

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département **Génie Civil**

Mémoire de fin d'étude
Présenté par :
KAROUNE SOFIANE
ZMOUM MOHAMED ANIS

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Génie Civil**
Option : **Structure**

Thème :
L'influence des charges de la structure sur un sol renforcé par colonnes ballastées

Devant le jury composé de :

Mr : Bouamra youcef
Mme :Boumaiza malika
Mme :Ait ahmed fatiha
Mme :Mohamed sadika

UAMOB
UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examineur
Examineur

Année Universitaire 2018/2019

Remerciement

Préambule à ce modeste travail, nous tenons à remercier ALLAH le tout puissant de nous avoir donné le courage et nous mener à bien notre projet de fin d'étude et de nous avoir guidé au cours de l'année, ainsi durant toutes les années précédentes.

Nos sincères remerciements s'adressent du fond du cœur à notre promotrice Mme Boumaiza M qui nous a encadrés et nous a orientés durant toute la préparation de ce projet de fin d'étude et monsieur Reffas B qui nous a fourni les conseils nécessaires

Nous tenons aussi à remercier également les ingénieurs de l'entreprise Keller fondation et tous les techniciens de Laboratoire LNHC pour ses précieux conseils techniques et pour le temps mis à notre disposition.

Nous adressons nos remerciements chaleureusement tous les professeurs qui nous ont enseignés au cours des études primaires jusqu'aux années du cursus universitaire pour l'obtention du diplôme de master.

En fin, un dernier remerciement à toute la promotion 2018-2019 de Génie civil de l'université colonel Akli Mohand Oulhadj tout en leur souhaitons un avenir plein de réussite.

Merci à toutes et à tous...

Sofian et Mohamed Anis

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à :

❖ Mes très chers parents qui m'ont guidé durant le moment les plus pénibles de cette longue chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui à sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.

*❖ Mes sœur **Imene et Sarah.***

*❖ Toute la famille **Zamoum & djouahra.***

❖ Tous mes amis sans exception

*❖ Mon binôme **Karoune Sofiane** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

❖ Toute la promotion 2019.

Et toute personne que je connais

Z.Mohamed Anis

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant La gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail à :

❖ *Mes très chers parents qui m'ont guidé durant le moment les plus pénibles de cette longue chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui à sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.*

❖ *Mon frère et Mes sœur **Mouloud, Safia, Souhila***

❖ *Toute la famille **Karoune & Akli***

❖ *Tous mes amis sans exception*

❖ *Mon binôme **Zamoum Mohamed Anis** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

❖ *Toute la promotion 2019.*

Et toute personne que je connais

K.Sofiane

Sommaire

Table des matières

Remerciement

Dédicace

résumé

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des abréviations

Introduction générale

Chapitre I : Analyse bibliographie

I.1.Introduction	01
I.2 Définitions.....	01
I.3 L'historique	02
I.4 Domaine d'application	03
I.5 Les procédés d'exécution	04
I.6 Données réglementaires (D.T.U 13.2).....	06
I.6.1 Essais d'information	07
I.6.2 Essais de contrôles	07
I.6.3 Contraintes de calcul à l'ELS	08
I.7 Comportement des colonnes ballastées	09
I.7.1 Principe de la cellule unitaire	09
I.7.2 Paramètres caractéristiques.....	10
I.8 Modèles de comportement mécanique des colonnes ballastées sous chargement statique vertical	11
I.8.1 Colonne isolée	11
I.8.2 Modèles de rupture	14
I.9 Exemples réels de réseaux de colonnes ballastées	15
I.9.1 Exemples des réseaux de colonnes ballastées sous charges réparties	15
I.9.2 Exemples de colonnes ballastées sous charges centrées	17
I.10 Méthodes de justification	18
I.10.1 Paramètres intervenant dans le dimensionnement.....	18
I.10.2 Généralités sur les méthodes de justification	19
I.10.3 Justification en termes des contraintes.....	20

I.10.4 Justification du diamètre moyen en fonction de l'étreinte latérale du sol	21
I.10.5 Prévision de la capacité portante et du diamètre moyen	21
I.10.6 Justification en termes de tassements	22
I.10.6.1 Méthode de Priebe (1976, 1995)	22
I.10.6.2 Homogénéisation simplifiée	24
I.11 Comportement des colonnes ballastées en zone sismique	25
I.11.1 Les travaux de Seed et Booker (1977)	25
I.11.2 Les travaux de de Priebe (1978, 1998)	25
I.11.2. Evaluation du risque de liquéfaction	27

Chapiter II:Méthode de justifications usuelles analytique et calcul en élément finis

II.1 Introduction	31
II.2 Applications des charges et comparaison des méthodes	31
II.2.1 Charge uniformément répartie sur radier	32
II.2.2 Semelle isolées sous charges verticales	35
II.2.3 Semelle filantes sous charge vertical	39
II.3 Généralités sur les lois de comportement	41
II.3.1 Synthèse de quelques modèles de comportement des sols	42

Chapiter III : Etude de cas

III.1 Introduction	46
III.2 Etude des superstructures	46
III.2.1 La première variante est une structure en béton armé avec portique auto stable en maçonnerie rigide R+1	46
III.2.2 La deuxième variante est une structure en béton armé en voiles porteurs R+6.....	49
III.2.3 La troisième variante est une structure en béton armé en voile porteur R+10....	52
III.3 Etude de l'effet de la charge sur la stabilité de sol renforcé par colonnes ballastées	56
III.3.1 Caractéristiques du sol	56
III.3.2 Les charges appliquées	57
III.3.3 Dimensions et la disposition de réseau de colonnes ballastées	58
III.3.4 Analyse du premier cas de charge	58
III.3.4.1 Le modèle géométrique	58
V.3.4.1 La modélisation.....	58
III.3.5 Analyse du deuxième cas de charge	61

III.3.5.1 Le modèle géométrique	61
III.3.5.2 La modélisation.....	61
III.3.6 Analyse du troisième cas de charge	64
III.3.6.1 Le modèle géométrique	64
III.3.6.2 La modélisation.....	64
III.3.7 Etude paramétrique	69
III.3.6.1. Influence des paramètres géotechniques de la couche d'argile	70
III.3.6.1.1 Influence du module de rigidité	70
III.3.6.1.2. Influence de l'angle de frottement	71
III.3.6.1.3Influence de la cohésion	71
III.3.6.1.4. Influence du coefficient de Poisson	72
III.3.6.2. L'influence du diamètre et espacement entre les colonnes ballastées.....	73
III.3.6.2. 1 .L'influence du diamètre des colonnes ballastées.....	73
III.3.6.2.2 L'influence de l'espacement entre colonnes ballastées.....	73
Conclusion	76
Références	
Annexes	
Résumé	

Liste des figures

Liste des figures

Figure I-1 :Techniques d'amélioration du sol par colonnes ballastées (Document Keller).....	04
Figure I-2 – Séquences de réalisation : vibreur pendulaire (voie humide).....	05
Figure I-3 – Séquences de réalisation vibreur à sas.....	06
Figure I.4 : Massif de sol traité par un réseau de colonnes ballastées.....	09
Figure I.5 : Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements.....	10
Figure I.6 : Mode de déformation axiale : répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface (Eggstad, 1983).....	12
Figure I.7 : Mode de déformation radiale : répartition des contraintes horizontales et déformation radiale de la colonne ballastées (Eggstad, 1983).....	13
Figure I.8 : Interaction sol-colonne : répartition des contraintes de cisaillement le long de la colonne ballastée (courte) et effet de pointe (Eggstad, 1983).....	14
Figure I.9 : Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982).....	15
Figure I.10 : Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence des colonnes ballastées (Baalam et Poulos, 1983).....	16
Figure I.11 : Exemples d'amélioration des sols par colonnes ballastées sous des charges réparties de grandes dimensions (Documents numérisés).....	17
Figure I.12 : Schéma d'implantation de colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bell et al., 1986).....	18
Figure I.13: Réduction des tassements en fonction de l'espacement entre Colonnes ballastées.	21
Figure I.14: Prévion de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant.....	22
Figure I.15: Homogénéisation simplifiée.....	24
Figure I.16 : Liquéfaction : corrélation entre le rapport des contraintes cycliques.	26
(τ_h / σ'_{v_0}) et NSPT corrigé (Seed, 1976 ; Document numérisé et complété).....	27
Figure I.17 :Facteur réducteur r_d en fonction de la profondeur z (Seed et Idriss, 1971 ; Document numérisé et complété).....	28
Figure I.17 : Liquéfaction : corrélation entre le rapport corrigé des contraintes cycliques et la résistance de cône (Stark et Olson, 1995)(Document numérisé, Priebe 1998).	28

Figure I.18 : Courbes et fuseaux granulométriques des sables liquéfiables (Document numérisé, Priebe, 1998).	29
Figure II.1: profils pressiométriques types pour la justification de la contrainte aux états limites de service (qELS) en tête de colonne (AmmarDhouib et Francis Blondeau 2005).	32
Figure II.2 : model géométrique de l'exemple de justification des charges répartie radier rectangulaire (condition de déformation planes), (DHOUIB et BLONDEAU 2005).	33
Figure II.3 : exemple de justification d'une semelle isolée (DHOUIB et BLONDEAU 2005)	36
Figure II.4 : etude comparative d'un massif de fondation sur colonnes balastées et soumis à des efforts de renversement (dhouib,2003c).	41
Figure II.5: Surface de rupture de Mohr- Coulomb.	43
Figure II.6: Courbe intrinsèque de Mohr- Coulomb.	44
Figure III.1 : La disposition des poteaux à la base de la structure 1 ^{ère} variante.	48
Figure III.2: La disposition des poteaux à la base de la structure 2 ^{ème} variante.	51
Figure III.3: La disposition des poteaux et voiles à la base de la structure 3 ^{ème} .	55
Figure III.4: Les différentes couches de sol d'implantation.	56
Figure III.5: Le modèle géométrique de premier cas (semelles isolées).	58
Figure III.6: La variation des contraintes σ_{xx} et σ_{yy} de premier cas (semelles isolés).	60
Figure III.7: La variation des tassement, déformations et la pression interstitielle de de premier cas (semelles isolés).	60
Figure III.8: Le modèle géométrique de deuxième cas (semelles filantes).	61
Figure III.9: La variation des contraintes σ_{xx} et σ_{yy} de deuxième cas (semelles filantes).	63
Figure III.10: La variation des tassement , déformations et la pression interstitielle de deuxième cas (semelles filantes).	63
Figure III.11: Le modèle géométrique de troisième cas (radier).	64
Figure III.12: La variation des contraintes σ_{xx} et σ_{yy} de troisième cas (radier).	66
Figure III.13: La variation de tassement de troisième cas (radier).	66
figure III.14: La variation des déformations et la pression interstitielle de troisième cas (radier).	67
Figure III.15: Comparaison de la variation de tassement en tête des colonnes pour les trois cas R+1, R+6 et R+10.	68

Figure III.16: La variation de tassement de consolidation par jours dans le cas de sol non renforcé.	69
Figure III.17: La variation de tassement de consolidation par jours dans le cas de sol renforcé par colonnes ballastées.	69
Figure III.18 : Influence de module de rigidité sur le tassement de sol traité.	70
Figure III.19 : Influence de l'angle de frottement sur le tassement de sol traité.	71
Figure III.20: Influence de la cohésion sur le tassement de sol traité.	72
Figure III.21: Influence du coefficient de Poisson sur le tassement.	72
Figure III.22: Evolution des tassements du sol en fonction du diamètre de colonne.	73
Figure III.23 : L'influence de l'espacement entre colonnes ballastées sur le tassement.	74

LISTE DES TABLEAUX

Liste des tableaux

Tableau I-1: Essai d'information-Nombre d'essais (D.T.U 13.2).....	07
Tableau I-2: Essais de contrôle – Résistances minimales (D.T.U 13.2).....	08
Tableau I-3: Essai de chargement – Données complémentaires (D.T.U 13.2).....	08
Tableau II.1 : Valeur moyennes retenus du profil 1 figure II.1 pour comparer les méthodes de justification des colonnes ballastées. (DHOUIB et BLONDEAU 2005).....	32
Tableau II.2 : Méthode de justification appliqués aux charges uniformément répartie paramètre utiles et tassement estimes (DHOUIB et BLONDEAU 2005).....	34
Tableau II.3 : comparaison de la méthode pour les semelles isolées reposant sur des colonnes ballastées (DHOUIB et BLONDEAU).....	37
Tableau II.4: Données relatives au sol de l'exemple pratique (bell et al 1986).....	38
Tableau II.5: Comparaison de la différente méthode avec les mesures sur chantier sous deux cas de charge (DHOUIB et BLONDEAU).....	39
Tableau III.1 dimensions des différente éléments de la structure 1 ^{er} variante.....	46
Tableau III.2 : Excentricité théorique 1ere variante.....	47
Tableau III.3: l'effort calculé par la méthode statique équivalente1ere variante.....	47
Tableau III.4: Les différents coefficients1ere variante.....	47
Tableau III.5: l'effort calculé par la méthode statique1ere variante.....	47
Tableaux III.6 (a) et (b) : l'effort calculé par la méthode modale spectrale1ere variante.....	47
Tableau III.7: Vérification de la résultante de l'effort sismique1ere variante.....	47

Tableaux III.8 (a), (b) : L'effort à la base des poteaux 1ere variante... 49

Tableau III.9: Prédimensionnement des semelles 1ere variante.....	49
Tableau III.10 : Dimensions des différents éléments de la structure 2eme variante.	49
Tableau III.11 : Excentricité théorique 2eme variante.....	49
Tableau III.12: les périodes et les facteurs de participation modale 2eme variante.....	50
Tableau III.16: (a), (b) l'effort calculé par la méthode modale spectrale 2eme variante.....	50
Tableau III.14: l'effort calculé par la méthode statique équivalente 2eme ..	50
Tableau III.13: Les différents coefficients de l'étude sismique 2eme variante.....	50
Tableau III.15: Vérification de la résultante de l'effort sismique 2eme variante.....	50
Tableau III.17: L'effort à la base des poteaux et voiles 2eme variante.....	51
Tableau III.18: L'effort à la base des voiles 2eme variante.....	51
Tableau III.19: Largeur des semelles longitudinales sens x-x	52
Tableau III.20: Largeur des semelles longitudinales sens y-y	52
Tableau III.21 : Dimensions des différents éléments de la structure 3eme variante.....	52
Tableau III.22 : Excentricité théorique 3eme variante.....	53
Tableau III.23: les périodes et les facteurs de participation modale 3eme variante.....	53
Tableau III.24: Les différents coefficients de l'étude sismique 3eme variante.....	53
Tableau III.25: (a) et (b) l'effort calculé par la méthode modale spectrale 3eme variante.....	53

Tableau III.26: l'effort calculé par la méthode statique équivalente 3eme variante équivalente 1ere variante.....	54
Tableau III.27: Vérification de la résultante de l'effort sismique 3eme variante.....	54
Tableaux III.28 (a) et (b) : L'effort à la base des voiles et des poteaux 3eme.	54
Tableau III.29: L'épaisseur de radier pour la 3eme variante.....	55
Tableaux III. 30: Les différentes conditions a vérifiées pour la 3eme variante.....	56
Tableau III.31 : Propriétés mécanique des matériaux utilisés dans la modélisation.....	57
Tableau III. 32 : Les valeurs des charges repris par les fondations des trois variantes.....	57
Tableau III. 33 : Le modèle, le maillage adopté et la déformé ainsi que les différents résultats sans et avec colonnes de la 1ere variante.....	59
Tableau III. 34 : Le modèle, le maillage adopté et la déformé ainsi que les différents résultats sans et avec colonnes de la 2eme variante.....	62

Tableau III. 35 : Le modèle, le maillage adopté et la déformé ainsi que les différents résultats sans et avec colonnes de la 1ere variante... ..	65
--	----

F_R : Coefficient de frottement.

F_S : Frottement latéral.

q_c : Contrainte verticale agissant sur la colonne à l'instant de la rupture.

E_c : Module d'élasticité de la colonne.

σ_1 : Contrainte principale verticale dans la colonne.

σ_3 : Contrainte principale horizontale dans la colonne.

$\sigma_1 - \sigma_3$: Déviateur des contraintes.

s_a : Déformation axiale de la colonne.

q_c : Surcharge appliquée à la surface du sol autour de la fondation placée en tête de la colonne.

q_{ADN} : Contrainte admissible.

p : Étreinte latérale du sol encaissant la colonne.

p_1 : Pression limite du sol.

U : Pression interstitielle.

$\sigma_{c\ SIN}^u$: Contrainte verticale limite agissant sur la colonne à l'instant de rupture.

$\sigma_{h\ SIN}^u$: Contrainte horizontale effective maximale du sol.

ϕ_c : Angle de frottement interne du ballast.

k_{pc} : Coefficient de butée du ballast.

h : Profondeur de rupture.

D_c : Diamètre initial de la colonne.

$\sigma_v(z)$: Contrainte verticale régnant à la profondeur z .

γ_c : Poids volumique du matériau de la colonne (ballast).

D_e : Diamètre équivalent ou zone d'influence de la colonne et l'entre axe des colonnes.

σ_z : Contrainte verticale à une profondeur z .

A : Aire de la cellule.

A_c : Aire ou section de la colonne après mise en place.

A_c : Aire ou section totale du domaine d'influence de la colonne.

P_c : Coefficient de Poisson de la colonne ballastée.

E_c^u : Module de Young non drainé du ballast.

a : Facteur de substitution du sol (taux d'incorporation)

λ : Facteur de concentration de contrainte.

b : Facteur de réduction des tassements.

S_{na} : Tassement du sol non amélioré.

