte concentration des déformations totales de cisaillement dans la colonne de bord (figure 5.10) plutôt que dans la colonne centrale (figure 5.11). Les déformations de cisaillement maximales dans la figure 5.10 sont concentrées au sommet de la colonne (environ $z = -1$ m). Cela représente la profondeur où le plan de cisaillement (mode de déformation secondaire) croise la colonne de bord. De plus, les déformations totales de cisaillement restent importantes sous cette profondeur (environ $z = -2$ à -3 m), car l'expansion maximale se produit à cette profondeur (figure 5.8). Au-delà de cette profondeur, les déformations totales de cisaillement diminuent progressivement avec la profondeur, mais elles augmentent légèrement encore une fois à la base de la colonne, comme illustrées dans la figure 5.10. La raison principale de ceci est que la pointe de la colonne se poinçonne dans le sol sous-jacent.

En ce qui concerne l'influence de l'effet de l'installation, on remarque dans les figures 5.10 que l'augmentation de K_0 réduit généralement les déformations totales de cisaillement à n'importe quelle profondeur, que ce soit pour des colonnes étroites ou espacées. Cependant, son influence est plus apparente aux profondeurs de l'expansion maximale (environ $z = -2$ à -3 m). Néanmoins, l'augmentation de K_0 à des valeurs élevées ($> 2K_0$) confère une réduction négligeable des déformations totales de cisaillement, comme illustrée à la figure 5.10.

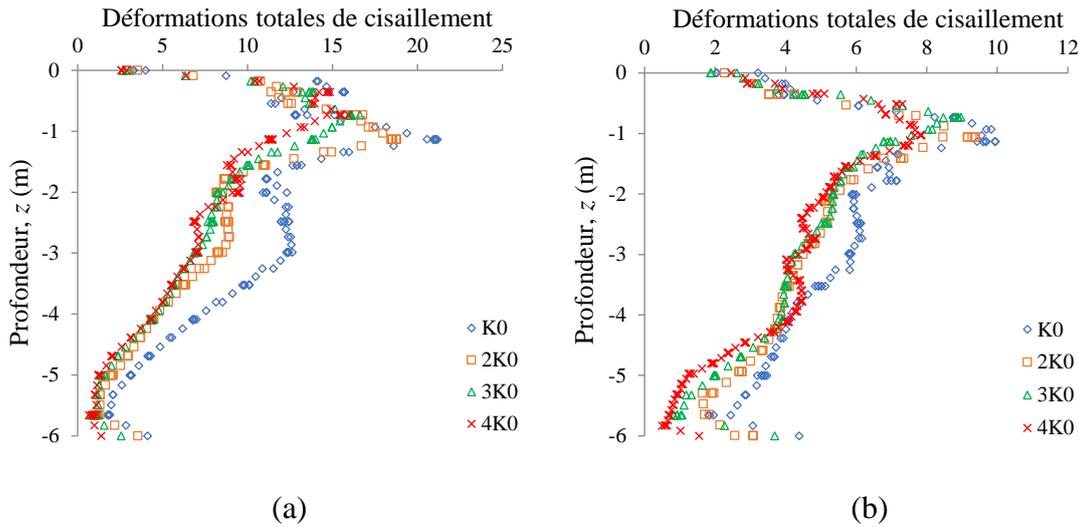


Figure 5.10 : Influence de l'augmentation de K_0 sur la variation des déformations totales de cisaillement des colonnes de bord : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$

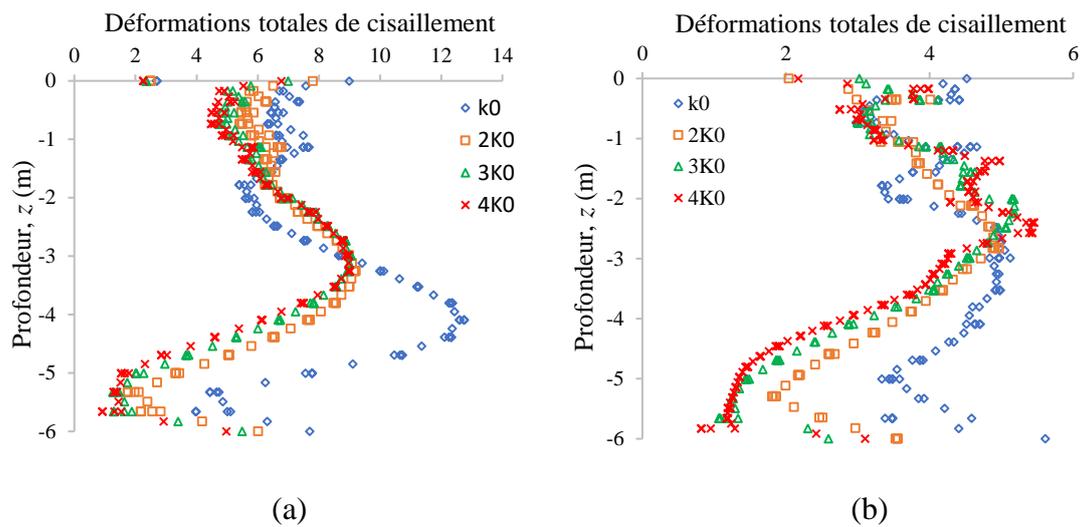


Figure 5.11 : Influence de l'augmentation de K_0 sur la variation des déformations totales de cisaillement des colonnes de centre : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$

La répartition des déformations totales de cisaillement des colonnes centrales (figure 5.11) est différente dans certains points par rapport à celle de la colonne de bord (figure 5.10). Les déformations totales de cisaillement atteignent leurs valeurs maximales plus profondément, environ $z = -2,5$ à -4 m (dépendant de l'espacement et la valeur de K_0). La forte concentration des déformations de cisaillement dans cette profondeur indique que le plan de cisaillement (développé entre le bord de la fondation et la colonne centrale) croise la colonne à cette

profondeur. Dans la figure 5.11, il est clair qu'au sommet de la colonne (environ $z = 0$ à -3 m), l'influence de l'augmentation de K_0 est négligeable à certaines profondeurs, tandis que son influence est négative dans certaines profondeurs, soit pour les colonnes proches et espacées. Cependant, au-delà de $z = -3$ m, les déformations totales de cisaillement diminuent significativement avec l'augmentation de K_0 .