S_a : Tassement du sol amélioré.

OCR : Rapport de sur consolidation.

σ_p^u : Pression de pré consolidation.

σ_v^u : Contrainte effective verticale actuelle.

C_c : Coefficient de compression du sol.

C_g : Coefficient de gonflement de sol.

C_α : Second coefficient de compression du sol.

t_1, t_2 : Borne de l'intervalle de temps considéré.

Δe : Variation de l'indice des vides.

q : Contrainte déviatorique.

p^u : Pression moyenne effective.

k : Coefficient de poussé.

k_0 : Coefficient de poussé au repos.

γ^u : Poids volumique déjaugé du sol.

γ_d : Poids volumique sec du sol.

γ_c : Poids volumique des grains solides.

e : Indice des vides du sol.

γ_{cat} : Poids volumique du sol saturé.

γ_{inct} : Poids volumique du sol non saturé.

S_r : Degré de saturation du sol.

U_c : Coefficient de Poisson du sol.

C_u : Cohésion non drainé du sol.

ϕ_u : Angle de frottement non drainé du sol.

Ψ_c : Angle de dilatance du ballast.

Ψ : Angle de dilatance du sol.

σ_c^u : Contrainte de consolidation du sol.

σ_0^u : Contrainte effective du sol.

σ_u : Contrainte ultime (rupture) du sol.

$L_{c \text{ min}}$: Longueur minimale de la colonne.

k : : Perméabilité du sol.

σ_0 : Contrainte verticale apportée par l'ouvrage sur le sol traité.

σ_c : Contrainte verticale appliquée en tête de la colonne.

σ_c : Contrainte verticale appliquée à la surface du sol traité.

τ : Contrainte de cisaillement le long de la colonne suivant le critère de Mohr-Coulomb.

τ_c : Contrainte de cisaillement mobilisée dans la colonne.

$E_{\text{réf}}$: Module de Young de référence.

E_{oed} : Module œdométrique du sol.

E_c : Module de déformation élastique du sol traité.

C_k : indice de variété de la perméabilité.

S_f : tassement finale.

Q : facteur qualité.

σ_{sol} : contrainte admissible de sol.

T : la période fondamentale de la structure.

A : coefficient d'accélération de zone.

h_N : la hauteur totale de la structure.

D_x, D_y : facteur d'amplification dynamique moyen.

R : coefficient comportement de la structure.

ξ : facteur d'amortissement.

W_t : poid totale de la structure.

V_s, V_y : force sismique totale.

N_c : l'effort normale à ELS.

N_u : l'effort normale a ELU.

G : charge permanent.

Q : charge d'exploitation.

e : entre axes des colonnes.

INTRODUCTION

GENERAL

Les colonnes ballastées constituent une technique intéressante pour l'amélioration en place des sols compressibles. Un matériau granulaire est introduit dans le sol, puis compacté, pour constituer des colonnes verticales. Ce traitement permet d'améliorer globalement les caractéristiques du sol, d'augmenter la capacité portante du site, de réduire les tassements sous charges appliquées, de diminuer le temps de consolidation en accélérant le drainage, de participer à la stabilité générale des remblais et de réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

La technique de colonnes ballastées remonte au milieu du XX^{ème} siècle mais c'est depuis 1970 environ qu'elle a connu, avec le développement technologique des procédés de réalisation, un essor significatif pour la réalisation de projets de fondations d'ouvrages divers. Les colonnes sont utilisées principalement sous remblai, radier et dallages mais également sous semelles superficielles de bâtiments industriels et d'habitation.

Les colonnes ballastées constituent une méthode d'amélioration de sol parmi les plus compétitives de part leur rapidité d'exécution et leur prix compétitif par rapport aux autres méthodes existantes. Cependant, cette méthode est entourée d'inconnues, en effet l'impact de l'implantation d'une colonne ballastée sur le sol environnant est méconnu. Par conséquent, on ignore encore quelle est l'augmentation de la capacité portante entraînée par l'ajout de colonnes ballastées, l'interaction sol-colonne et l'influence de son implantation par refoulement.

La littérature traite généralement de la justification de la capacité portante des colonnes ballastées et de l'estimation des tassements du site renforcé sous la charge appliquée par le projet. L'hypothèse communément admise est que la colonne se trouve dans un état de sollicitations triaxiales. Différentes hypothèses sont retenues pour définir l'état de confinement de la colonne par le sol ambiant. Elles s'appuient le plus souvent sur l'utilisation du coefficient des terres au repos K_0 .

Le travail de mémoire avait pour objectif de mieux apprécier l'effet de la charge de la superstructure sur la stabilité de sol renforcé par colonnes et cela en variant le type de fondation (semelles isolées, semelles filantes et radier) en utilisant une modélisation par élément finis.

Le présent travail est défini en trois chapitres. Les deux premiers traitent essentiellement de l'estimation de la capacité portante et du tassement d'un sol renforcé par colonnes en plus en montrant le comportement des colonnes tandis que le dernier est consacré à l'étude de cas en montrant l'influence de la charge appliquée avec une étude

paramétrique qui permet de montrer l'influence de quelques paramètres.

Le premier chapitre, comporte une synthèse bibliographique sur le renforcement de sol par colonnes ballastées et s'articule en trois parties. La première partie présente le domaine d'application ainsi que les techniques de réalisation des colonnes ballastées. La deuxième partie traite du comportement des colonnes ballastées puis s'oriente sur les réseaux de colonnes ballastées et introduit les paramètres fondamentaux intervenants dans leur dimensionnement. La troisième partie présente les différentes méthodes de dimensionnement.

Le deuxième chapitre présente en premier les différentes méthodes utilisées pour déterminer le tassement dans un sol renforcé par colonnes ballastées sous l'effet de la charge de la superstructure pour différents types de fondation (semelles isolées, semelles filantes et radier).

En deuxième partie on expose la modélisation des colonnes par logiciel basant sur les éléments fins, en donnant les différentes lois de comportement utilisées.

Le dernier chapitre est composé de trois grandes parties, la première consacrée à la détermination de la charge due à la présence de la superstructure et la deuxième c'est l'étude de comportement de sol sans et avec colonnes ballastées sous l'effet de différents états de charges (trois cas : charge sous semelle isolée, sous semelle filante et sous radier), la dernière partie est consacrée à l'étude de l'influence des différents paramètres tels que le module de rigidité E , le coefficient de poisson ν , l'angle de frottement ϕ , la cohésion C , le diamètre D et l'espacement e des colonnes ballastées.

CHAPITRE I

ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1.Introduction

La construction d'ouvrages où de remblais sur des zones caractérisées par la présence de sols mous, d'origine naturel comme les alluvions bordant les lits de cours d'eau anciens ou existants, ou anthropiques comme les zones de décharge, pose des problèmes techniques spécifiques, indissociables des exigences des maîtres d'ouvrage et des maîtres d'œuvre aux coût et délais de réalisation des travaux.

Des techniques relativement récentes peuvent être utilisées pour traiter de tels sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques et de permettre la construction d'ouvrages. Nombreuses, elles peuvent être classées comme suit (ASEP-GI, 2004) :

- Technique d'amélioration du sol en masse (densification des sols grenus, compactage dynamique, explosifs, vibroflottation, compactage statique en profondeur, consolidation et pré-chargement des sols fins et des sols organique, drains verticaux, préchargement par le vide, électro-consolidation).
- Injection des sols grenus et des sols fins.
- Amélioration des sols par inclusions verticales (colonnes ballastées et procédés connexes, inclusions rigides, colonnes de mortier sol-ciment réalisés par jet (jet grouting), colonnes traitées à la chaux et/ou au ciment).
- Congélation des sols.

I.2 Définitions

Les auteurs Dhouib et Blondeau (2005) définissent la technique de traitement des sols par colonnes verticales de la manière suivante : Un matériau granulaire constitué de ballast (colonnes et plots ballastés) ou de sable (picots et drains de sable) est incorporé dans le sol afin d'obtenir un milieu "composite" ayant des caractéristiques globales meilleures que le sol non traité.

Les colonnes ballastées constituent une méthode d'amélioration des sols par l'incorporation de colonnes de gravier compactées dans le sol. Ce procédé convient à des sols argileux ou limoneux contenant plus de 10% à 15% de limons et d'argiles.

Les colonnes ballastées ne constituent en rien des éléments de fondation. Leur but est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques, générales et/ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructures de celui-ci (semelles isolés ou filantes, radiers, dallages, ouvrages en terre, etc.) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à

son exploitation. Elles permettent la maîtrise du comportement des fondations superficielles du futur ouvrage.

Le matériau de la colonne ballastée est un matériau pulvérulent de forte portance, la colonne ballastée agit comme élément porteur, drain vertical et permet donc en plus de l'augmentation de la capacité portante du sol existant d'augmenter la vitesse de consolidation du sol.

Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes ou en groupes ou même de manière isolée. Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dont une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- 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 vertical et la consolidation primaire du sol.
- De contribuer à la stabilité générale des remblais.
- De réduire le risque de liquéfaction dans les zones sismiques.

Cependant, une colonne ballastée n'est pas un élément de fondation profonde comme un pieu, elle reste un procédé d'amélioration de sol. Le type de fondation d'un ouvrage traité par colonnes ballastées est toujours superficiel.

I.3 L'historique

Plusieurs procédés existent et ont fait l'objet de développement depuis les années 1950. On peut citer :

- Les pieux de sable compacté réalisés avec la technique japonaise "Compozer" (Aboshiet al., 1979).
- Les pieux de sable compacté, mis œuvre comme les pieux classiques avec tubage récupérable : procédé type "Franki" (Bustamante et al., 1991).
- Les picots de sable de Ménard-Solcompact (Fournol et Juillé, 1986).
- Les colonnes ballastées réalisées au moyen de vibreurs électriques à sas, de type vibreur à torpille Keller ou dérivé (vibreur hydraulique), dont le procédé a été mis au point et développé par Keller en 1936.
- Les plots ballastés mis en place par substitution dynamique, qui constituent une variante de l'utilisation du matériel développé par Ménard pour le compactage dynamique (Gambin, 1984 ; Liausu et Juillié, 1990).

En fonction du matériel couramment utilisé, les colonnes ballastées ont généralement un diamètre de 0,60 à 1,20 m. Celles-ci reportent les charges à travers une couche de sol de qualité médiocre, sur une couche sous-jacente plus résistante. Elles ne fonctionnent que grâce à la réaction d'étreinte latérale de la couche de qualité médiocre traversée.

La réalisation des colonnes ballastées impose cependant que le sol traité présente une étreinte latérale suffisante pour supporter l'expansion latérale du ballast grenu. Lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, purement organiques ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut alors offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leur déformation dans le temps par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas souvent nécessaire.

D'une façon générale, les longueurs de colonnes ballastées sont plus importantes en mer qu'à terre. D'après les entreprises spécialisées et les informations recueillies dans la littérature, les profondeurs des colonnes ballastées nécessaires dans le cas des ouvrages marins atteignent souvent 10 à 30 m ; dans le cas des ouvrages terrestres, les profondeurs de traitement sont variables mais restent en moyenne autour de 8 à 10m, sans excéder 20 à 25m.

I.4 Domaine d'application

Les domaines d'application des colonnes ballastées sont variés et ont évolués au cours des années en fonction des évolutions technologiques inhérentes à ces méthodes ainsi que des améliorations souhaitées. Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages où existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

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

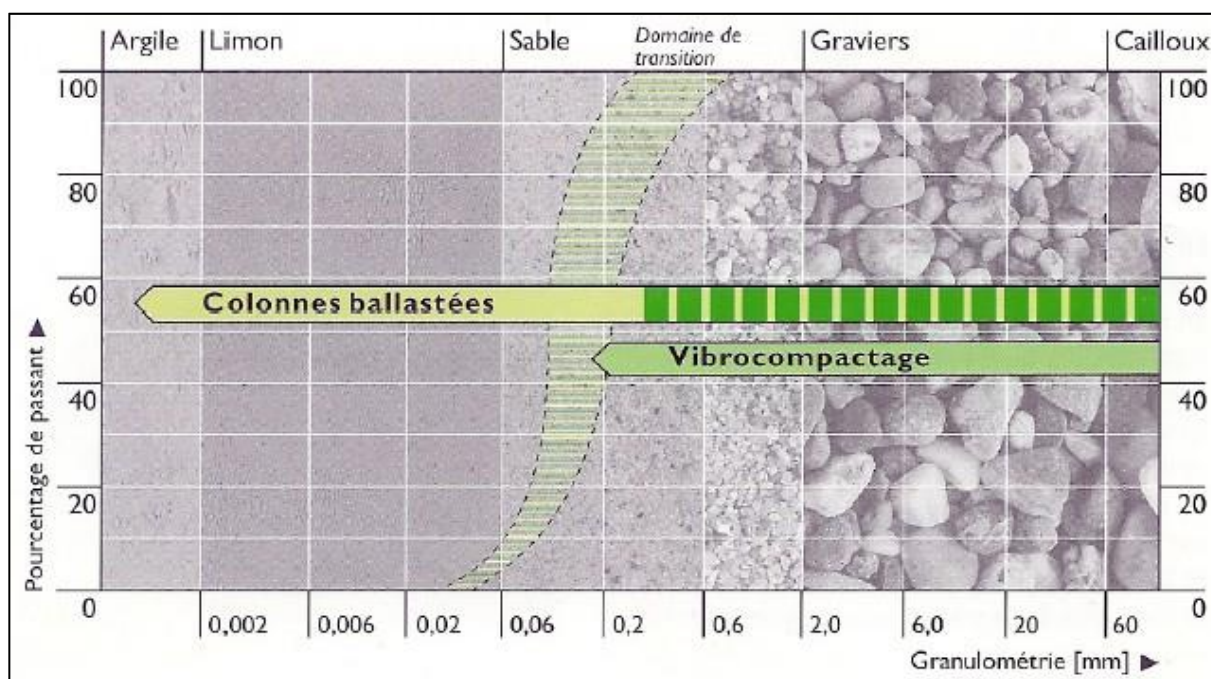
Par extension, on peut les utiliser sous d'autres types d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité et du sol sous-jacent sont compatibles avec la structure de l'ouvrage sous l'exploitation et les prescriptions techniques associées :

- En génie civil (routes, remblais, ouvrages d'art, murs de soutènement) ou maritime (renforcement de fonds marins, lacustres ou fluviaux).

- Sous fondations superficielles de bâtiments.

Elles peuvent également être utilisées dans des remblais hétérogènes non évolutifs, où un traitement systématique avec un maillage régulier et adapté permet d'en améliorer et/ou homogénéiser les caractéristiques, afin de les rendre aptes à fonder superficiellement les ouvrages projetés. Cette distinction s'impose du point de vue de la répartition des charges entre l'ouvrage projeté et le complexe sol-colonne.

Les domaines d'application des techniques d'amélioration de sol sont représentés sur la figure I-1.



I.5 Les procédés d'exécution

Ils se regroupent en trois familles, dont le point commun est l'exécution des travaux avec un vibreur.

- Le vibrocompactage (ou vibroflottation) qui permet de compacter dans la masse, même à des profondeurs de plus de 30m, les sols grenus (sables, graviers, cailloux, certains remblais, etc.).
- Les colonnes ballastées, pour améliorer les sols très faibles à médiocres (sables limoneux, limons, limons argileux, argiles, remblais, etc.).
- Les pieux et leurs dérivés, qui peuvent être réalisés avec divers matériaux, à usage de fondations profondes, semi-profondes (puits) ou inclusions rigides.

Les colonnes ballastées peuvent être réalisées par des vibreurs pendulaires suspendus à une grue. La pénétration de l'outil, ainsi que dans certains cas le compactage, sont facilités par un fluide de lançage. Lorsqu'il s'agit d'air comprimé, on parle de voie sèche et lorsqu'il s'agit d'eau sous pression (cas général), on parle alors de voie humide.

Les séquences de réalisation d'une colonne ballastée par vibreur pendulaire sont représentées sur la figure I-2.

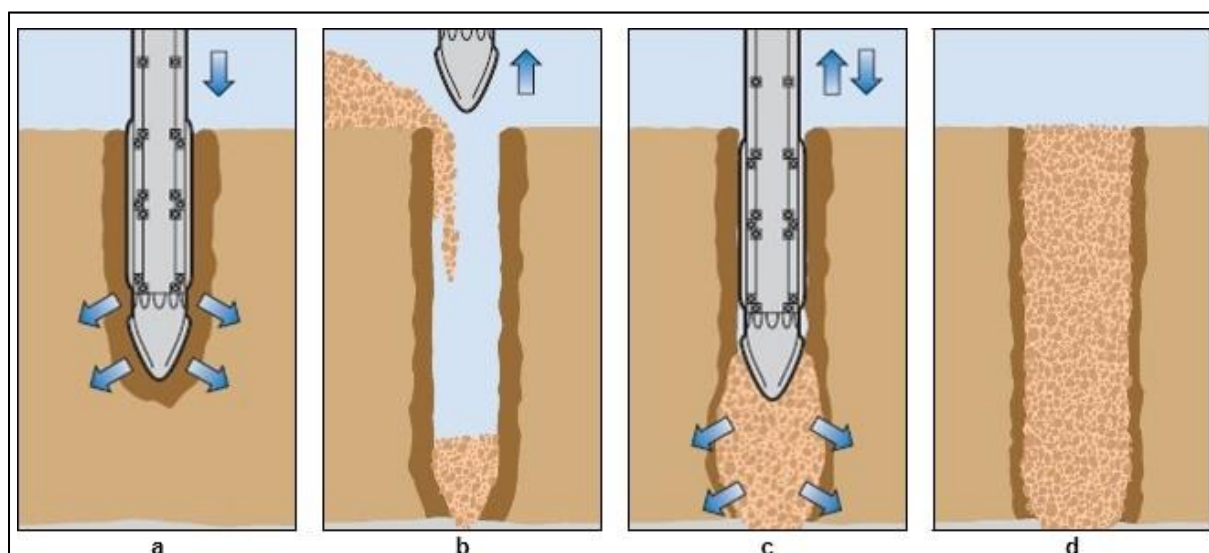


Figure I-2 – Séquences de réalisation : vibreur pendulaire (voie humide)

Dans un premier temps (figure I-2a), le vibreur pénètre dans le sol par refoulement. Sa descente s'opère grâce à l'effet conjugué de son poids, de la vibration et du fluide de lançage.