En outre, l'observation principale qui peut être extraite de la figure 5.11 est la réduction de la profondeur de la valeur maximale des déformations totales de cisaillement en augmentant la valeur de K_0 (cette observation est plus claire dans la figure 5.11-a), et qui représente la profondeur de l'expansion maximale (figure 5.9).

La figure 5.12 illustre le contour des déformations totales de cisaillement pour les cas K_0 et $2K_0$. On peut remarquer dans la figure 5.12 que la profondeur du plan de cisaillement est moins profonde dans le cas $2K_0$: la profondeur du plan de cisaillement est d'environ 4.7 m et 3.7 m dans les cas K_0 et $2K_0$ respectivement. Cela indique que la prise en compte de l'effet de l'installation (l'augmentation de K_0) réduit la profondeur du plan de cisaillement qui se concentre entre le bord de la fondation et la profondeur de l'expansion maximale de la colonne centrale. Ceci explique probablement la cause de la réduction de la longueur optimale des colonnes ballastées à $1.2D$ (figure 5.5) en tenant compte de l'effet de l'installation.

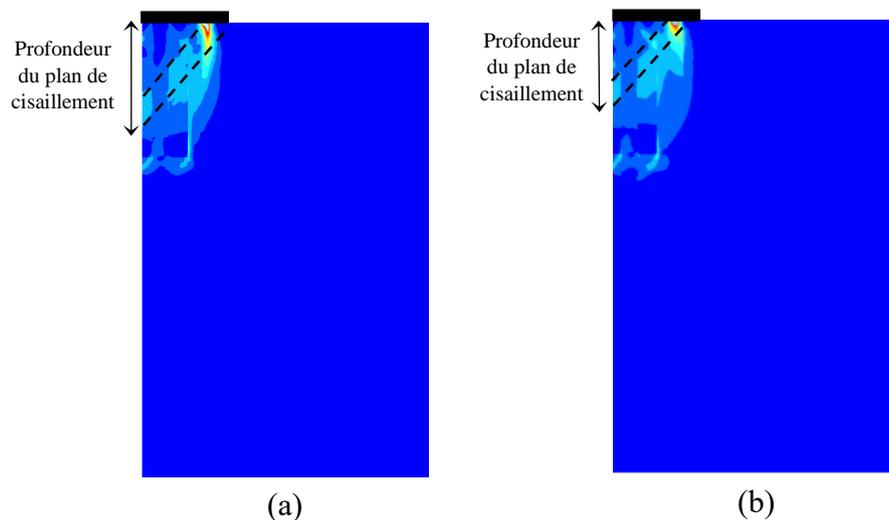


Figure 5.12 : Distribution des déformations totales de cisaillement sous la fondation ($\alpha = 0.18$) : (a) K_0 ; (b) $2K_0$

5.4.2 Influence du niveau de la charge

La seconde investigation de ce chapitre consiste à étudier la relation entre la charge appliquée à la fondation et la longueur optimale des colonnes ballastées. Pour cela, la surface de pression sur la fondation a été appliquée par incrément jusqu'à une pression uniforme de 300 kPa. La figure 5.13 montre la variation du tassement de la fondation avec la pression appliquée pour différentes longueurs de colonne. On remarque dans la figure 5.13 que la longueur optimale des colonnes dépend principalement de la pression appliquée, que ce soit pour les colonnes rapprochées ou les colonnes espacées. Pour une pression appliquée d'environ 100 kPa, une longueur de colonne de $1.2D$ est suffisante pour réduire le tassement de la fondation. Cependant, la longueur optimale des colonnes augmente avec l'augmentation de la pression appliquée. La longueur optimale des colonnes augmente jusqu'à $2D$ pour la pression la plus élevée (300 kPa). Alors qu'elle est d'environ $1.6D$ pour des pressions allant de 100-200 kPa.

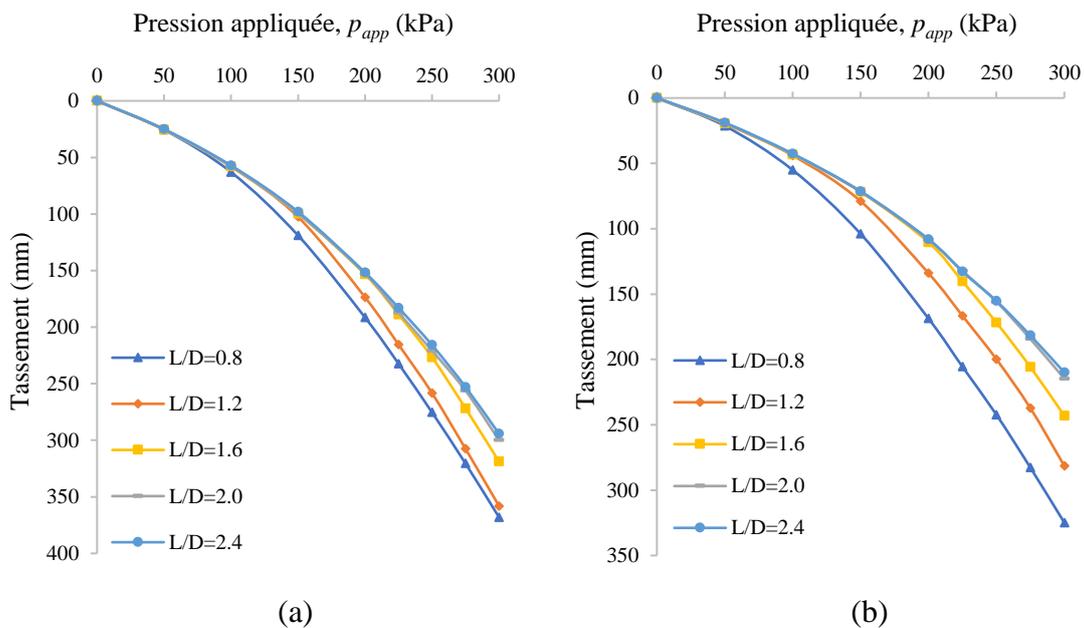


Figure 5.13 : Influence de la pression appliquée sur la longueur optimale des colonnes ballastées : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$

La figure 5.14 montre la propagation des points plastiques au-dessous de la fondation avec différentes pressions appliquées pour des colonnes de longueur $2.4D$. Il est clair dans la figure 5.14 que la profondeur de distribution des points plastiques augmente avec l'augmentation de la pression appliquée. À titre d'exemple, dans la figure 5.14-a, la profondeur des points plastiques (Z_p) est d'environ $1.64D$, $1.95D$ et $2.2D$ pour les pressions de 100, 200 et

300 kPa respectivement comme indiqué dans la figure 5.14. Cela explique probablement la cause de l'augmentation de la longueur optimale des colonnes avec l'augmentation de la pression appliquée. En outre, une petite zone plastique est concentrée autour des pointes des colonnes pour toute pression appliquée comme indiquée à la figure 5.14. Cela indique qu'une partie de la pression verticale a été transférée au sol entourant les pointes des colonnes. Cependant, il semble que cette pression transférée soit faible et ne puisse causer de grandes déformations. Par conséquent, ces déformations ne peuvent pas influencer sur le tassement de la fondation.

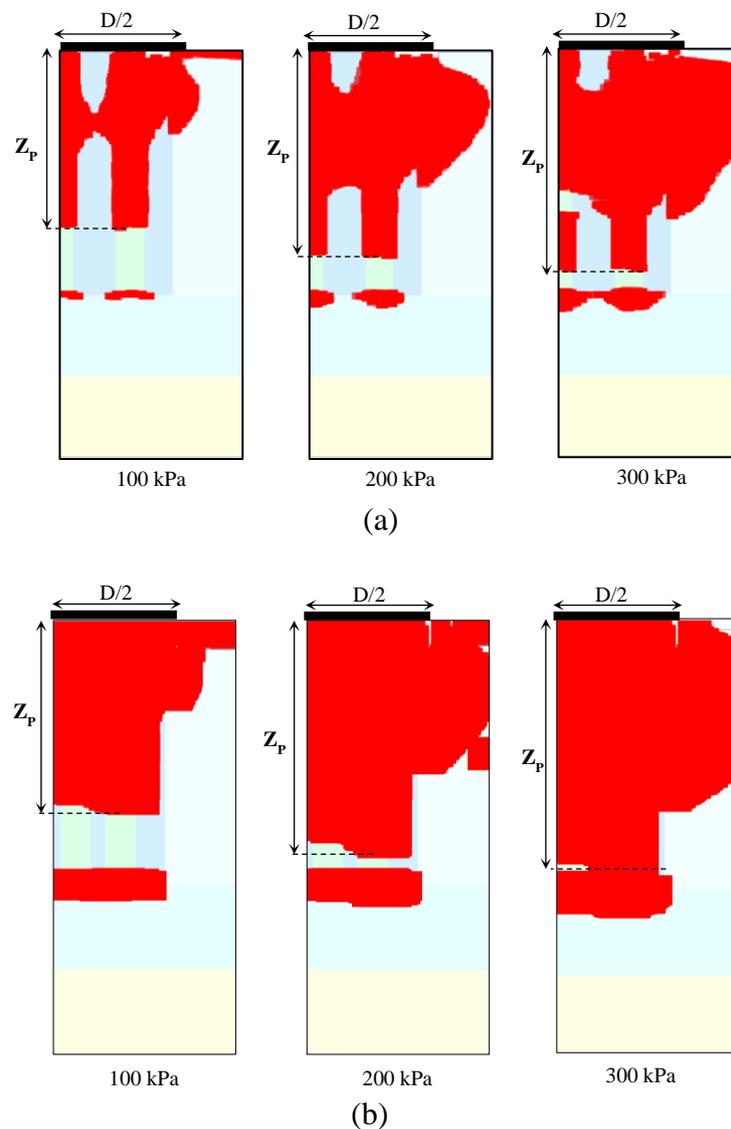


Figure 5.14 : Distribution des points plastiques sous la fondation pour différentes pressions appliquées ($L/D = 2.4$) : (a) : $\alpha = 0.18$; (b) : $\alpha = 0.36$