Après avoir été maintenu en place un court instant, le vibreur est ensuite remonté et une partie du matériau de remplissage est placée par gravité dans le forage (figure I-2b).

Ensuite, le vibreur est réintroduit et le ballast est compacté, ce qui a pour effet de refouler un peu plus le sol ambiant (figure I-2c).

Une colonne composée d'un matériau de remplissage très compact peut ainsi être réalisée jusqu'au niveau du sol par introductions successives de ballast, chacune suivie d'un compactage (figure I-2d).

Les vibreurs à sas de type KELLER sont guidés le long d'un mât, permettant ainsi de contrôler la verticalité de la colonne et de mobiliser des efforts de poussée sur l'outil pouvant dépasser 250kN. Le matériau d'apport arrive directement à l'orifice de sortie, ce qui assure la continuité de la colonne. De plus, dans les sols instables, il n'y a pas de risque d'éboulement du forage.

La figure I-3 issue d'un document KELLER illustre les séquences de réalisation d'une colonne ballastée par vibreur à sas.

Sur la figure I-3a, le vibreur est positionné à l'emplacement de la future colonne, la machine étant stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.

La benne monte ensuite le long du mât et déverse automatiquement son contenu dans un sas situé au sommet du vibreur (figure I-3b). Après la fermeture du sas, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.

Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol jusqu'à la profondeur prévue, grâce à la vibration, à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil (figure I-3c).

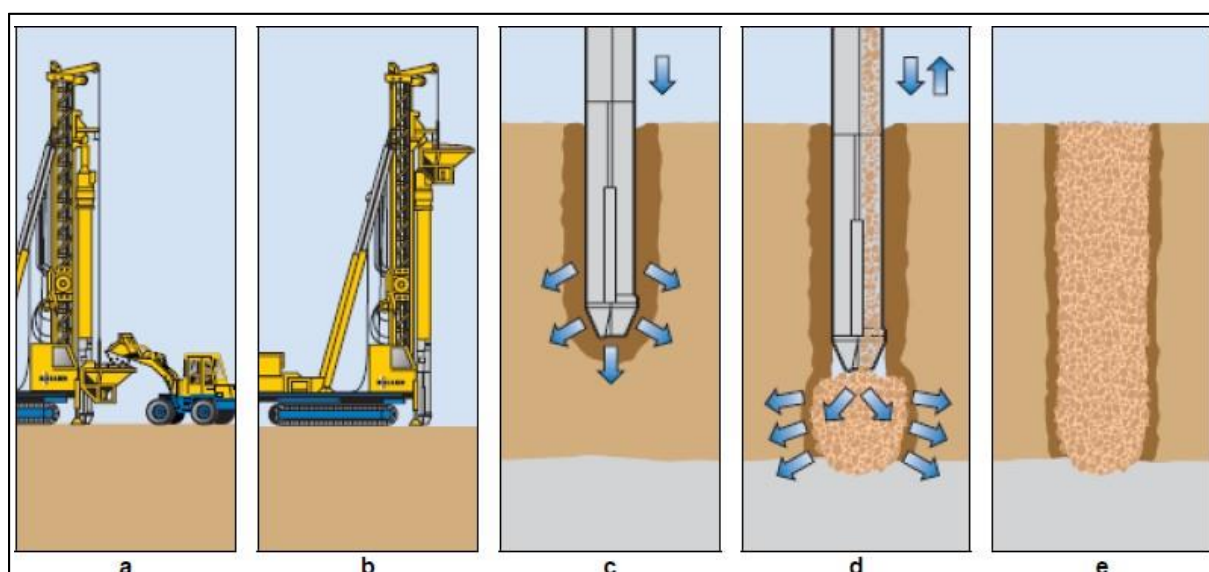


Figure I-3 – Séquences de réalisation : vibreur à sas

A la profondeur requise, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place par gravité et par pression d'air dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expander le matériau latéralement dans le sol et le compacter (figure I-3d).

La colonne est exécutée ainsi, par passes successives de l'ordre de 0,5 m jusqu'au niveau prévu (figure I-3e).

I.6 Données réglementaires (D.T.U 13.2)

Le D.T.U (Document Technique Unifié) 13.2, relatif aux fondations profondes reste actuellement le règlement en vigueur. Néanmoins, apparaît de plus la nécessité de mettre en place des recommandations communes à destination de la profession (Dhouib et Blondeau, 2005). Aussi cette partie rappelle de manière synthétique ce règlement.

Dans le domaine de la justification des colonnes ballastées, aux prescriptions du DTU 132 s'ajoute, un grand nombre de travaux de recherche et de développement entrepris, en particulier dans les années 1980, par plusieurs auteurs qui ont abouti, d'une manière générale, à des abaques pour déterminer l'état des contraintes ou pour évaluer la réduction des tassements sous les ouvrages.

Pour le contrôle des colonnes ballastées, le D.T.U 13.2 définit, avec peu de clarté, le type et la consistance des essais de contrôle. Mais en pratique, il est d'usage de procéder comme suit :

- avant l'exécution des travaux : réalisation de colonnes d'étalonnage et d'information pour valider la conception de procédé (longueur des colonnes, leur diamètre, cote de refus) en fonction des données géotechniques de rapport de sol et des critères du projet;
- en cours et en fin d'exécution : réalisation de sondages de reconnaissance géotechniques (pénétrömètre statique ou éventuellement dynamiques peu adapté, pressiomètre) au sein des colonnes pour vérifier la validité des critères de réception imposés par le D.T.U 13.2 et d'essais de chargement pour suivre les déformations des colonnes sous une charge plus élevée que la charge (de service) appliquée.

I.6.1 Essais d'information

Le tableau (I-1) définit le nombre d'essais en fonction de la profondeur à réaliser :

Tableau I-1: Essai d'information-Nombre d'essais (D.T.U 13.2)

Essais	Nombre d'essais	Re marque
Coupe approximative des terrains rencontrés.	$N \geq 1$ pour 50 colonnes	Le volume du matériau d'apport $\geq 1,5$ fois le volume théorique de la colonne ballastée correspondant au diamètre à prendre en compte dans les calculs.
Volumes du matériau d'apport mis en place pour chaque mètre de hauteur de colonne.	$N \geq 3$ par ouvrage	

I.6.2 Essais de contrôles

Les essais de contrôle ont pour objet de vérifier les caractéristiques mécaniques des colonnes ballastées. Les résistances minimales, en tout point de l'axe de la colonne à partir de 1 m de profondeur sont données dans le tableau (I-2).

Tableau I-2: Essais de contrôle – Résistances minimales (D.T.U 13.2)

E ssais	Résistance minimale	Nombre d'essais
Pénétromètre dynamique	Rd = 15 MPa	Fixé par les documents particuliers du marché. Au moins égal au nombre d'essais d'information.
Pénétromètre statique	Rp = 10 MPa	
Pressiomètre	Pl = 1,5 MPa	
SPT	N = 30 MPa	

Le tableau (I-3) apporte des précisions complémentaires quant à l'essai de chargement qui constitue un contrôle de portance.

Tableau I-3: Essai de chargement – Données complémentaires (D.T.U 13.2)

Essais	Nombre d'essais N	Rem arque
Essai de chargement	Fixé par les documents particuliers du marché $N \geq 1$ par ouvrage	Contrôle de portance à 1,5 fois la charge de service.

I.6.3 Contraintes de calcul à l'ELS

La contrainte de calcul à l'ELS sur une section théorique de colonne ballastée doit être inférieure à 2 fois l'étreinte latérale du sol encaissant sans toute fois être supérieure à 0,8 MPa. Par analogie avec l'essai triaxial, la contrainte verticale de rupture de la colonne est:

$$q_c = p \cdot \frac{1 + \sin \alpha}{1 - \sin \alpha} = p \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\alpha}{2} \right) \dots\dots\dots (I.1)$$

La contrainte admissible est calculée à partir de q_c avec un coefficient de sécurité supérieur à 2 (D.T.U 13.2).

$$q_{adm} = \frac{q_c}{2} \dots\dots\dots (I.2)$$

La valeur de l'étreinte latérale résulte du rapport géotechnique. Elle est déterminée à partir d'essais de laboratoire ou à partir d'essais in situ tels que le pressiomètre, le pénétromètre statique ou le scissomètre. Dans le cas du pressiomètre, on peut assimiler l'étreinte latérale p à la valeur de la pression limite.

I.7 Comportement des colonnes ballastées

I.7.1 Principe de la cellule unitaire

Soit le massif de sol traité par un réseau de colonnes ballastées (figure I.4) supportant un ouvrage de grandes dimensions qui transmettent une charge Q .

Notations

Aire de la colonne $A_c = \pi D_c^2 / 4$

Aire totale $A = \pi D_e^2 / 4$

Aire du sol $A_s = A - A_c$

Charge $Q = \sigma_0 A$

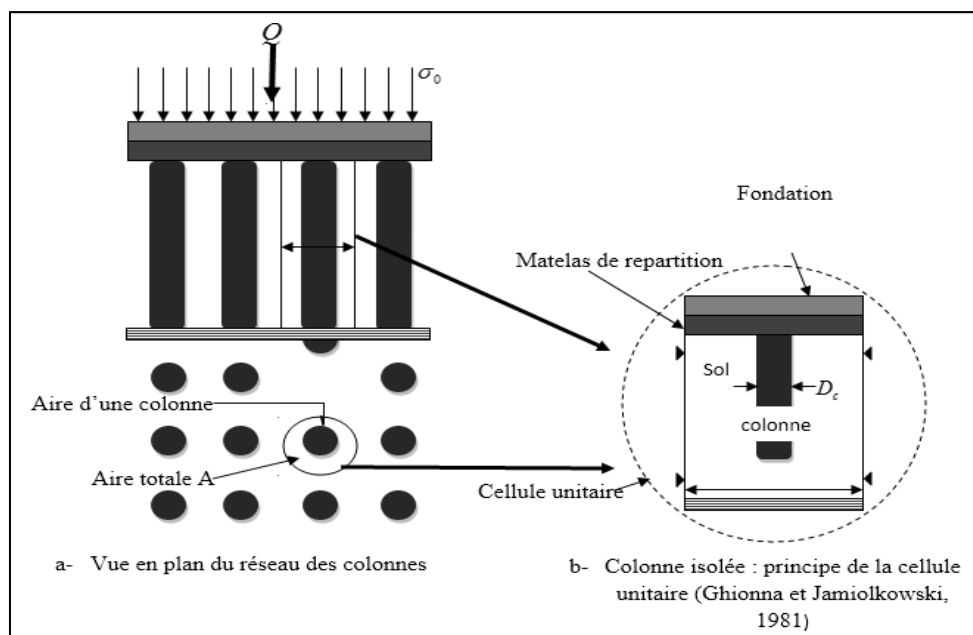


Figure I.4 : Massif de sol traité par un réseau de colonnes ballastées :

Notations, colonne isolée et principe de la cellule unitaire.

On suppose que la colonne est confinée en admettant que les déformations radiales s'annulent à mi-chemin entre deux colonnes du centre du réseau, on peut introduire le principe de la cellule unitaire (Ghionna et Jamiolkowski, 1981).

La charge appliquée à la surface du sol (σ_0) se répartit en proportion des aires du sol et des colonnes. Donc on peut écrire :

$$\sigma_0 A = A_c \sigma_c + A_s \sigma_s \quad (I.3)$$

Où :

σ_c : la contrainte transférée à la colonne d'aire A_c .

σ_s : la charge supportée par le sol sur l'aire A_s .

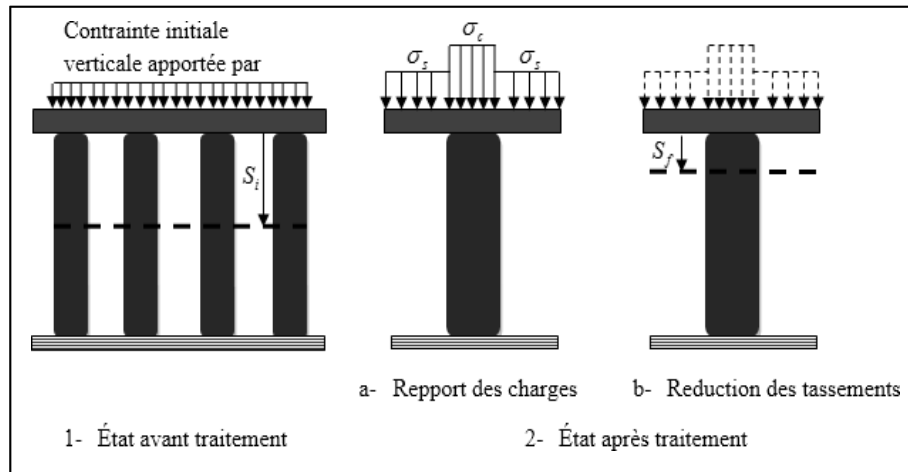


Figure I.5 : Principe de concentration des contraintes et réduction des tassements.

I.7.2 Paramètres caractéristiques

Les paramètres caractéristiques du comportement des colonnes ballastées sont :

- Le taux d'incorporation a (ou coefficient de substitution).
- Le rapport de concentration des contraintes n .
- Le facteur de réduction des tassements β .

➤ Taux d'incorporation

Le coefficient de substitution (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie humide) ou le taux d'incorporation (dans le cas des colonnes mises en œuvre par voie sèche) est le rapport de l'aire traitée A_c (section de la colonne) à l'aire totale A du domaine d'influence de la colonne (principe de la cellule unitaire, Figure I.4) :

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (I.4)$$

D'après (I.3) $A_c = a A$

$$\sigma_0 A = a A \sigma_c + (A - A_c) \sigma_s$$

$$\sigma_0 A = a A \sigma_c + (A - (aA)) \sigma_s$$

$$\sigma_0 A = A ((a\sigma_c) + \sigma_s(1-a))$$

$$\Rightarrow \sigma_0 = a\sigma_c + (1-a)\sigma_s \quad (I.5)$$

➤ Rapport de concentration des contraintes verticales

Comme les colonnes ont de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol à traité, il se développe pour cette raison dans le complexe sol-colonne-fondation un mécanisme de transfert de la charge σ_0 appliquée initialement par la fondation. Ce mécanisme consiste à

concentrer la contrainte verticale (σ_0) sur les colonnes (σ_c) et réduire la charge sur le sol (σ_s), donc le rapport de concentration des contraintes (n) est défini par : (Figure I.5)

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{E_c}{E_s} \dots \dots \dots (I.6)$$

Avec :

E_c : Module élastique du matériau constituant la colonne.

E_s : Module élastique du sol.

➤ Facteur de réduction des tassements

Dans l'état avant traitement (sol sans colonne), la charge (σ_0) appliquée par la fondation au sol impliquait un tassement moyen (S_i), dans l'état après traitement (sol avec colonne), les tassements diminuent globalement (S_f). Le facteur de réduction des tassements β désigne le rapport du tassement (S_i) au tassement (S_f) (Figure I.5) :

$$\beta = \frac{S_i}{S_f} \dots \dots \dots (I.7)$$

Où :

S_i : Tassement initial (sol non amélioré) ;

S_f : Tassement final (sol amélioré).

I.8 Modèles de comportement mécanique des colonnes ballastées sous chargement statique vertical

I.8.1 Colonne isolée

➤ Mode de déformation axiale

Soit la colonne isolée indiquée dans la figure (I.6), la charge appliquée sur cette colonne peut provenir de deux types de fondations :

- Fondation souple : cas des remblais, dallages, radiers souples (Figure I.6.a).
- Fondation rigide : cas des radiers rigides, semelles (Figure I.6.b).

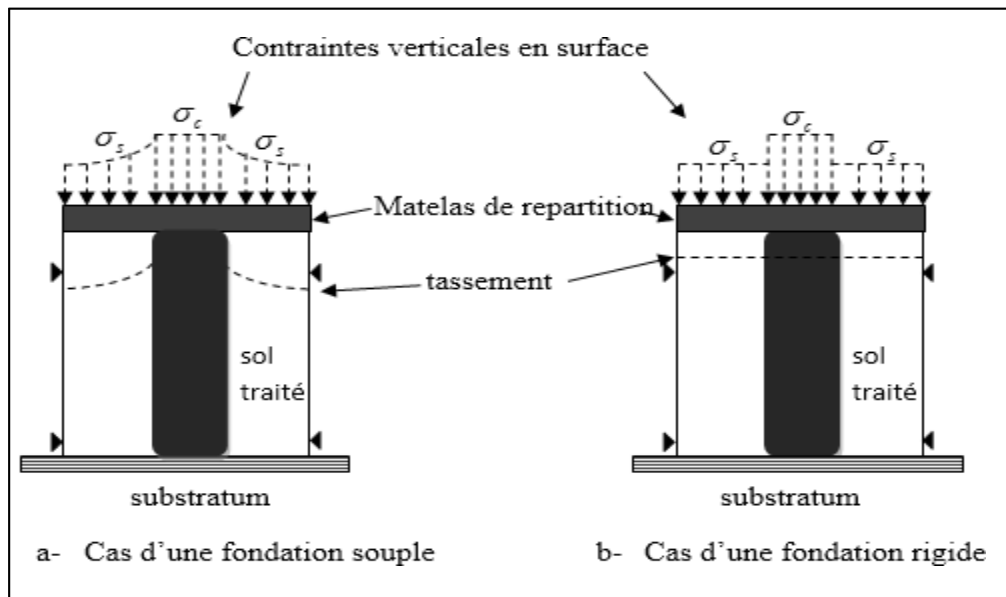


Figure I.6 : Mode de déformation axiale : répartition des contraintes verticales et déformation axiale en surface (Eggestad, 1983)

La concentration des charges sur la colonne correspond au déchargement du sol entourant la colonne au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire du sol.