La figure 5.15 illustre le contour des déformations totales de cisaillement au-dessous de la fondation avec différentes pressions appliquées pour une longueur de colonne de $2.4D$. On remarque dans la figure 5.15 que les déformations de cisaillement les plus élevées se concentrent dans deux zones, la première part du bord de la fondation et s'étend seulement à une certaine profondeur parallèle aux colonnes. Cette zone a été observée dans les analyses numériques antérieures effectuées par Wehr (2006), et qui dépend du déplacement vertical de la colonne de bord par rapport au sol mou. Toutefois, cette zone n'a pas été observée dans les essais sur des modèles réduits (Hu 1995 ; Muir Wood et al. 2000 ; McKelvey et al. 2004). La deuxième zone se concentre entre le bord de la fondation et la profondeur de l'expansion maximale de la colonne centrale selon un plan de cisaillement. Ce dernier mécanisme a été observé par les études numériques ainsi que par les essais sur modèles réduits. L'augmentation de la pression appliquée augmente les déformations de cisaillement dans les deux zones, comme illustré à la figure 5.15.

Castro (2014b) indique que la profondeur du plan de cisaillement (développé entre le bord de la fondation et la colonne centrale) détermine la longueur optimale des colonnes ballastées. Toutefois, selon les résultats actuels, il semble que cette suggestion ne soit pas valable pour une charge plus élevée et qu'elle ne s'applique probablement qu'à une charge plus faible (par exemple, pour une pression appliquée de 100 kPa). Comme la longueur optimale des colonnes augmente avec l'augmentation de la pression appliquée (figure 5.13), la profondeur du plan de cisaillement reste au contraire constante pour toute pression appliquée comme le montre la figure 5.15.

D'autre part, les bulbes des déformations totales de cisaillement sont concentrés plus profondément sous le plan de cisaillement. De plus, l'augmentation de la pression appliquée augmente la profondeur de ces bulbes de cisaillement. Par exemple, la profondeur des déformations totales de cisaillement pour $\alpha = 0,18$ est d'environ $1.22D$, $1.66D$ et $1.96D$ pour les pressions de 100, 200 et 300 kPa respectivement (figure 5.15). Cette profondeur coïncide pratiquement avec la profondeur de la longueur optimale des colonnes (la longueur optimale correspondant aux pressions de 100, 200 et 300 kPa est d'environ $1.2D$, $1.6D$ et $2D$ respectivement).

D'après ces résultats on peut dire que, pour un petit groupe de colonnes ballastées sous une fondation rigide, la longueur optimale dépend principalement de la profondeur de la zone

des déformations totales de cisaillement se concentrant sous la fondation. La profondeur de cette zone détermine la longueur optimale du groupe des colonnes ballastées.

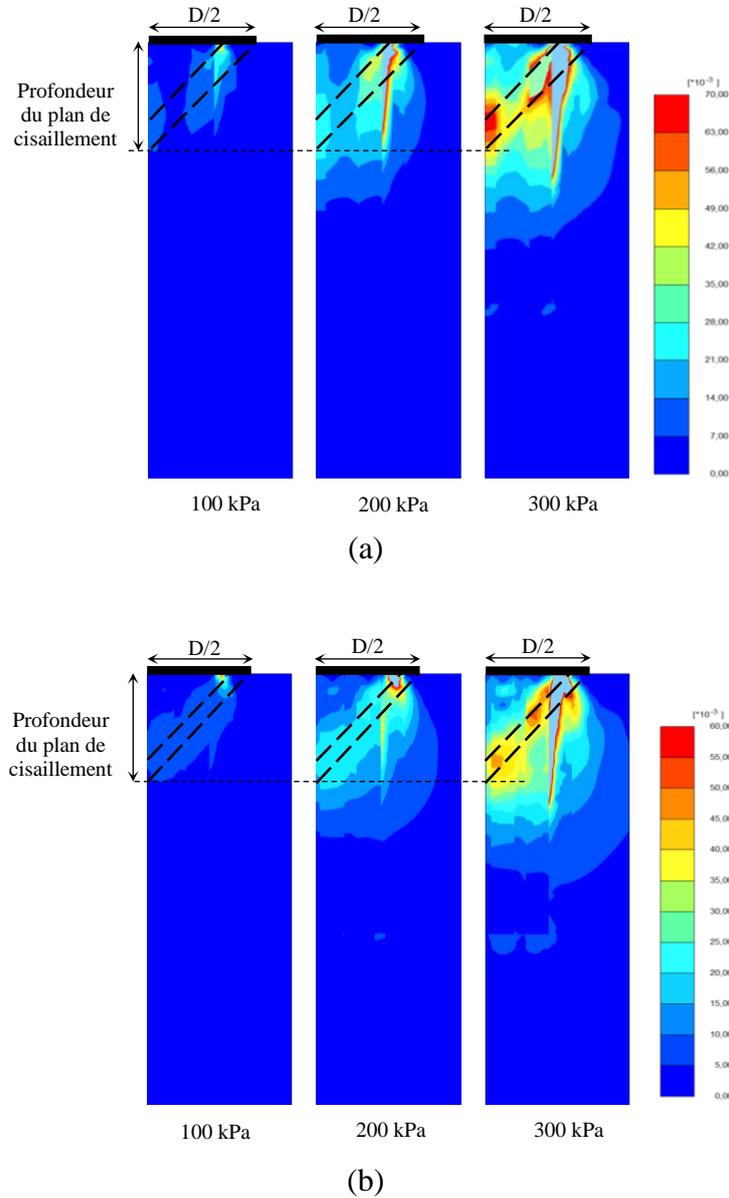


Figure 5.15 : Distribution des déformations totales de cisaillement sous la fondation pour différentes pressions appliquées ($L/D = 2.4$) : (a) $\alpha = 0.18$; (b) $\alpha = 0.36$

5.5 Conclusions

Ce chapitre présente plusieurs simulations numériques 3D portant sur la performance du tassement des fondations traitées par de petits groupes de colonnes ballastées.

Des analyses numériques utilisant le code Plaxis 3D ont été effectuées pour étudier l'effet de l'installation de la colonne et du niveau de charge appliqué à la fondation sur le tassement et la longueur optimale des colonnes. Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La prise en compte de l'effet de l'installation de la colonne ballastée en augmentant le coefficient K_0 réduit à la fois le tassement de la fondation et la longueur optimale des colonnes ballastées ;
- La réduction du tassement de la fondation avec l'augmentation de K_0 est liée à la diminution du déplacement latéral des colonnes ballastées en raison du fort confinement offert par le sol environnant. Toutefois, la réduction du tassement est plus importante pour les faibles taux de substitutions ;
- L'augmentation de K_0 à des valeurs très supérieures ($> 2K_0 \sim 3K_0$) a une faible influence sur la diminution des déformations du sol et de la colonne. En conséquence, cela confère une réduction négligeable du tassement et de la longueur optimale des colonnes ballastées ;
- La longueur optimale du groupe de colonnes ballastées sous une fondation rigide est contrôlée par la profondeur des déformations totales de cisaillement réparties sous la fondation ;
- La longueur optimale des colonnes ballastées dépend de la pression appliquée à la fondation, cette longueur varie de $1.2D$ à $2D$ pour une pression de travail à une pression ultime de la fondation non renforcée.

CONCLUSION GENERALE

Le travail de recherche présenté dans cette thèse s'intéresse à l'étude numérique de l'amélioration des sols par des colonnes ballastées. Une série d'analyses numériques par les éléments finis 2D et 3D a été effectuée dans cette thèse pour étudier la performance du tassement des fondations traitées par de petits groupes de colonnes ballastées en tenant compte de l'effet de l'installation de la colonne. Dans la première partie de ce travail, les effets de l'installation ont été évalués numériquement en utilisant le code Plaxis 2D pour étudier l'efficacité de chaque effet d'installation sur le tassement de la fondation. Dans la deuxième étude, l'effet de l'installation représentée par le coefficient de pression latérale des terres (K) a été varié selon une fourchette pour étudier son influence sur la longueur optimale des colonnes en utilisant le code de calcul Plaxis 3D.

Cette thèse est structurée en deux parties principales :

La première partie est consacrée à une synthèse bibliographique contenant trois chapitres relatifs à la technique d'amélioration des sols par colonnes ballastées.

La deuxième partie comporte deux chapitres relatifs à la modélisation numérique de l'installation d'une colonne ballastée d'une part, et à la modélisation des fondations traitées par de petits groupes de colonnes ballastées d'autre part.

En premier lieu, des généralités sur la technique d'amélioration du sol par colonnes ballastées ont été exposées. Dans le deuxième chapitre, nous avons présenté une revue des travaux antérieurs importants publiés dans la littérature portant sur l'amélioration des performances des fondations traitées par colonnes ballastées, dans lequel une attention particulière a été portée sur l'amélioration de la performance du tassement. Le troisième chapitre présente les éléments bibliographiques traitant les effets de l'installation des colonnes ballastées sur le sol environnant et l'influence de la considération de ces effets sur la réduction du tassement. Cette synthèse bibliographique a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La fiabilité de la technique des colonnes ballastées est liée généralement à la nature du sol, qui doit présenter une étreinte latérale suffisante ($c_u > 20$ kPa) et pérenne avec le temps pour assurer le confinement du ballast ;
- Le mécanisme de rupture de petits groupes de colonnes ballastées en dessous de fondations rigides est très complexe et c'est un multiple des modes de ruptures (expansion, flexion, cisaillement et poinçonnement), où le mécanisme de rupture de chaque colonne individuelle dépend essentiellement de sa position relative à la fondation, ainsi que la longueur et l'espacement des colonnes ;
- Le critère de tassement est généralement le facteur dominant pour la conception de colonnes ballastées dans les sols mous. Cependant, la majorité d'études expérimentales sont tout simplement des essais de contrôle pour la vérification de la relation charge/tassement d'une colonne ballastée isolée, ceci conduit à un manque d'information en ce qui concerne les tassements des fondations traitées par de petits groupes de colonnes ;
- La plupart des méthodes analytiques pour l'évaluation du tassement sont basées sur le concept de la cellule unitaire ;
- Les solutions analytiques existant pour l'évaluation du tassement des fondations traitées par de petits groupes de colonnes ne prennent pas en compte les déformations plastique du sol mou. Ainsi, elles ne sont pas efficaces pour les charges élevées.
- Le tassement d'une fondation traitée par de petits groupes de colonnes ballastées est principalement contrôlé par le taux de substitution et la longueur des colonnes, mais la longueur est importante seulement à une certaine profondeur ;
- L'installation d'une colonne ballastée produit des changements positifs dans le sol mou environnant la colonne à savoir l'augmentation des contraintes horizontales et du module de Young. Cependant, la plupart des méthodes analytiques ainsi que les modélisations numériques relatives à l'évaluation du tassement des sols traités par colonnes ballastées ne tiennent pas compte de ces effets ;
- Peu d'études ont traité le sujet de l'influence de la considération des effets de l'installation sur le tassement du sol composite. Néanmoins, ces études ne suggèrent pas les mêmes conclusions en ce qui concerne l'effet de l'installation qui doit être considéré pour représenter le changement positif du sol.