Dans le cas de la fondation souple (figure I.6.a), le report de charge est moins accentué, les contraintes réparties sur le sol et sur la colonne évoluent dans un rapport de 3 à 5 (Vautrain, 1980) et les tassements sont plus importants sur le sol que sur la colonne.

Dans le cas de la fondation rigide (figure I.6.b), la concentration des contraintes est plus importante sur la colonne, le déchargement du sol est meilleur et les tassements sont identiques car le caractère « indéformable » de la fondation rigide (Soyez, 1985 ; BELCOTEC, 1985).

➤ Mode de déformation latérale

En prenant le même cas de charge précédent (figure I.7). La contrainte horizontale totale (σ_h) qui confine le ballast égale à la somme de la contrainte horizontale initiale (σ_{h_0}) qui règne dans le sol et la contrainte de compression exercée dans le ballast ($\Delta\sigma_h$) :

$$\sigma_{h_T} = \sigma_{h_0} + \Delta\sigma_h$$

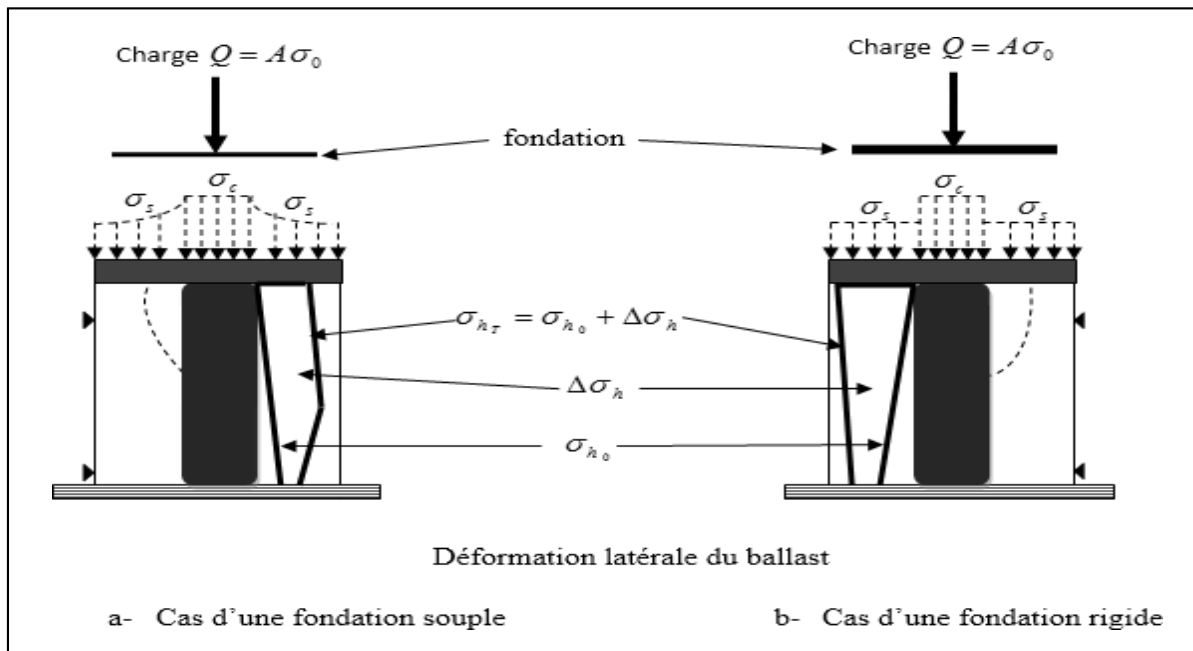


Figure I.7 : Mode de déformation radiale : répartition des contraintes horizontales et déformation radiale de la colonne ballastées (Eggestad, 1983)

Dans le cas de la fondation souple (figure I.7.a), la contrainte totale horizontale augmente jusqu'à une profondeur caractéristique déterminée, puis diminue (effet de l'interaction sol-colonne).

Dans le cas de la fondation rigide (figure I.7.b) la contrainte totale horizontale décroît linéairement en fonction de la profondeur.

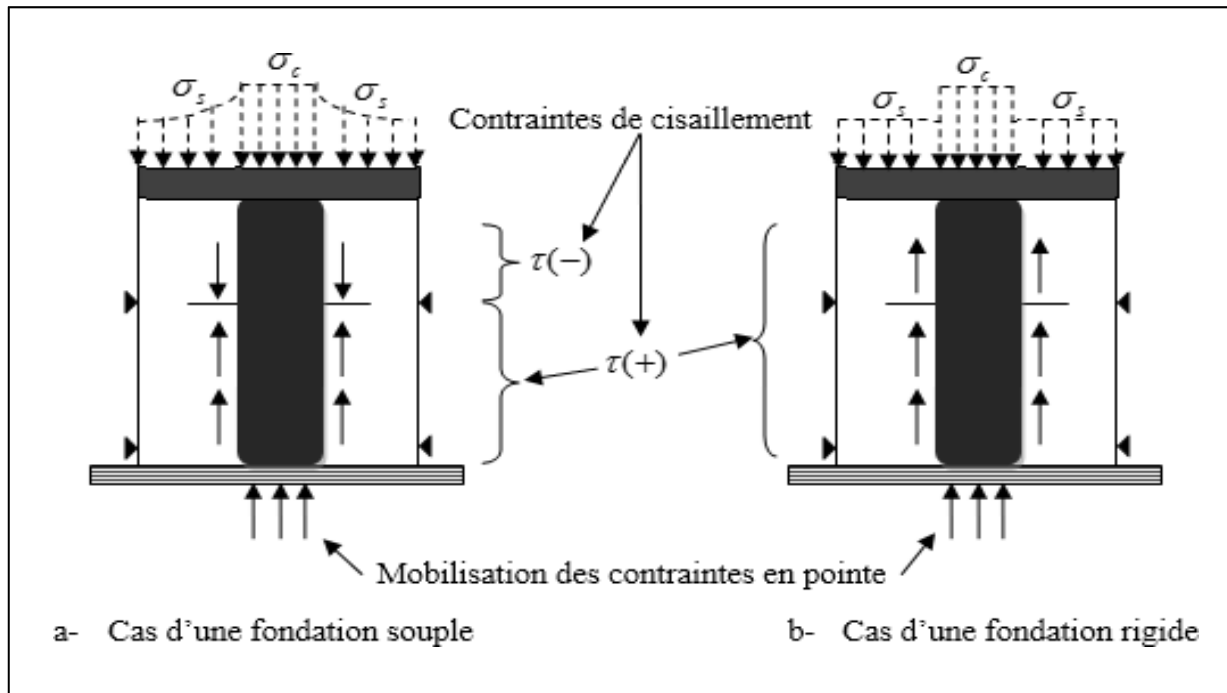
➤ Interaction sol-colonne ballastée

L'interaction sol-colonne ballastée (figure I.8) dépend de la rigidité relative de la fondation et du sol d'assise.

D'après Eggestad (1983), dans les cas des colonnes courtes (« flottantes ») :

- Dans le cas de la fondation souple (figure I.8.a), le tassement du sol est plus important que celui de la colonne et le sol a un effet d'entraînement sur le ballast sur une profondeur critique où les contraintes de cisaillement sont négatives (frottement « Négatif », combarieu, 1947 ; BELCOTEC, 1985).

• Dans le cas de la fondation rigide (figure I.8.b), les tassements en surface du sol et en tête de la colonne sont identiques ; les contraintes de cisaillement qui



s'exercent à l'interface sol/ballast demeurent positives le long de la colonne et le sol a tendance à

« Freiner » le ballast (frottement « positif »).

Figure I.8 : Interaction sol-colonne : répartition des contraintes de cisaillement le long de la colonne ballastée (courte) et effet de pointe (Eggstad, 1983)

Lorsque la colonne atteint un horizon rigide (substratum), les contraintes verticales peuvent être équilibrées principalement en pointe de la colonne.

Les mécanismes d'interaction calés sur le mode de fonctionnement d'éléments de fondation profonde rigide (pieux, inclusions rigides, barrettes...), ne sont pas directement applicables à l'interaction sol/colonne ballastée (même courte), qui dépend pour beaucoup de l'expansion latérale du ballast.

I.8.2 Modèles de rupture

D'après Datye (1982), il existe trois modes de rupture :

- Rupture par expansion latérale de la colonne.
- Rupture par cisaillement généralisé .
- Rupture par poinçonnement (colonne flottante).

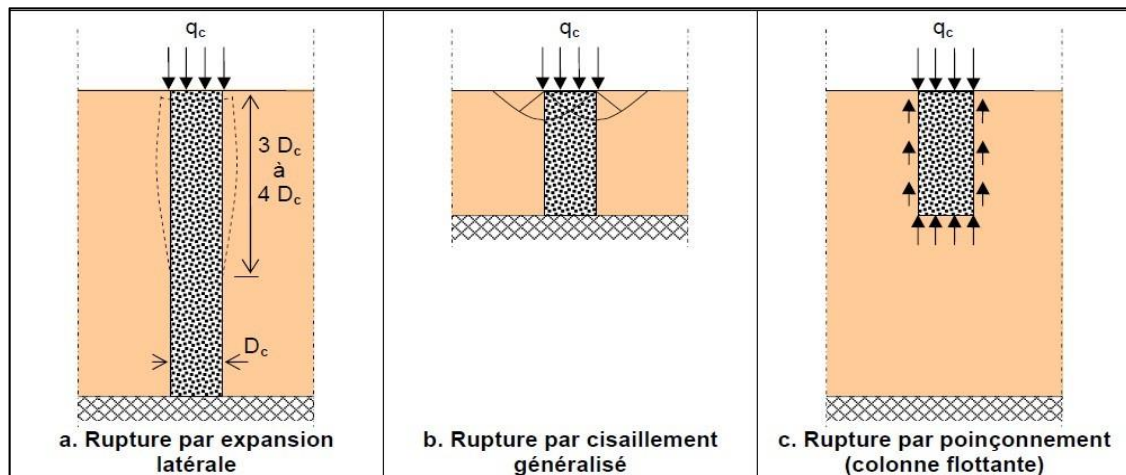


Figure I.9 : Type de rupture d'une colonne isolée chargée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après Datye, 1982)

I.9 Exemples réels de réseaux de colonnes ballastées :

I.9.1 Exemples des réseaux de colonnes ballastées sous charges réparties :

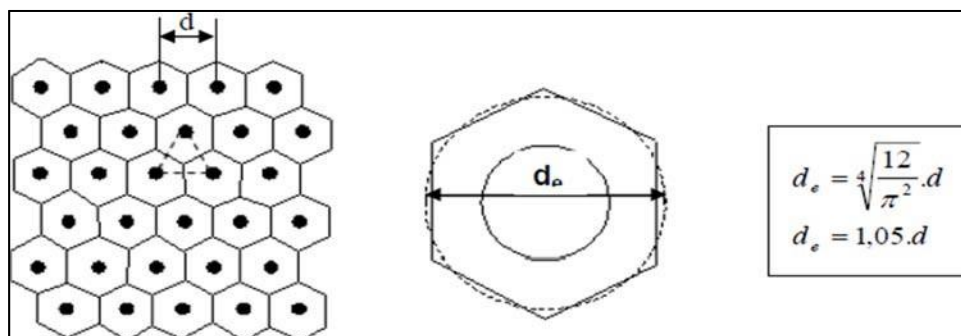
En pratique, les colonnesballastées sont généralement disposées:

- Selon un maillage hexagonal.
- Selon un maillage carré.
- Selon un maillage triangulaire.

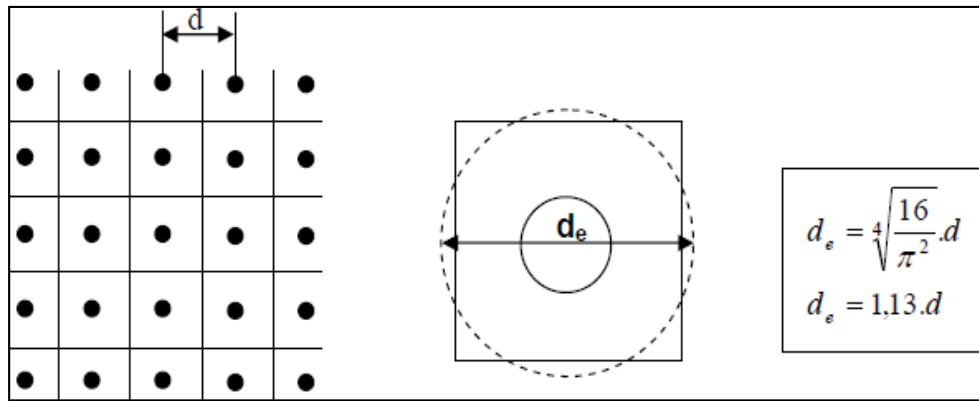
Pour la commodité des calculs et afin de respecter les conditions réelles sur chantier (colonnes

« cylindriques »), les zones d'influence des colonnes sont généralement réduites à des domaines cylindriques équivalents, à l'instar de ceux adoptés pour la résolution numérique des problèmes de consolidation radiale. Mais ces équivalences ne sont pas systématiquement employées et des variantes (murs équivalents, Van Impe, 1983 ; Dhouib et al ; 1998 ; anneaux concentriques, Dhoiub et al ; 2004a) sont possibles.

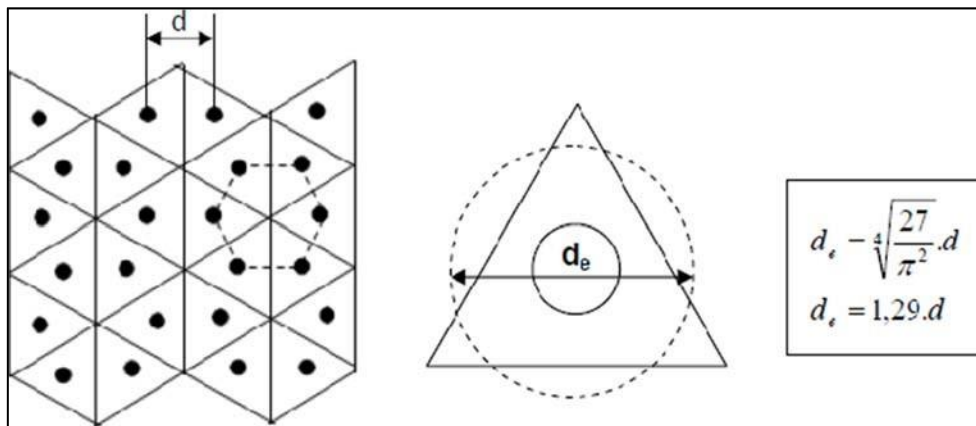
Ainsi, pour un espacement d'entre colonnes, l'équivalence entre la section de la maille et le cylindre équivalent de diamètre de conduit à :



a) Maille hexagonale



b) Maille carrée



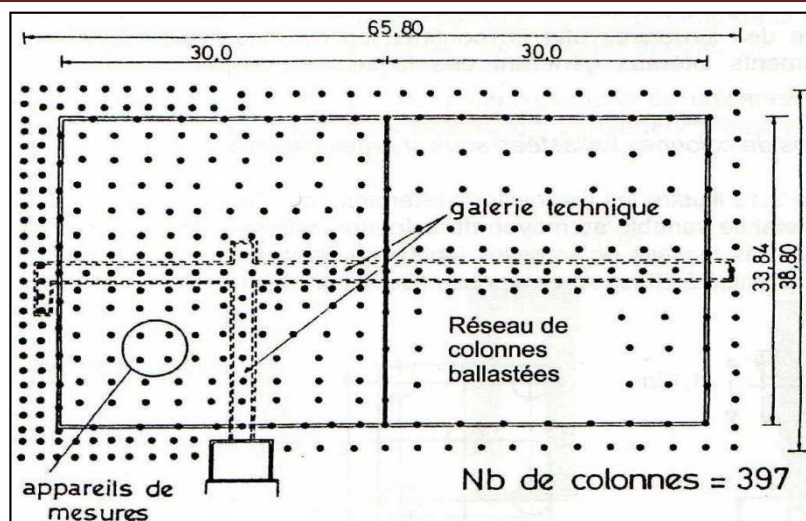
c) Maille triangulaire

Figure I.10 : Réseau de colonnes ballastées : domaine d'influence des colonnes ballastées (Baalam et Poulos, 1983)

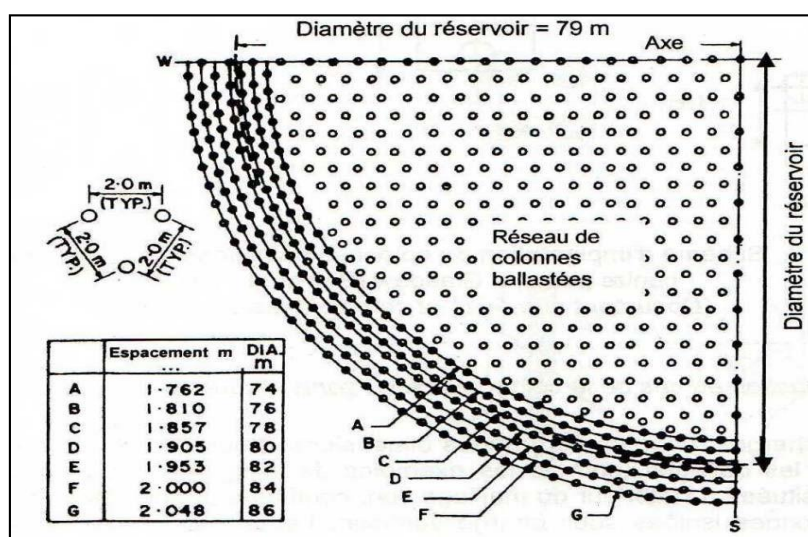
Le réseau indiqué dans la figure (I.11).a est un réseau de colonnes ballastées pilonnées, destiné à améliorer une couche d'argile molle d'épaisseur variable (4,5 à 9 m) afin de fonder un silo horizontal pour une coopérative agricole en France (Bustamante et al., 1991). Le silo a pour dimensions 33,84 × 60 m et applique sur le sol des contraintes verticales allant de 110 kPa au centre à 43 kPa sur la périphérie.

La figure 3.6.b montre le quart de l'emprise traitée par un réseau de colonnes ballastées pour l'amélioration des alternances de sable limoneux lâche et d'argile molle sableuse surmontées

Par un réservoir de 79 m de diamètre en Inde (Bhandari, 1983).



a) Silo en France (Bustamante et al., 1991)



b) Réservoir en Inde (Bhandari, 1983)

Figure I.11 : Exemples d'amélioration des sols par colonnes ballastées sous des charges réparties de grandes dimensions (*Documents numérisés*)

I.9.2 Exemples de colonnes ballastées sous charges centrées

La figure (I.12) montre les dispositions des colonnes ballastées utilisées pour améliorer de limon sableux de consistance variable, afin de fonder des massifs de semelles isolées et filantes sous la structure d'un centre postal mécanisé à Glasgow en Ecosse (Bell et al., 1986).

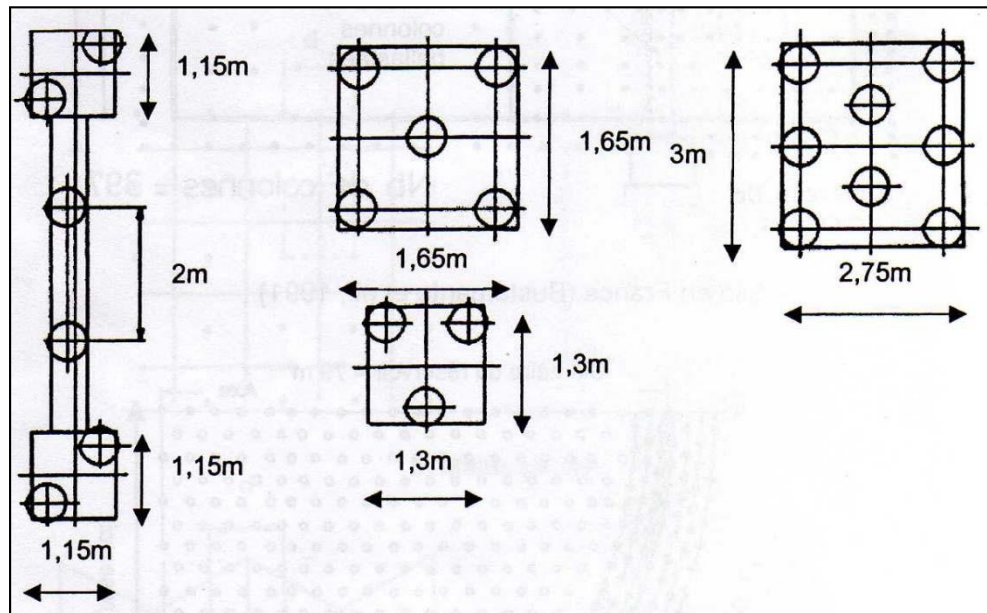


Figure I.12 : Schéma d'implantation de colonnes ballastées sous les semelles d'un centre postal à Glasgow (Bell et al., 1986)

(Document numérisé et complété par A. Dhouib et F. Blondeau)

I.10 Méthodes de justification

Les premières méthodes « théoriques » de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées bien après que les spécialistes de la vibroflotation eurent étendu aux sols cohérents l'usage de leur matériel, conçu au départ pour l'amélioration de la masse des sols granulaires. Ce décalage d'une quinzaine d'années environ, a permis à ces praticiens de collecter un nombre suffisant de données soit directement sur les chantiers, soit à partir d'essais de laboratoire sur modèles réduits, pour proposer des courbes empiriques concernant tant la capacité portante des colonnes que la réduction des tassements apportée par celle-ci.

I.10.1 Paramètres intervenant dans le dimensionnement

a. Données du dimensionnement

D'après les règles de justification en vigueur, les paramètres de calcul et de dimensionnement des colonnes ballastées sont les suivants

-Paramètres géotechniques concernant les sols

Colonnes : poids volumique du ballast γ_c , résistance au cisaillement du ballast $C_c = 0$ (pas de cohésion), ϕ'_c , paramètres d'élasticité linéaire E_c , ν_c et angle de dilatance Ψ_c .

Sol encaissant : poids volumique du sol γ_s , résistance au cisaillement à court terme C_u . $\phi_s = 0$ (sol purement cohérent) paramètre d'élasticité linéaire E_s , ν_s (éventuellement, angle de dilatance Ψ_s si $\phi_s \neq 0$ et supérieur à 30 degrés).

-Contraintes

σ_o : contrainte apportée par la fondation de l'ouvrage.

σ_{clim} : contrainte limite (contrainte de rupture q_r) en tête de colonne déduite des règles en vigueur.

σ_c : contrainte de calcul (contrainte admissible q_a) en tête de colonne déduite de q_r par application d'un coefficient de sécurité conventionnel.

σ_{lim} : valeur caractéristique de la résistance du sol autour de la colonne, fournie par le rapport du sol à partir des mesures au scissomètre (C_u norme NF P 94-112), préssiomètre

(p_l , norme NF P 94-110) ou pénétromètre statique (q_c , norme NF P 94 113) ou aussi au pénétromètre à carottier (N_{spt} , norme NF P 94-116).

b. Paramètres à déterminer

Le dimensionnement des colonnes ballastées est fondé sur le calcul des paramètres dimensionnels suivants :

- le taux d'incorporation « a ».
- le rapport de concentration des contraintes « n ».
- le facteur de réduction des tassements « β ».

I.10.2 Généralités sur les méthodes de justification

Les études de dimensionnement et de justification des colonnes ballastées sous remblais, dallages et radiers ont nombreuses. Plusieurs auteurs ont proposé des abaques pratiques permettant de déterminer les divers paramètres:

- Greenwood (1970) a établi l'équation de l'expansion latérale en donnant la contrainte verticale maximale en tête de la colonne en fonction de l'étreinte latérale du sol l'auteur fournit un abaque permettant de déterminer le facteur de réduction des tassements en fonction de l'espacement entre colonnes pour des plages de variation de la résistance au cisaillement non drainée (C_u) allant de 20 à 40kPa.

- Thorburn et Mac Vicar (1968) et Thorburn (1975) ont élaboré des abaques simples permettant la détermination de l'espacement des colonnes en fonction de la résistance du sol autour de la colonne.

- Priebe (1976), Goughnour et Bayuk (1979), Datye (1982), Balaam et Poulos (1983) et Van Impe et de Beer (1983) proposent des abaques permettant de calculer le rapport de concentration des contraintes n en fonction de taux d'incorporation « a ». Sous les remblais suffisamment longs ou les radiers de grandes dimension, les tassements

peuvent être, selon les cas de charge, estimés à partir des abaques de Priebe (1976) ou de Van Impeet de Beer (1983), voire de Balaam et al. (1977) pour des fondations rigides.

I.10.3 Justification en termes des contraintes

Par analogie avec l'essai triaxial, le Document Technique Unifié (DTU) 13.2 définit la contrainte de rupture q_r de la colonne par la formule :

$$q_r = \sigma_h \frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} = \sigma_h \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_c}{2} \right] \dots \dots \dots (I.8)$$

Le DTU 13.2 précise que « l'étreinte latérale à apprendre en compte résulte du rapport géotechnique. Elle est déterminée à partir des essais de laboratoire ou à partir d'essais in situ tels que le préssiomètre, le pénétromètre statique ou le scissomètre ». Dans le cas des essais au préssiomètre, l'étreinte latérale σ_h peut être assimilée, par analogie avec la sonde préssiométrique Louis Ménard, à la valeur de la pression limite nette p_l mesurée sur la hauteur de la colonne ou sur la hauteur de moindre résistance.

Par ailleurs, le DTU 13.2 stipule que la contrainte de calcul aux états limite de service « ELS »

(q_{ELS}) sur une section théorique de colonnes ballastées doit « être inférieure à 2 fois l'étreinte latérale σ_h du sol encaissant sans toutefois être supérieure à 0,8 MPa ». Il convient aussi, de s'assurer que, sous les contraintes calculées, les tassements restent compatibles avec les tolérances s'imposés par l'ouvrage ou une partie de sa structure.

Donc conformément aux prescriptions du DTU 13.2, la contrainte q_{ELS} à l'état limite de service « ELS » est obtenue par application d'un coefficient de sécurité minimum de 2, soit:

$$q_{ELS} \leq \frac{q}{2} \dots \dots \dots (I.9)$$

Et q_{ELS} est plafonnée, d'après le DTU, à 0,8 MPa.

$$q_{ELS} = \min (0,8 \text{ MPa}; \frac{q_r}{2}) \dots \dots \dots (I.10)$$

Remarques

- pour les données géotechniques obtenues au pénétromètre statique (q_c), il appartient au géotechnicien de fournir des paramètres corrélés en fonction de la nature précise des sols à traiter et de la plage de variation de q_c .
- l'étreinte latérale σ_h peut être déterminée sur toute la hauteur du profil à traiter à condition que le sol à améliorer soit homogène sur toute cette hauteur ; dans le cas contraire, σ_h doit être déterminée sur la hauteur de moindre résistance (zone d'expansion latérale possible).

I.10.4 Justification du diamètre moyen en fonction de l'étreinte latérale du sol

En négligeant les tassements immédiats et les déplacements générés par les contraintes de cisaillement, Greenwood (1970) propose un abaque de prédimensionnement donnant le facteur de réduction des tassements ($1/\beta$ en %) en fonction de l'espacement d des colonnes ballastées pour des plages de variation de la cohésion non drainée C_u des argiles encaissantes de 20 à 40 kPa. Cet abaque montre que le facteur β de réduction des tassements augmente rapidement pour des colonnes rapprochées lorsque l'étreinte latérale est élevée et qu'il est peu sensible à cette étreinte lorsque les colonnes sont plus espacées.

Les résultats de Greenwood (1970) sont donnés indépendamment de la charge appliquée, contrairement à ceux de Datye (1982) qui montre que le facteur de réduction des tassements β diminue lorsque les contraintes appliquées par l'ouvrage augmentent.

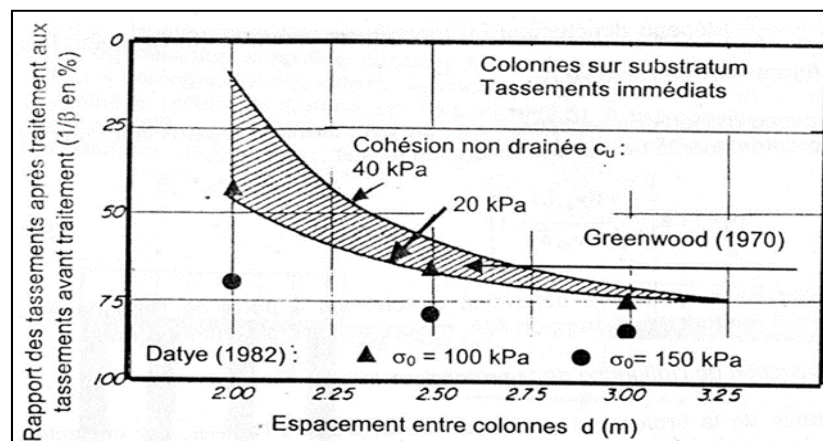


Figure I.13: Réduction des tassements en fonction de l'espacement entre Colonnes ballastées

I.10.5 Prévision de la capacité portante et du diamètre moyen

Pour estimer la capacité portante des fondations d'immeuble reposant sur sols mous traités par colonnes ballastées, Thorburn (1975) se base sur une approche semi-empirique résultant d'observations in-situ sur plusieurs projets de fondations pour élaborer un abaque de pré-dimensionnement donnant, en fonction de la cohésion non drainée du sol C_u , la capacité portante Q_c et le diamètre effectif D_c de la colonne. Le graphique montre que :

- la capacité portante du milieu traité augmente avec l'étreinte latérale.
- le diamètre effectif de la colonne ballastée diminue avec l'étreinte latérale de manière linéaire .

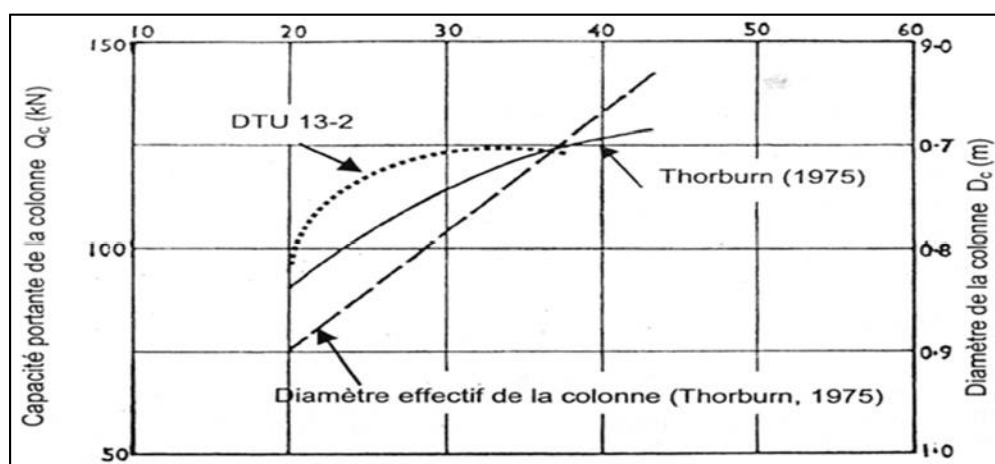


Figure I.14: Prédiction de la capacité portante et du diamètre effectif en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant

I.10.6 Justification en termes de tassements

Plusieurs auteurs ont étudié les tassements des ouvrages sur des sols traités par colonnes ballastées, en termes de facteur de réduction des tassements. On se limitera dans ce travail à deux principales méthodes: la méthode de Priebe (1976, 1995) et la méthode d'homogénéisation simplifiée.

I.10.6.1 Méthode de Priebe (1976, 1995)

La méthode de Priebe (1995) est la plus élaborée et la plus complète dans le domaine du dimensionnement des colonnes ballastées.

Dans son approche de dimensionnement des colonnes ballastées, l'auteur introduit trois critères principaux (Dhouib et al, 2004a):

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

a) Prise en compte de l'amélioration du sol après traitement

La prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement est caractérisée par le facteur d'amélioration n_0 .

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{0,5 + f(P_c, a)}{k_{ac} f(P_c, a)} - 1 \right] \dots \dots \dots (I.11)$$

Ou:

- v_s désigne le coefficient de Poisson du sol.
- $f(v_s, a)$ est une fonction donnée par:

$$f(P_c, a) = \frac{(1 - P_c)(1 - a)}{(1 - 2P_c) + a} \dots \dots \dots (I.12)$$

et K_{ac} (coefficient de poussée du ballast) est exprimé par l'équation:

$$K_{ac} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_{wc}}{2}) \dots\dots\dots (I.13)$$

b) Prise en compte de la compressibilité de la colonne

La compressibilité de la colonne se traduit, d'après l'auteur, par un accroissement (Δa) de la section de la colonne, fonction de la rigidité relative colonne/ sol (E_c/E_s). Cet accroissement est donné par (Priebe, 1995) :

$$\Delta a + a = \bar{a} = \frac{1}{1 + \Delta(\frac{1}{a})} \dots\dots\dots (I.14)$$

Où $\Delta(\frac{1}{a} = \frac{1}{\bar{a}} - \frac{1}{a})$ dépend directement du rapport des modules (E_c/E_s).

Le nouveau rapport des sections $\Delta a + a = \bar{a}$ peut être injecté dans la formule (I.11) afin de déterminer le facteur d'amélioration n_1 , soit:

$$n_1 = 1 + \bar{a} \left[\frac{1 + f(P_c, \bar{a})}{k_{ac} \cdot f(P_c, \bar{a})} - 1 \right] \dots\dots\dots (I.15)$$

La valeur de n_1 peut être déterminée directement à partir de l'abaque B.2 de l'annexe B, en fonction du rapport A/A_c majoré de l'accroissement $\Delta (A/A_c)$.

c) Introduction de l'influence de la profondeur

L'influence de la profondeur caractérisée, d'après l'auteur, par un facteur de profondeur (noté f_d) sonné par l'expression suivante:

$$f_d = \frac{1}{1 - y(\sum_{i=0}^n \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_o})} \dots\dots\dots (I.16)$$

Où:

- $\sum_{i=0}^n \sigma_{ci}$: la somme des contraintes verticales régnant au milieu des couches de sol encaissant (couche i à n).
- σ_o : est la contrainte apportée par l'ouvrage.
- y : le facteur d'influence qui est directement donné par l'abaque B.3 de l'annexe B aussi en fonction du rapport A/A_c majoré de l'accroissement $\Delta (A/A_c)$.