En second lieu, des études numériques ont été effectuées en utilisant le code de calcul Plaxis 2D et 3D pour contribuer aux problématiques présentées. La première étude expose

une analyse axisymétrique bidimensionnelle dédiée à l'évaluation de l'effet de l'installation d'une colonne ballastée d'une part, et à l'investigation de l'efficacité de ces effets sur le tassement des fondations d'autre part. Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- L'installation de la colonne ballastée produit des déplacements importants dans le sol environnant la colonne qui conduit immédiatement à l'augmentation des contraintes radiales effectives et à la diminution des contraintes effectives verticales et circonférentielles ;
- Après consolidation, les contraintes effectives radiales et circonférentielles prennent au voisinage de la colonne, des valeurs supérieures aux valeurs initiales respectives de ces contraintes, ce qui entraîne une augmentation des contraintes moyennes effectives et par conséquent l'amélioration de la rigidité du sol entourant la colonne ;
- L'amélioration apportée aux contraintes radiales et circonférentielles doit être représentée dans une modélisation axisymétrique par deux coefficients différents ; le coefficient de pression radiale K_r et le coefficient de pression circonférentielle K_θ ;
- Les effets de l'installation doivent être exprimés par un module de Young plus amélioré au module initial et par un coefficient de pression latérale du sol supérieur au coefficient K_θ .
- Le tassement de la fondation diminue significativement lorsque l'on considère les effets de l'installation d'une colonne ballastée. Cette réduction est plus apparente lorsque la charge est élevée ;
- L'amélioration de la rigidité réduit les déformations élastiques du sol mou. Par conséquent cet effet est plus significatif dans les cas où le niveau du chargement est faible et les colonnes sont très rapprochées ;
- L'expansion des colonnes ballastées est principalement contrôlée par les valeurs des coefficients de pression K_r et K_θ ;
- Les coefficients K_r et K_θ sont plus significatifs dans les cas où le niveau de chargement est élevé.

Dans la deuxième étude, une analyse tridimensionnelle a été effectuée pour évaluer la longueur optimale des colonnes ballastées en tenant compte de l'effet de l'installation et du niveau de la charge appliquée à la fondation. Les résultats de cette analyse ont montré ce qui suit :

- La prise en compte de l'effet de l'installation en augmentant le coefficient K_0 du sol diminue la déformation des colonnes et du sol environnant, ce qui entraîne une réduction du tassement de la fondation et de la longueur optimale des colonnes ballastées ;
- L'augmentation de K_0 à des valeurs très élevée ($> 2K_0 \sim 3K_0$) ne conduit pas à une réduction significative que ce soit dans le tassement ou la longueur optimale des colonnes ;
- L'influence de l'augmentation de K_0 sur le tassement de la fondation est plus significative pour le cas du faible taux de substitution ;
- La profondeur des déformations totales de cisaillement réparties sous la fondation détermine la longueur optimale des colonnes ballastées ;
- La longueur optimale des colonnes ballastées dépend de la pression appliquée à la fondation, qui varie de 1.2 à 2 fois le diamètre de fondation pour une pression de travail à une pression ultime de la fondation non renforcée.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Aboshi, H. (1979). "The compozer, a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns". Proc. of 1st Int. Conf. on Soil Reinforcement.
- Al Ammari, K. (2016). "Predicting Stiffness and Stress Variation of Saturated Clay Improved with Vibro Stone Columns and Evaluating its Effect on Improving Reinforced Foundations". Thèse de doctorat. University of Leeds.
- Al Ammari, K. and B. G. Clarke (2018). "Effect of Vibro Stone-Column Installation on the Performance of Reinforced Soil." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 144(9): 04018056.
- Ambily, A. and S. R. Gandhi (2007). "Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 133(4): 405-415.
- Bachus, R. (1985). "Vertical and lateral behavior of model stone columns". Int. Conf. on In-Situ Soil and Rock Reinforcement, Paris, 1985.
- Baguelin, F. (1978). "The pressuremeter and foundation engineering." *Trans. Tech. Publications* 617.
- Balaam, N. and J. Booker (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.
- Balaam, N. and J. R. Booker (1981). "Analysis of rigid rafts supported by granular piles." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 5(4): 379-403.
- Baumann, V. and G. Bauer (1974). "The performance of foundations on various soils stabilized by the vibro-compaction method." *Canadian Geotechnical Journal* 11(4): 509-530.
- Benmebarek, S., Remadna, A., Benmebarek N (2018). "Numerical Modelling of Stone Column Installation Effects on Performance of Circular Footing." *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 4(3):23.
- Black, J. A., V. Sivakumar, et al. (2011). "The settlement performance of stone column foundations." *Géotechnique* 61(11): 909-922.

- Bouassida, M. (2016). "Design of column-reinforced foundations". Plantation, FL, USA: J. Ross Publishing.
- Brauns, J. (1978). "Initial bearing capacity of stone columns and sand piles". Int. Symp. on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques in Engineering Practice.
- Brauns, J. (1980). "Untergrund verbesserung mittels sandpfählen oder schottersäulen." Tiefbau 22 8: 678-683.
- Carvajal E, Vukotić G, Castro J, Wehr W (2013). "Comparison between theoretical procedures and field test results for the evaluation of installation effects of vibro-stone columns". In: Hicks et al (eds) International conference on installation effects in geotechnical engineering, Rotterdam. Taylor and Francis Group, London, pp 205–211.
- Castro, J. (2014a). "An analytical solution for the settlement of stone columns beneath rigid footings." Acta Geotechnica 11(2): 309-324.
- Castro, J. (2014b). "Numerical modelling of stone columns beneath a rigid footing." Computers and Geotechnics 60: 77-87.
- Castro, J. (2017). "Groups of encased stone columns: Influence of column length and arrangement." Geotextiles and Geomembranes 45(2): 68-80.
- Castro, J. and M. Karstunen (2010). "Numerical simulations of stone column installation." Canadian Geotechnical Journal 47(10): 1127-1138.
- Castro, J., M. Karstunen, et al. (2014). "Influence of stone column installation on settlement reduction." Computers and Geotechnics 59: 87-97.
- Castro, J. and C. Sagaseta (2007). "Pore pressure during stone column installation". Proceedings of the 17th European Young Geotechnical Engineers Conference, Ancona.
- Castro, J. and C. Sagaseta (2009). "Consolidation around stone columns. Influence of column deformation." International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics 33(7): 851-877.
- Castro, J. and C. Sagaseta (2011). "Deformation and consolidation around encased stone columns." Geotextiles and Geomembranes 29(3): 268-276.
- Castro, J. and C. Sagaseta (2012). "Pore pressure during stone column installation." Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement 165(2): 97-109.
- CFMS (2011). "RECOMMANDATIONS SUR LA CONCEPTION, LE CALCUL, L'EXECUTION ET LE CONTROLE DES COLONNES BALLASTÉES SOUS

- BATIMENTS ET SOUS OUVRAGES SENSIBLES AU TASSEMENT." Version n° 2 du 16 mars 2011.
- Choobbasti, A., A. Zahmatkesh, et al. (2011). "Performance of stone columns in soft clay: numerical evaluation." *Geotechnical and Geological Engineering* 29(5): 675.
- Corneille, S. (2007). *Étude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides*, Institut National Polytechnique de Lorraine.
- Datye, K. (1982). Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns. *Int. Symp. on Soil and Rock Improvement Techniques Including Geotextiles, Reinforced Earth, and Modern Piling Methods*, Asian Institute of Technology.
- Dheerendra Babu, M. R., S. Nayak, et al. (2012). "A Critical Review of Construction, Analysis and Behaviour of Stone Columns." *Geotechnical and Geological Engineering* 31(1): 1-22.
- Dhouib, A. and F. Blondeau (2005). "Colonnes ballastées: Techniques de mise en oeuvre, domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement." *Presses de l'École nationale des ponts et chaussées*.
- D.T.U 13.2 (1992). "fondations profondes pour le bâtiment." Partie 1 : Cahier des clauses techniques.
- Egan, D., W. Scott, et al. (2008). "Installation effects of vibro replacement stone columns in soft clay". *Geotechnics of soft soils: Focus on ground improvement*, CRC Press: 35-42.
- Ellouze, S., M. Bouassida, et al. (2016). "Numerical analysis of the installation effects on the behaviour of soft clay improved by stone columns." *Geomechanics and Geoengineering* 12(2): 73-85.
- Elsawy, M. B. and B. El-Garhy (2017). "Performance of Granular Piles-Improved Soft Ground Under Raft Foundation: A Numerical Study." *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 3(4): 36.
- Elshazly, H., M. Elkasabgy, et al. (2008a). "Effect of Inter-Column Spacing on Soil Stresses due to Vibro-Installed Stone Columns: Interesting Findings." *Geotechnical and Geological Engineering* 26(2): 225-236.
- Elshazly, H., D. Hafez, et al. (2006). "Back-calculating vibro-installation stresses in stone-column-reinforced soils." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement* 10(2): 47-53.

- Elshazly, H., D. Hafez, et al. (2007). "Settlement of circular foundations on stone-column-reinforced grounds." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement* 11(3): 163-170.
- Elshazly, H. A., D. H. Hafez, et al. (2008b). "Reliability of Conventional Settlement Evaluation for Circular Foundations on Stone Columns." *Geotechnical and Geological Engineering* 26(3): 323-334.
- Fattah, M. Y., K. T. Shlash, et al. (2010). "Stress concentration ratio of model stone columns in soft clays." *Geotechnical Testing Journal* 34(1): 50-60.
- Gibson, R. (1961). "In-situ measurement of soil properties with pressuremeter." *Civ. Engrg. and Public Works Review* 56(658): 615-618.
- Goughnour, R. and A. Bayuk (1979). A field study of long term settlements of loads supported by stone columns in soft ground. *Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement, Paris.*
- Greenwood, D. (1970). "Mechanical improvement of soils below ground surface". *Inst Civil Engineers Proc, London/UK.*
- Greenwood, D. and K. Kirsch (1984). "Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods". *Piling and ground treatment, Thomas Telford Publishing: 17-45.*
- Guétif, Z., M. Bouassida, et al. (2007). "Improved soft clay characteristics due to stone column installation." *Computers and Geotechnics* 34(2): 104-111.
- Han, J. and S. Ye (1991). "Field tests of soft clay stabilized by stone columns in coastal areas in China". *Proc., 4th Int. Deep Foundations Institute Conf.*
- Hu, W. (1995). "Physical modelling of group behaviour of stone column foundations", *University of Glasgow.*
- Hugher, J. and N. Withers (1974). "Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns." *Ground engineering* 7(3).
- Hughes, J., N. Withers, et al. (1975). "A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil." *Géotechnique* 25(1): 31-44.
- Killeen, M. (2012). "Numerical modelling of small groups of stone columns". *Thèse de doctorat. National University of Ireland, Galway.*
- Killeen, M. M. and B. A. McCabe (2014). "Settlement performance of pad footings on soft clay supported by stone columns: A numerical study." *Soils and Foundations* 54(4): 760-776.