Remarques

- La compatibilité des tassements avec la compressibilité de la colonne conduit

Priebe (1995) à limiter le facteur de profondeur au rapport des modules (E_c/E_s) divisé par celui des contraintes (σ_c/σ_s), soit:

$$F_d \leq \frac{E_c \cdot \sigma_c}{E_c \cdot \sigma_c} \quad (I.17)$$

• Ceci revient à noter que:

$$f_d < \frac{E_c}{E_c}, \text{ mais } f_d \geq 1 \quad (I.18)$$

• $f_d=1$ lorsque la fondation est rigide ($E_c/E_s = \sigma_c/\sigma_s$).

- Cas des semelles isolées et filantes

Selon Priebe, le tassement avant traitement (noté s_∞) est donné par la relation suivante :

$$S = \frac{\alpha_0 L_c}{n_2 E_c} \quad (I.19)$$

Où n_2 est un facteur d'amélioration donné par :

$$n_2 = n_1 f_d \quad (I.20)$$

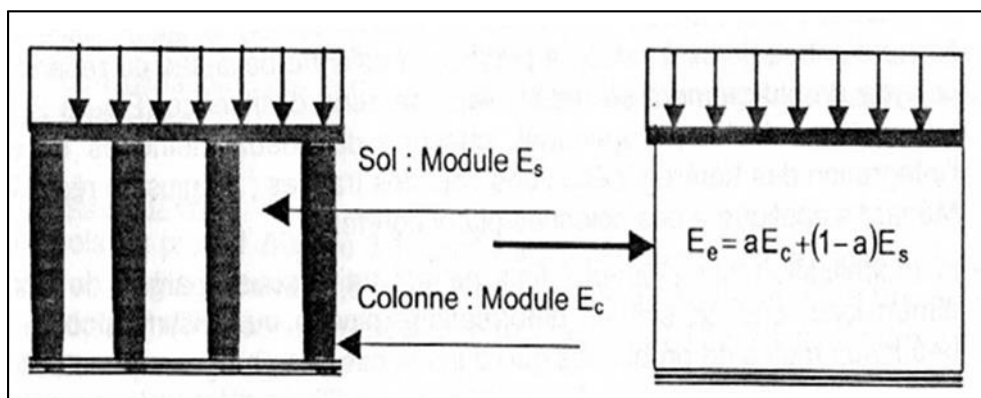
Les tassements après traitement sont donnés en termes de rapport (s/s_∞) en fonction du rapport (z/D_c), par l'abaque B.4 de l'annexe B. Il est de même pour les semelles filantes en utilisant l'abaque B.5.

I.10.6.2 Homogénéisation simplifiée

L'homogénéisation simplifiée consiste à transformer le sol « composite » en un milieu

« homogène » équivalent. Selon les auteurs, il est possible de déterminer un module équivalent E_e :

$$E_e = a E_c + (1-a) E_s \quad (I.21)$$



a. Sol composite traité b. Milieu homogène équivalent

Figure I.15: Homogénéisation simplifiée.

Les tassements après traitement S_f sous la contrainte σ_0 apportée par l'ouvrage sont alors exprimés par la relation :

$$S_f = \frac{\sigma_0 L_c}{a \cdot E_c + (1-a) E_{oed}} \dots \dots \dots (I.22)$$

Il faut noter que cette approximation n'est valable que pour les charges réparties de grandes dimensions.

I.11 Comportement des colonnes ballastées en zone sismique

L'amélioration des sols par colonnes ballastées permet :

- D'accélérer le drainage car les colonnes jouent le rôle des drains permettant la dissipation des surpressions interstitielles.
- D'affaiblir l'incidence de l'action sismique, car la contrainte de cisaillement induite par le séisme est répartie entre le sol et la colonne (en proportion du report de charge et des raideurs relatives sol/colonne).
- De réduire le risque de liquéfaction du sol par l'effet drainant du ballast.

I.11.1 Les travaux de Seed et Booker (1977)

Seed et Booker (1977) basent sur le caractère drainant du ballast et utilisent la théorie des drains pour étudier la réduction du potentiel de liquéfaction.

I.11.2 Les travaux de de Priebe (1978, 1998)

Priebe (1978, 1998) propose une approche basée sur des corrélations analogues à celles de Seed et al. (1983) , qui permet d'exprimer le rapport de la contrainte de cisaillement cyclique générée par le séisme τ_h à la contrainte verticale effective σ'_{v_0} régnante dans le sol,

par l'expression suivante (Suzuki et Koyamada, 1997) :

$$\frac{\tau_h}{\sigma'_{v_0}} = 0,1 \cdot (M-1) \cdot \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v_0}}{\sigma'_{v_0}} \cdot r_d \dots \dots \dots (I.23)$$

Où :

M : la magnitude du séisme,

g : l'accélération de la pesanteur,

σ_{v_0} : la contrainte verticale totale dans le sol,

r_d : un coefficient réducteur dépend de la profondeur

Pour introduire l'influence des colonnes sur la contrainte de cisaillement induite par le

séisme, Priebe (1998) apporte une correction au rapport des contraintes cycliques par le biais du facteur d'amélioration n_0 , soit :

$$\left(\frac{\tau_h}{\sigma_{v_0}} \right)_{\text{corrigé}} = \frac{1}{\pi} \left[0.1(M-1) \frac{a_{\max} \sigma_{v_0}}{g \sigma_{v_0}} r_d \right] \quad (I.24)$$

La prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement est caractérisée par le facteur d'amélioration n_0 (analogue au facteur de réduction des tassements β), donné par la relation (Priebe, 1976 et 1995, annexe A) :

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{0.5 + f(\nu_s, a)}{K_{ac} f(\nu_s, a)} - 1 \right] \quad (I.25)$$

Où :

$$r_d = 1 - 0.015 z \quad (I.26)$$

$$K_{ac} : \text{coefficient de poussée du ballast} : K_{ac} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{\text{colonne}}}{2} \right) \quad (I.27)$$

ν_s : Désigne le coefficient de poisson du sol,

$$f(\nu_s, a) \text{ est une fonction donnée par : } f(\nu_s, a) = \frac{(1 - \nu_s)(1 - a)}{(1 - 2\nu_s) + a} \quad (I.28)$$

En fonction du taux d'incorporation a et pour des déformations à volume constant ($\nu = 0.5$), le facteur d'amélioration n_0 devient :

$$n_0 = 1 + a \left[\frac{1}{K_{ac}(1-a)} - 1 \right] \quad (I.29)$$

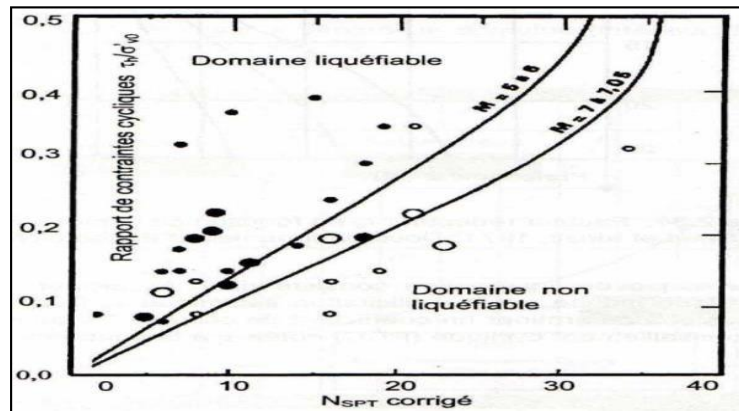


Figure I.16 : Liquéfaction : corrélation entre le rapport des contraintes cycliques (τ_h / σ_{v_0}) et N_{sPT} corrigé (Seed, 1976 ; Document numérisé et complété)

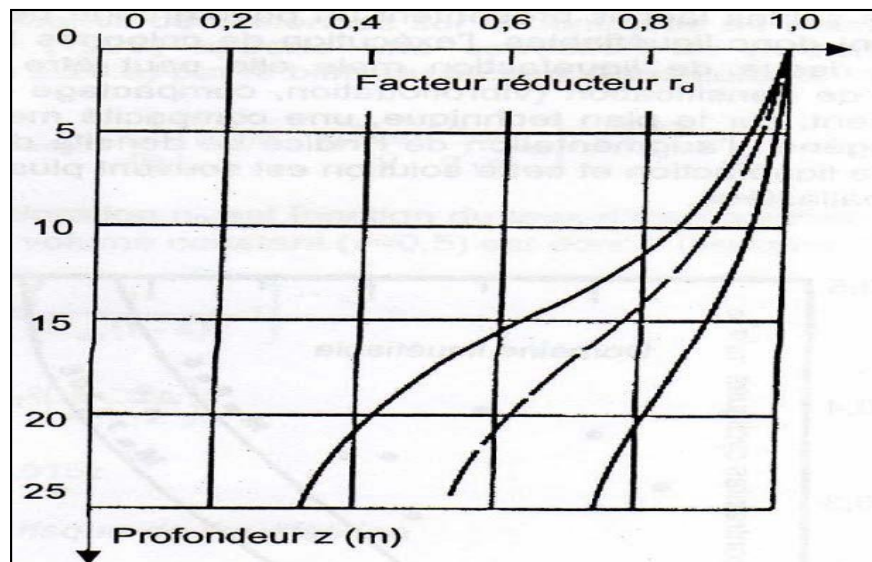


Figure I.17 :Facteur réducteur r_d en fonction de la profondeur z
(Seed et Idriss, 1971 ; Document numérisé et complété)

I.11.2. Evaluation du risque de liquéfaction

Avant d'évaluer le risque de liquéfaction d'un milieu traité par colonnes ballastées, il est nécessaire de préciser les points suivants (Dhouib et Blondeau, 2005) :

- L'incorporation d'un ballast purement frottant dans des sols fins cohérents (argiles, limons) avec un pourcentage élevé de fines ($> 35/40\%$), élimine totalement le risque de liquéfaction de ces matériaux déjà non liquéfiables en raison de la présence importante de fines ;
- Dans les sols fins, lorsque la perméabilité augmente et l'indice de plasticité diminue, il peut y avoir une liquéfaction ;
- Les sables fins lâches (y compris avec un pourcentage de fines élevé $< 35\%$) sont liquéfiables, L'incorporation d'un ballast a pour rôle d'améliorer le drainage et d'accélérer la dissipation des surpressions interstitielles afin de réduire le potentiel de liquéfaction.

L'évaluation du risque de liquéfaction consiste à calculer la contrainte de cisaillement cyclique générée par le séisme τ_h à chaque profondeur, à déterminer un coefficient de sécurité Γ_s qui est le rapport de la résistance au cisaillement cyclique (RCC) notée τ_1 à la contrainte de cisaillement cyclique τ_h , soit :

$$\Gamma_s = \frac{\tau_1}{\tau_h} \quad (\text{I.30})$$

Où :

$$\tau_1 = A N_1^{0,755} \exp(0,006 N_1) \sigma'_{v0} \quad (I.31)$$

Cette formule de τ_1 est donné par une formulation analogue à celle proposée par le « Guide méthodologique du micro zonage sismique » (AFPS, 1993)

Avec :

A_Z : coefficient fonction de la zone de sismicité et du passant à $80\mu\text{m}$,

N_1 : valeur donnée par Seed en fonction de résistance en pointe q_c mesurée au pénétromètre statique ($N_1 = q_c / 4$).

Pour l'évaluation du risque de liquéfaction, Priebe (1998) utilise les résultats du pénétromètre statique et s'appuie sur la relation entre la résistance en pointe corrigée (q_{c1}) et le rapport des contraintes cycliques, donnée par Stark et Olson (1995) figure I.17.

Notes :

- Pour une magnitude M donnée, la relation entre la résistance en pointe corrigée (q_{c1}) et le rapport des contraintes cycliques dépend du pourcentage des fines.
- La courbe caractéristique sépare un domaine (intérieur) liquéfiable et un domaine (extérieur) non liquéfiable.

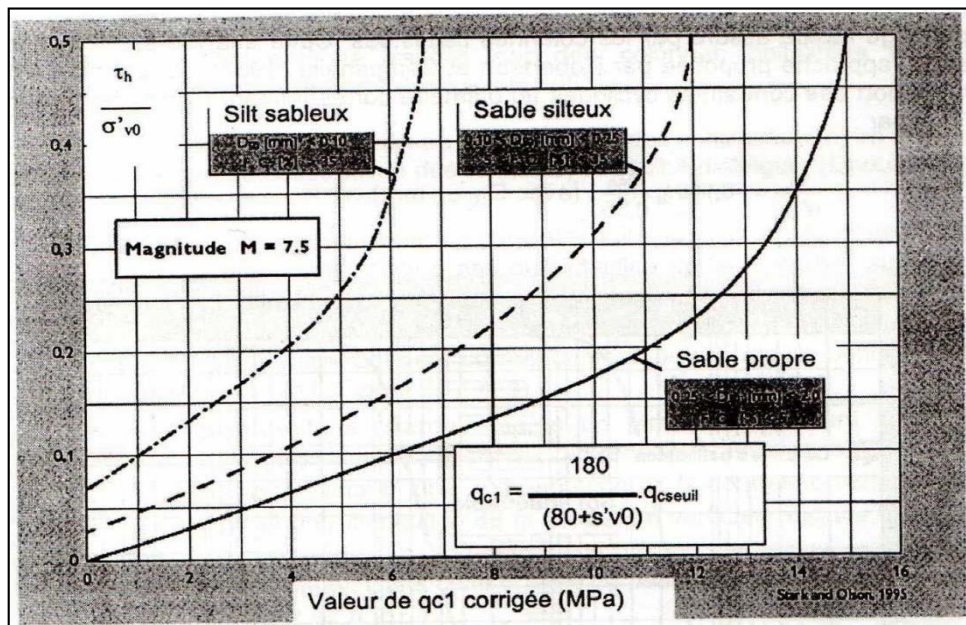


Figure I.17 : Liquéfaction : corrélation entre le rapport corrigé des contraintes cycliques et la résistance de cône (Stark et Olson, 1995)(Document numérisé, Priebe 1998)

q_{c1} : la résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique

La correction apportée à q_{c1} est donnée par (Stark et Olson, 1995) comme suit :

$$q_{c1} = C_q q_{c \text{ seuil}} \quad (\text{I.32})$$

$$C_q = \frac{180}{\sigma'_{v_0} + 80} \quad (\text{I.33})$$

La valeur de $q_{c \text{ seuil}}$ déterminée à travers l'abaque indiqué dans la figure I.17 est à comparer à la valeur de la résistance de cône mesurée sur chantier ou déterminée par corrélations à partir d'autres mesures sur site.

L'approche proposée par Robertson et Campanella (1985) consiste à lier le rapport des contraintes cycliques au diamètre correspondant à 50% de passants (D_{50}) :

$$\frac{\tau_h}{\sigma'_{v_0}} = -0,146 \lg \frac{D_{50}}{0,35}, \text{ (avec } D_{50} \text{ en mm)} \quad (\text{I.34})$$

L'analyse faite par Priebe (1998) est compatible à celle proposée par Robertson et Campanella (1985), où Priebe considère que pour l'évaluation du risque de liquéfaction, les colonnes ballastées sont constituées de gros éléments (figure I.18) qui ne se liquéfient pas et que le potentiel de liquéfaction du sol encaissant (éventuellement liquéfiable) diminue en raison du drainage rapide assuré par les colonnes ballastées.

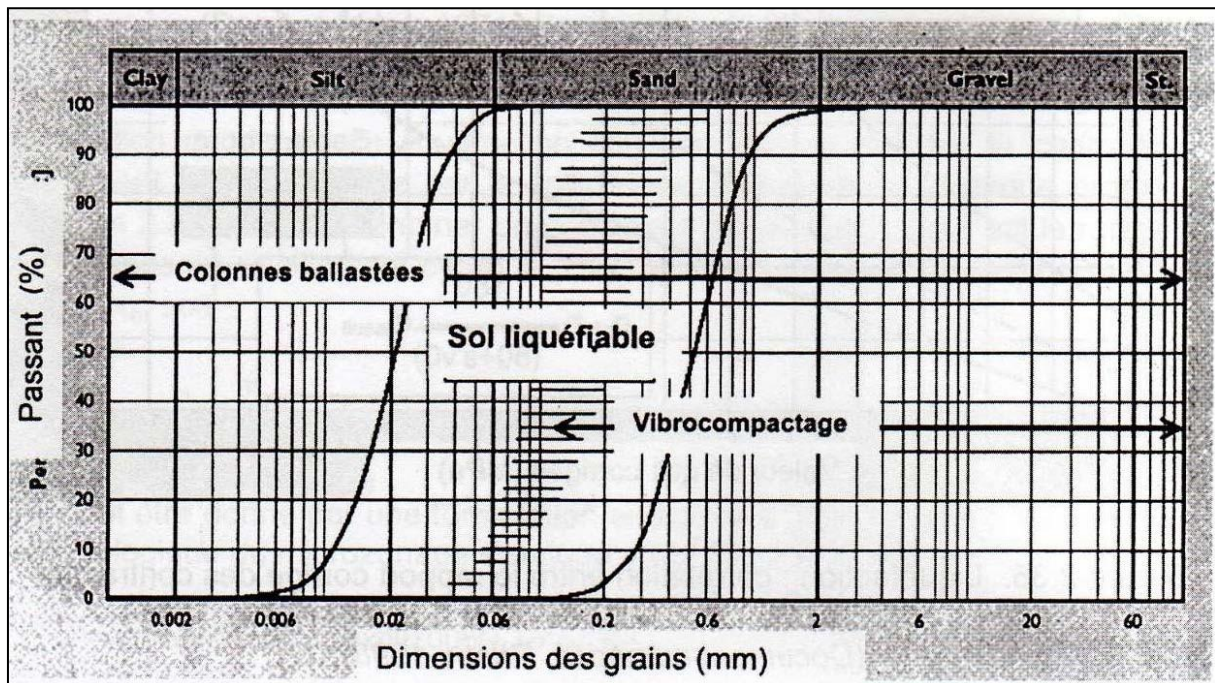


Figure I.18 : Courbes et fuseaux granulométriques des sables liquéfiables
(Document numérisé, Priebe, 1998)

CHAPITRE II

METHODE DE JUSTIFICATIONS
USUELLE ANALTIQUE ET CALCUL EN
ELEMENT FINIS

II.1 Introduction

L'analyse bibliographique a montré que de nombreuses approches peuvent être envisagées pour le calcul des réseaux de colonnes ballastées. Dans ce chapitre, on propose de comparer les résultats issus de certaines méthodes analytiques avec ceux obtenus par éléments finis en donnant quelques exemples.

On présente tout d'abord les différentes méthodes de calcul adoptées, en présentant les paramètres et les hypothèses de représentation retenus et le type de chargement.

Les résultats obtenus des méthodes analytiques sont ensuite comparés à ceux issus des modèles numériques. Ceci permet de positionner et de vérifier l'adéquation de modèle numérique avec les approches analytiques.

II.2 Applications des charges et comparaison des méthodes

D'une manière générale, les méthodes exposées dans ce qui précède peuvent être appliquées aux charges uniformément réparties car :

1. La méthode de Pröbke (1976,1995) intègre la condition œdométriques > malgré certaines complexités d'usage dues en particulier au nombre important des paramètres, une bonne approche de la justification des colonnes ballastées, à condition de se limiter à des mailles raisonnables, cette condition redevient à retenir des mailles où les colonnes sont espacées de 2 à 3m.

2. La procédure d'homogénéisation simplifiée s'applique bien dans les zones traitées de grande étendue, loin des bords et en l'absence de couche stratifiées sur la profondeur du traitement, On utilise pour cela, comme la méthode de Priebe 1995, un module œnométrique (E_{oed}) dans le sol encaissant.

3. L'application des travaux de Mattes et Poulos 1969 et de la règle T4 de Ménard est également possible puisque la colonne ballastée du réseau sous ce type de chargement se réduit dans sa zone d'influence à une colonne isolée cependant chacune des deux méthodes l'intégration des hétérogénéités des couches traitées de plus la règle t4 de Ménard s'applique à des colonnes plutôt courtes .

4. La modélisation par élément fini du sol traité sous charge de grande dimension, que ce soit en déformations planes ou axisymétriques pose beaucoup moins de problèmes que dans le cas des charges ponctuelles le choix des conditions aux limites et des conditions d'équivalence entre les comportements tridimensionnel et bidimensionnels est plus simple, d'autre part on peut intégrer les tassements des couches profondes (éventuellement de

moindre résistance il demeure tout de même , dans cette méthode la difficulté majeur du choix des bons paramètre du modèle) .

II.2.1 Charge uniformément répartie sur radier

•Exemple de justification pour radier rectangulaire (déformation planes)

➤ Données relatives aux sols

On considère le profil 1 de la figure II.1 qui est assez homogène, le tableau II.1 rassemble la valeur moyenne des paramètres correspondants

Tableau II.1 : Valeur moyennes retenus du profil 1 figure II.1 pour comparer les méthodes de justification des colonnes ballastées. (DHOUIB et BLONDEAU 2005)

Sols	Contraintes (KPa)	Module sol Es (MPa)	α Ménard	Module du sol Es (MPa)	Coefficient de poisson ν	Autre paramètre
Sol n°1 limon argileux	$P_{moyen}=210$	1.9	1/2	$E_s=3,8$ $E_{oed}=5,6$	0,33	C_c C_s $\phi_s = 0deg$
Sol n°2 argile molle		2.1	1/2	$E_s=4,2$ $E_{oed}=6,2$		
Colonne	$q_r= 880$ $q_{ELS}=440$	-	-	$E_c=60$	0,25	$\Phi_s=38deg$ $\Psi_c=8 deg$

*N.B :Moyenne harmonique et valeur (minimale) usuellement retenu, $\Psi_c = 38^\circ$ -
 $30^\circ=8degrés$*

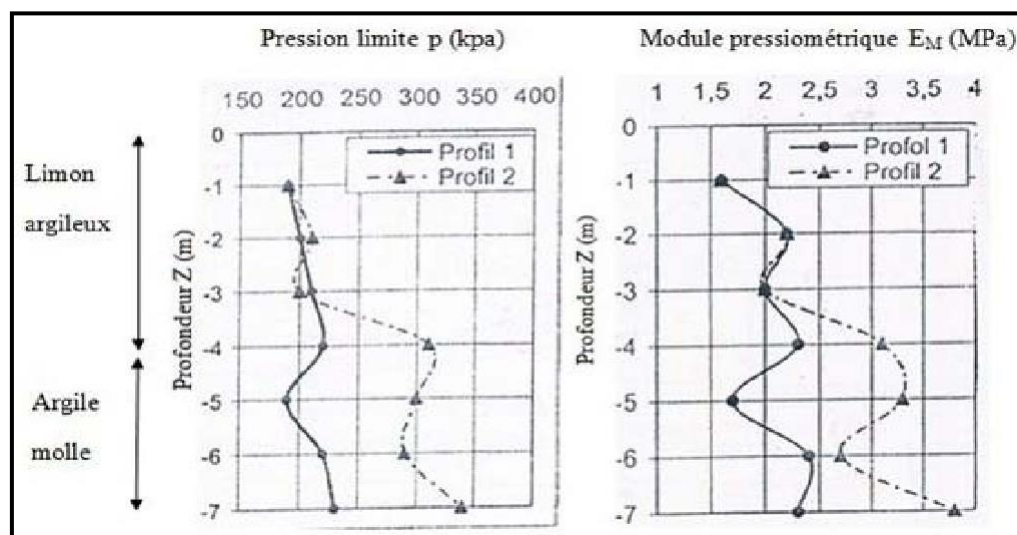


Figure II.1: profils pressiométriques types pour la justification de la contrainte aux états limites de service (q_{ELS}) en tête de colonne (Ammar Dhouib et Francis Blondeau 2005)

Remarque

Avec ce niveau d'étreinte latérale on peut estimer raisonnablement que le diamètre effectif de la colonne 0,8 m soit une section A_c de $0,5 \text{ m}^2$ ce qui conduit à une capacité portant en tête de colonne Q_{ELS} de

$$Q_{ELS} = 0,5 \times 440 = 210 \text{ kN}$$

- Pour $V_s = 1/3$, le module œdométrique E_{OED} des sols encaissante 1,48 Es
- Le module E_c de la colonne est généralement fixé à 60 MPa sans que le rapport E_c/E_s excède 10 à 20,
- Les valeurs de C_c et C_s peuvent être introduites dans un calcul de consolidation dans le cas de sols mous et compressibles traités par colonnes ballastées.

➤ Critères de projet

Les sols sont traités par un réseau de colonnes ballastées avec un maillage carré (1,8x1,8) ce qui conduit à un diamètre du domaine cylindrique d'influence de la colonne de 2m (1,13x1,8) m on obtient :

$$A = 3,25 \text{ m}^2 = 1,8 \text{ m} \times 1,8 \text{ m}$$

$$A_c = 0,5 \text{ m}^2 \text{ (} D_c = 0,8 \text{ m)}$$

$$A/A_c = 6,5 \text{ (} a = 0,156)$$

$$D_1 = 3 \text{ m et } D_2 = 4 \text{ m}$$

D'où $L_c = D_1 + D_2 = 7 \text{ m}$ (profondeur de traitement)

La charge uniformément répartie apportée par un radier rectangulaire de grandes dimensions est : $\sigma_0 = 60 \text{ KPa}$, la figure II.2 montre le modèle géométrique étudié :

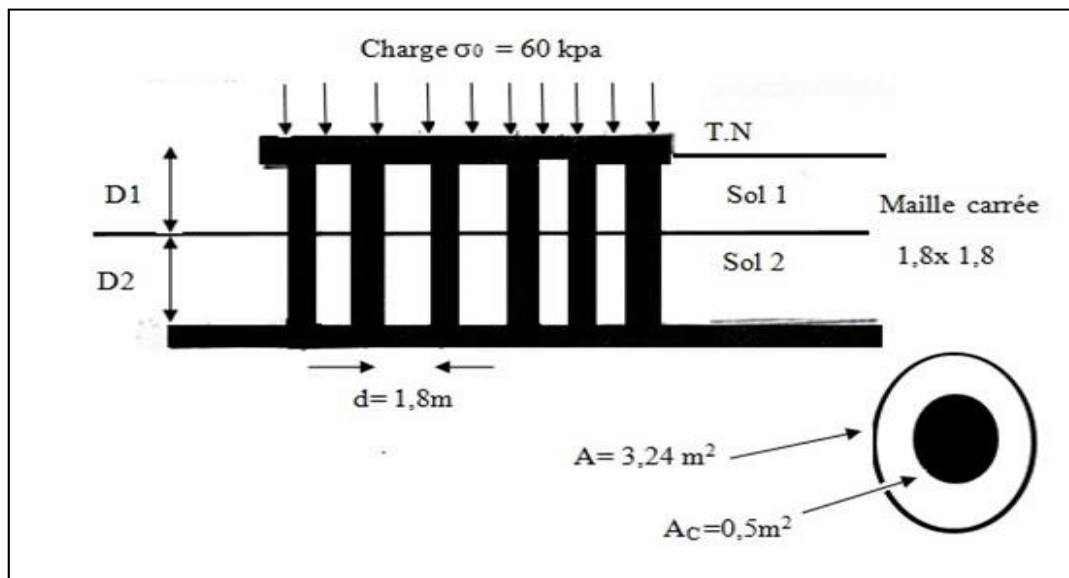


Figure II.2 : model géométrique de l'exemple de justification des charges répartie radier rectangulaire (condition de déformation planes), (DHOUB et BLONDEAU 2005)

➤ **Comparaison des méthodes :**

Nous résumons dans le tableau II.2 :

- La différente méthode de justification retenue :
- Leur validité pour des charges uniformément répartie
- Les paramètres intervenant dans le calcul de dimensionnement
- Le tassement estimé par chaque méthode

Tableau II.2 : Méthode de justification appliqués aux charges uniformément répartie paramètre utiles et tassement estimés (DHOUIB et BLONDEAU 2005)

Méthode de justification	Paramètre utiles	Tassements estimés (cm)	Remarque
Avant traitement règle de Ménard T5	E_{s1} et E_{s2}	10,4	/
Méthode de pierbe (1995)	E_c E_s U_s ϕ_c	3,4	E_{oed} intégré
Homogénéisation simplifiée	E_{oed1} et E_{oed2}	3,0	Calcul avec E_{oed} du sol (1,48 E_s)
Mattes et poulous 1969	E_c , E_s (moyen) SUR_{LC}	4,2	Tassement immédiat
Règle T4 DE Ménard	E_m	4,6	Calcul par couche
Modélisation E.F	E_c , V_c , ϕ_c , ψ_c , E_s , U_s	4,4	Mohr-coulomb par ballast
Baumann et Bauer 1974	E_s σ_c ϕ_{ca}	4,0	Elastique

Remarque

Les calculs de comparaison effectués ici montrent une certaine concordance des différentes méthodes puisque les tassements estimés se situent dans une fourchette de 0,3 cm à 4,6cm les tassements de 4,2cm constituent uniquement les tassements immédiats pseudo élastique estimés par la méthode de mattes et poulot 1969 ;

La règle T4 de Ménard ne coïncide avec les autres méthodes que pour des calculs intégrant le tassement évalué couche par couche

Pour déterminer les tassements après traitement la méthode de Priebe 1995 revient à appliquer sur le tassement avant traitement un facteur d'amélioration global n_2 tel que $n_2 = n_1 f_d$

II.2.2 Semelle isolées sous charges verticales

Pour les semelles isolées sous charges verticales statiques il ya très peu, dans la littérature de méthode de justification enternes de tassements des colonnes ballastées seul Priebe 1995 donne des abaques de dimensionnement.

En considérant un sol homogène de module de déformation élastique E_s , pierbe 1995 exprime le tassement avant traitement (noté S_∞) par la relation suivante :

$$S_\infty = \frac{\sigma_0 l_c}{n_2 E_s} \quad \text{I.1}$$

Où :

σ_0 :est la contraint apportée par la fondation q_{ELS}

l_c : désigne la longueur de la colonne (profondeur du traitement)

n_2 :est le facteur d'amélioration

Les tassements S après traitement sont données par l'auteur, en termes de rapport(S/S_∞),en fonction du rapport de la profondeur au diamètre de la colonne (Z/D_c) .

•Exemple théorique de justification (semelle isolées sous charge vertical centrée.

➤ Données relatives aux sols

Pour réduire les calculs, nous prenons, à titre d'exemple, le profil de sol 1 de la figure II.1 qui a été utilisé pour justifier les tassements du radier de la figure II. 2.les données relatives aux sols sont celles récapitulées dans le tableau II.1

➤ Critères de projet

Considérons le cas de la semelle carrée, les critères de projet choisis (figure II.7 sont les suivants

- ✓ descente de charge appliquée $Q_{els} = 850 \text{ kN}$
- ✓ La semelle carrée de $2,2 \text{ m} \times 2,2 \text{ m}$ coiffe 4 colonnes ballastées de diamètre moyen de 0.8 m
- ✓ Capacité portant de la colonne $Q_c = 212 \text{ kN}$

La figure II.3 illustre cet exemple en donnant d'une part la coupe des colonnes et la charge appliquée figure II.3 et d'autre part les dispositions des colonnes et des dimensions de la semelle.

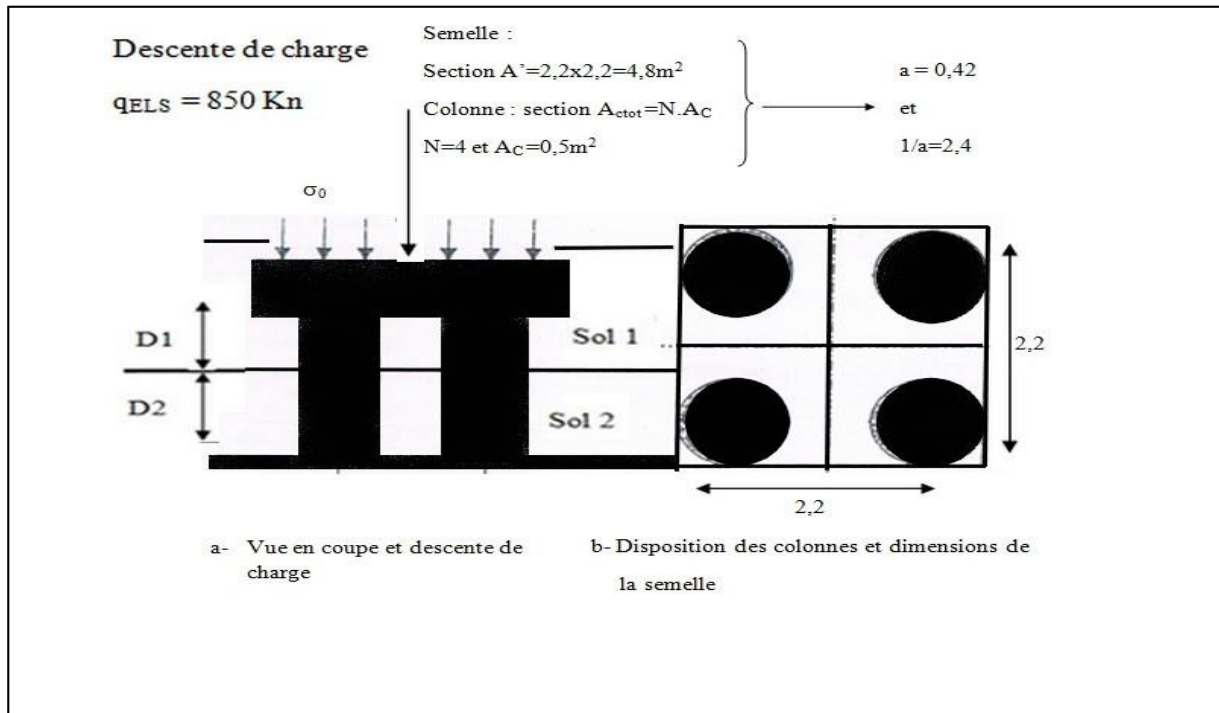


Figure II.3 : exemple de justification d'une semelle isolée (DHOUIB et BLONDEAU 2005)

➤ Hypothèses simplificatrices

Le principe de la cellule unitaire ne s'applique pas à cette disposition de colonnes en pratique on peut sommairement simplifier le problème (d'ordre purement tri dimensionnel) comme suit :

1- La semelle <coiffe> les 4 colonnes sur une section :

$$A' = 2,2 \times 2,2 = 4,8 \text{ m}^2 ;$$

2- Les 4 colonnes de diamètre 0,8 m ont une section totale sous semelle de

$$A_{\text{Ctot}} = 4 \times 0,5 = 2 \text{ m}^2$$

Ce qui conduit à :

$$\frac{A}{A_{\text{C(tot)}}} = 2,4$$

3- En négligeant la contrainte transmise par la semelle au sol, la descente de charge est compatible avec la capacité portant des 4 colonnes ($S_{\text{els}} = 4 \times 210 = 840 \text{ kN}$) et se traduit par une contrainte σ_{0q} ELS de 175 KPa.