- Kirsch, F. (2006). Vibro stone column installation and its effect on ground improvement. Proceedings of the International Conference on Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment.
- McCabe, B. A. and M. M. Killeen (2016). "Small stone-column groups: mechanisms of deformation at serviceability limit state." *International Journal of Geomechanics* 17(5): 04016114.
- McCabe, B. A., G. J. Nimmons, et al. (2009). "A review of field performance of stone columns in soft soils." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering* 162(6): 323-334.
- McKelvey, D., V. Sivakumar, et al. (2004). "Modelling vibrated stone columns in soft clay." *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering* 157(3): 137-149.
- Mitchell, J. K. and T. R. Huber (1985). "Performance of a stone column foundation." *Journal of Geotechnical Engineering* 111(2): 205-223.
- Mohanty, P. and M. Samanta (2015). "Experimental and Numerical Studies on Response of the Stone Column in Layered Soil." *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 1(3).
- Muir Wood, D., W. Hu, et al. (2000). "Group effects in stone column foundations: model tests." *Géotechnique* 50(6): 689-698.
- 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.
- Narasimha Rao, S., Y. Prasad, et al. (1992). "Use of stone columns in soft marine clays". *Proceedings of the 45th Canadian Geotechnical Conference, Toronto, Ont.*
- Ng, K. S. and S. A. Tan (2015). "Settlement Prediction of Stone Column Group." *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 1(4).
- Poorooshasb, H. and G. Meyerhof (1997). "Analysis of behavior of stone columns and lime columns." *Computers and Geotechnics* 20(1): 47-70.
- Priebe, H. (1976). "Evaluation of the settlement reduction of a foundation improved by Vibro- Replacement." *Bautechnik* 2: 160-162.
- Priebe, H. J. (1995). "The design of vibro replacement." *Ground engineering* 28(10): 31.
- Pulko, B. and B. Majes (2005). Simple and accurate prediction of settlements of stone column reinforced soil. *PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL CONFERENCE ON*

SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, AA BALKEMA PUBLISHERS.

- Pulko, B., B. Majes, et al. (2011). "Geosynthetic-encased stone columns: Analytical calculation model." *Geotextiles and Geomembranes* 29(1): 29-39.
- Raithel, M. and H.-G. Kempfert (2000). "Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns". ISRM International Symposium, International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering.
- Raju, V., R. Wegner, et al. (2004). "Ground Improvement Using Vibro Replacement in Asia 1994 to 2004". 5 th International Conference on Ground Improvement Techniques. Kuala Lumpur, Malaysia.
- Randolph, M. F. and C. Wroth (1979). "An analytical solution for the consolidation around a driven pile." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 3(3): 217-229.
- Remadna, A. and Benmebarek, S. (2018). "Influence of Stone Column Installation on Performance of Reinforced Foundations". Paper presented at the International Congress and Exhibition "Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology", Egypt, November 24–28. [https://doi: 10.1007/978-3-030-01917-4_17](https://doi.org/10.1007/978-3-030-01917-4_17).
- Sexton, B. G. and B. A. McCabe (2015). "Modeling stone column installation in an elasto-viscoplastic soil." *International Journal of Geotechnical Engineering* 9(5): 500-512.
- Sexton, B. G., B. A. McCabe, et al. (2013). "Appraising stone column settlement prediction methods using finite element analyses." *Acta Geotechnica* 9(6): 993-1011.
- Shahu, J. and Y. Reddy (2011). "Clayey soil reinforced with stone column group: model tests and analyses." *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 137(12): 1265-1274.
- Shien, N. K. and T. S. Ann (2014). "PARAMETRIC STUDY ON THE SETTLEMENT IMPROVEMENT FACTOR OF STONE COLUMN GROUPS."
- Shivashankar, R., M. D. Babu, et al. (2011). "Experimental studies on behaviour of stone columns in layered soils." *Geotechnical and Geological Engineering* 29(5): 749.
- Six, V. (2006). *Analyse du comportement des colonnes ballastées: influence des conditions initiales*. Thèse de doctorat. université de Lille 1.
- Six, V., H. Mroueh, et al. (2012). "Numerical Analysis of Elastoplastic Behavior of Stone Column Foundation." *Geotechnical and Geological Engineering* 30(4): 813-825.

- Soyez, B. (1985). "Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées." BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS(135).
- Tabchouche, S., M. Mellas, et al. (2017). "On settlement prediction of soft clay reinforced by a group of stone columns." Innovative Infrastructure Solutions 2(1).
- Tan, S., K. Ng, et al. (2014). Column group analyses for stone column reinforced foundation. From Soil Behavior Fundamentals to Innovations in Geotechnical Engineering: Honoring Roy E. Olson: 597-608.
- Watts, K., D. Johnson, et al. (2000). "An instrumented trial of vibro ground treatment supporting strip foundations in a variable fill." Ground and Soil Improvement 129.
- Wehr, J. (2004). Stone columns—single columns and group behavior. Proceedings of the 5th International Conference on Ground Improvement Technologies, Kuala Lumpur, Malaysia.
- Wehr, W. (2006). "Stone columns—group behaviour and influence of footing flexibility." Numerical Methods in Geotechnical Engineering: 767-772.
- Zahmatkesh, A. and A. J. Choobbasti (2010). "Settlement evaluation of soft clay reinforced with stone columns using the equivalent secant modulus." Arabian Journal of Geosciences 5(1): 103-109.