• Estimation des tassements par la méthode de priebe (1995)

Avec les données précédentes, une analyse analogue à celle présentée pour la justification du radier conduit à des tassements estimées par le logiciel <CRETA>

$$S_{\infty} = \frac{175,7}{4000 \times 9,2} = 3,3 \text{ cm}$$

L'abaque B3.4 de l'annexe B donné pour un rapport (Z/D_c) de 8,75(=7/0.8), un rapport de tassements S/S_∞ de l'ordre de 0,70 ce qui conduit, par conséquent à des tassements moyens absolus s , après traitement de :

Ces tassements peuvent être jugés compatibles avec les tassements admissibles de la semelle.

Remarque

1- Le calage sur les abaques de Priebe (section B3 de l'annexe B) est plus pessimiste et conduit à des tassements théoriques moyens de 3 cm.

2- Avant traitement, l'application de la règle T0 de Ménard conduit, avec un module sphérique et déviatorique identique ($E_c = E_d = E_m = 2 \text{ Mpa}$), à des tassements absolus moyens très importante de 24 cm sous la contrainte appliquée (σ_0) de 175 KPa

En guise de comparaison avec d'autres approches, nous avons repris le même exemple pour l'appliquer à d'autres approches (élastiques). Les résultats sont résumés dans le tableau II.3

Tableau II.3 : comparaison de la méthode pour les semelles isolées reposant sur des colonnes ballastées (DHOUB et BLONDEAU)

Méthode de justification	Paramètre utiles	Tassements estimés (cm)	Remarque
Avant traitement règle T0 Ménard	E_c et E_d et $\alpha_{\text{Ménard}}$	24	/
Méthode de pierbe (1995)	E_s et n_2	2,3	/
Mattes et poulos 1969	E_s et n_2	1,5	Tassement immédiat
Règle T4 DE Ménard	E_s , Q_c	1,4	/
César LCPC	Paramètre élastique	3,6 2,4	Mohr-coulomb (ballast)
Baumann et Bauer (1974)	E_s , Q_c , ϕ_{ca}	1,8	Elastique

Remarques

- Les résultats de calculs en élément fini 3D, la méthode de Priebe 1995 et celle de Baumann et Bauer 1974 sont proches puisque les tassements varient entre 1,8 et 2,4 cm

- L'analyse par mattes et poulas 1969 donne des tassements quasi identiques à ceux calculs en élément finis en déformation planes semble diverger ce qui montre bien que la modélisation bidimensionnelle par éléments se heurte à des difficultés inhérentes au caractère tridimensionnel du problème posé par les colonnes ballastées sus semelles

•Exemple pratique de justification T2 semelle isolée sous charge vertical centrée

➤ Données relatives au sol

L'exemple de semelle isolées de la figure a fait l'objet d'instrumentation et de suivi des tassements par bel et al 1986 sous deux niveaux de charge vertical σ_0 de 125 et 200 KPa les données relatives au sol récapitulées dans le tableau II.4

Pour comparer les tassements théorique aux mesure sur chantier sous avons résumé les tassements mesurées et calculées dans le tableau II.5

Tableau II.4: Données relatives au sol de l'exemple pratique (bell et al 1986)

Profondeur	Contraintes	Module des sols E_s (MPa)	Coefficient de poisson (ν)	Autre paramètre
0,0 – 1,0 1,0 – 3,0 3,0 -12,0	$q_{cmoyen} = 7$ $q_{cmoyen} = 4$ $q_{cmoyen} = 6$	29 15 25 Moyenne harmonique =21	0,33	$\varphi_s = 0^\circ$
Colonnes	$q_r = 0,95$ $\sigma_c = q_{ELS} = 0,47$	$E_c = 150 \text{ à } 300$	0,25	$\varphi_c = 38^\circ$ $\Psi_c = 8^\circ$ ($38^\circ - 30^\circ$)

N.B : Valeur prise avec un rapport de 10 entre les modules du sol et les colonnes

Tableau II.5: Comparaison de la différente méthode avec les mesures sur chantier sous deux cas de charge (DHOUIB et BLONDEAU)

Méthodes	Paramètre utiles	Tassements cm sous 125 à 200kPa		
Avant traitement règle T0 de Ménard	E_c et E_d et $\alpha_{\text{Ménard}}$	-	-	-
Mesures	-	1,09	1,99	-
César LCPC	Paramètre élastique	1,1	2,29	Mohr-coulomb
Priebe(1995)	E_s et n_2	0,54	0,90	-
Mattes et Polous 1969	E_s, Q_c	0,18	0,28	tassement immédiat
Règle T4 de Ménard (1963)	E_m, Q_c		-	-
Baumann et Bauer 1974	E_s, σ_c, φ_c a	0,12	0,18	élastique

Remarque

- Le modèle numérique tridimensionnels conduit a des valeurs de tassements de 11 mm et 22,9 mm pour les deux cas de charges σ_{01} de 125 KPa et σ_{01} de 200 KPa et permet un bon ajustement sur les tassements mesurées in situ qui sont respectivement de 10,9 mm et 19,9 mm

- Le calcul par la méthode de priebe1995 donne pour les deux cas de charge des valeurs de tassements qui représenté la moitié des tassements obtenus par le calcul numérique

- Les calculs de tassements selon mattes et Poulos 1969 et Baumann et Bauer 1974 divergent complètement avec les tassements mesurés et ceux données par le modèle numérique tridimensionnel.

II.2.3 Semelle filantes sous charge vertical

Comme la semelle isolée sous charge verticales statiques, il y a aussi très peu dans la littérature, de méthode de justification en termes de tassements des colonnes ballastées sous semelle filantes c'est également priebe (1995) qui donne des abaques de dimensionnement.

Comme pour les semelles isolées sous charge verticales statique et dans l'hypothèse d'un sol homogène de module de déformation élastique E_s , Priebe (1995) exprime les tassements avant traitement noté S_∞ par la relation :

$$S_\infty = \frac{\sigma_0 L_c}{n^2 E_c}$$

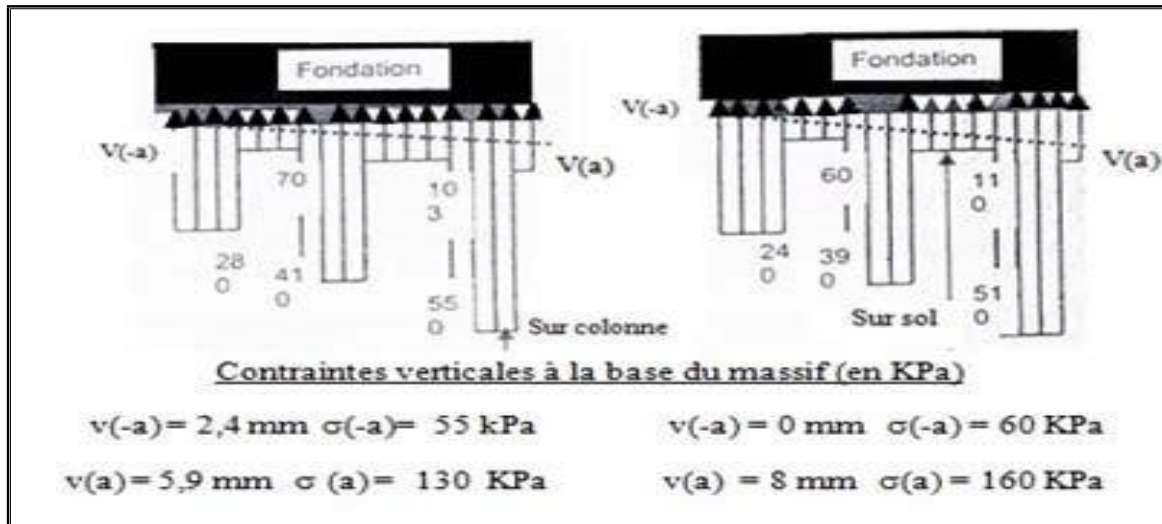
Les tassements après le traitement sont aussi donnés par l'auteur en termes de rapport (S/S_∞) en fonction du rapport de la profondeur au diamètre de la colonne (Z/D_c)

L'estimation des tassements sous semelles filantes obéit aux mêmes étapes exposées ci haut pour semelles isolées, pour une semelle filante de 1 m de large fondée sur une file de colonnes de 0,8 m de diamètre et espacées de 2m, les tassements absolus moyens déterminés par les abaques de Priebe 1995 valent 2 cm sous une charge de 105 KN/m.

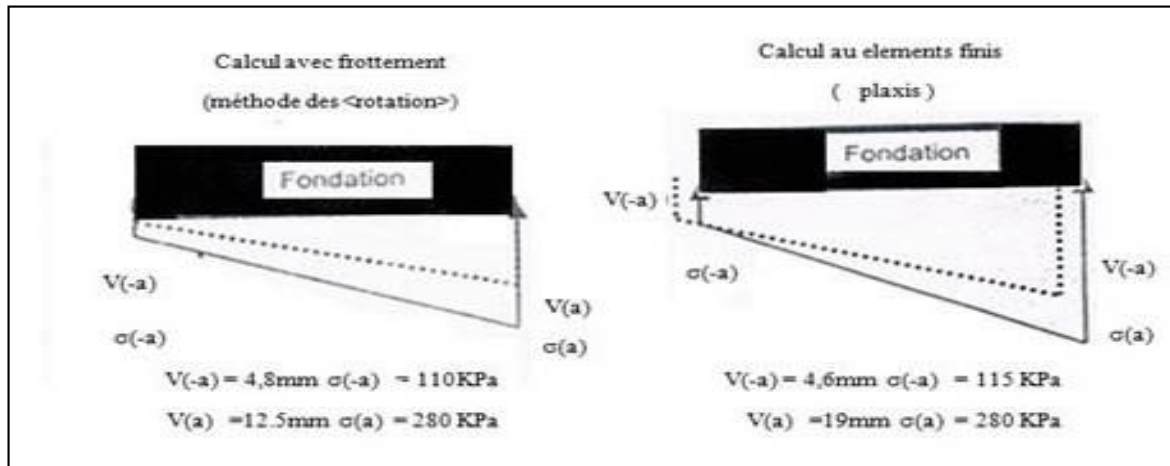
• Comparaison entre la solution analytique et les calculs en élément finis

Les résultats des calculs analytique par la méthode des rotation (Dhouib et al 2002, et 2003) avec prise en compte du frottement sur les faces latérales du massif de fondation et les calculs numérique en élément finis par (Plaxis), la comparaison porte sur les déplacements du massif et les contraintes qui leur sont associées.

Les résultats obtenus montrent que malgré les difficultés rencontrés pour procéder à une modélisation plus représentative du comportement réel du massif (problème tridimensionnel) les calculs en élément finis en déformation planes offrent, dans l'ensemble une concordance acceptable avec la méthode des rotation mais la résolution du problème par une modélisation tridimensionnelle est mieux adaptée pour étudier, comme pour les semelles sous charge centrée < confinement > des colonnes sur les bords du milieu traité (Dhouib).



a-sol non traité :état de tassements (v) et contraintes verticales (σ) à la base du masif



b-Sol traité par colonnes balastées : état de tassements (v) et contraaintes verticales à la bas du masif .

_____ contrainte verticales..... Déplacements verticaux

Figure II.4 : etude comparative d'un massif de fondation sur colonnes balasstées et soumis à des efforts de renversement (dhouib,2003c)

II.3 Généralités sur les lois de comportement

La connaissance des lois de comportement des matériaux en place ou d'apport joue un rôle fondamental dans l'application de la méthode de calcul par éléments finis et dans la détermination des champs de déplacement et de contraintes au sein des ouvrages et de leur environnement.

La plupart des matériaux rencontrés dans le domaine du génie civil sont caractérisés par un comportement non linéaire. Cette non linéarité peut avoir deux origines distinctes : d'une part, une origine géométrique due à l'apparition de grandes déformations et d'autre part, une

origine matérielle due à des changements de propriétés mécaniques du matériau (Mestat, 1994).

Du point de vue mathématique, une loi de comportement se traduit par une relation entre les tenseurs de contraintes et de déformations, de leurs vitesses et du temps. Cependant, les formes les plus simples utilisées en pratique (lois élasto plastiques) supposent que le temps, en termes de durée n'intervient pas et que tout effet de vieillissement est négligé (Mestat, 1994).

A l'état actuel de la recherche, on peut certifier qu'il n'existe pas une loi de comportement universelle pour décrire le comportement réel des sols. Chaque loi de comportement a ses spécificités d'application pour un type de sol par rapport à un autre, parmi les principes fondamentaux des lois de comportement d'après (Pecker, 2006) :

- Elle doit être écrite en contraintes effectives,
- Elle doit être basée sur une interprétation physique des phénomènes,
- Elle doit permettre la description de tout chemin de contrainte (ou déformation) depuis les très petites déformations jusqu'aux grandes déformations,
- Elle doit être validée pour des chemins de contrainte (ou déformation) différents de ceux ayant servi au développement du modèle,
- Le nombre de paramètres doit être restreint pour permettre leur détermination expérimentale.

II.3.1 Synthèse de quelques modèles de comportement des sols

Les modèles de comportement des géo matériaux ont connu un développement important ces dernières décennies, vu l'évolution de l'informatique (capacité de calcul) et les moyens de reconnaissance des sols, tels que les paramètres de comportement les plus complexes se mesurent au laboratoire.

Le choix d'un modèle de comportement est donc essentiellement fait à partir des données géotechniques disponibles. Dans le cas de la disponibilité des essais de laboratoire et si les délais de l'étude le permettent, il est possible de déterminer les paramètres des lois de comportement complexes et d'utiliser ces dernières pour représenter les ouvrages géotechniques dans la modélisation du problème posé. Toutefois, ce type d'étude est très rare pour un dimensionnement, dans la majorité des études quand la méthode des éléments finis est requise, les ingénieurs préfèrent utiliser des lois élastoplastiques parfaites comme celle de Mohr- Coulomb qui font appel à des données géotechniques familières et facilement accessibles, même si les résultats ne correspondent pas toujours à la réalité, [Mestat, 1994].

Les modèles les plus connus dans le domaine des géo matériaux sont les suivants :

- Critère de Mohr- Coulomb (plasticité parfaite),
- Critère de Drucker Prager,
- Modèle élastique non linéaire de Duncan,
- Critère de Von Mises,
- Critère de Lade,
- Critère de Matsuoka,
- Critère de Cam,
- Critère de Cam Clay modifié,

La modélisation effectuée par le code PLAXIS 2D pour le cas d'études est basée sur l'application du critère de plasticité de Mohr- Coulomb.

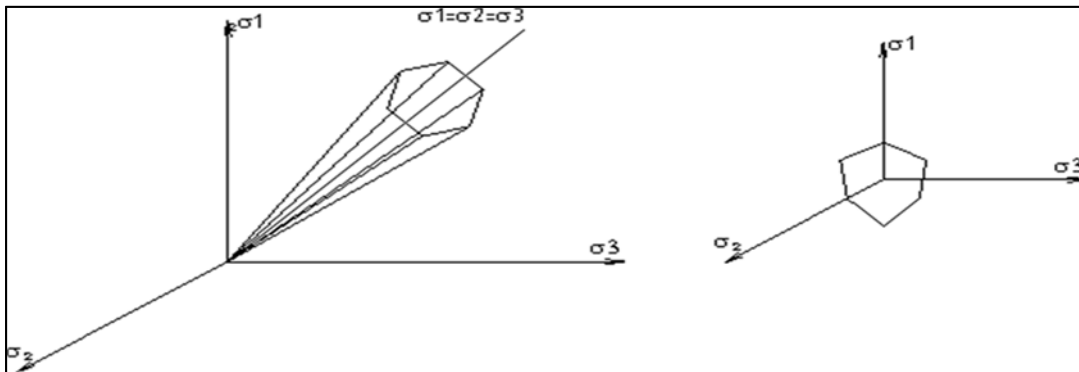
Le choix de ce modèle est justifié par le nombre limité de données géotechniques disponibles et la concordance de ce critère avec la nature pulvérulente des colonnesballastées introduites dans le sol et qui mettent en jeu essentiellement le frottement inter granulaire (ϕ_c) pour l'amélioration du sol et l'homogénéisation des terrains.

La plupart des modèles des sols renforcés par colonnes ballastées examinés dans la littérature spécialisée, se sont basés sur le critère de Mohr- Coulomb. [Dhouib et Blondeau, 2005]

➤ Modèle de Mohr- Coulomb

Dans le cas d'un problème tridimensionnel, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par un scalaire $f(\sigma_{ij})$ appelées fonction de charge du matériau. On appelle le critère d'élasticité la condition $f(\sigma_{ij}) < 0$, et le critère de plasticité $f(\sigma_{ij}) = 0$.

Le critère de Mohr- Coulomb est représenté dans l'espace des contraintes principales par sa surface de rupture indiquée sur la figure (Fig II.5).



FigureII.5: Surface de rupture de Mohr- Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb se traduit en plan par l'expression suivante :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \varphi - 2 \cdot C \cdot \cos \varphi = 0, \text{ tel que: } \sigma_1 \leq \sigma_3$$

La loi de comportement est complétée par le potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$ tel que :

$$G(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin T$$

σ_1 et σ_3 : sont les contraintes principales majeure et mineure, C est la cohésions et φ l'angle de frottement intergranulaire du matériau.

T : représente l'angle de dilatance du matériau.

Dans le cas des sols purement cohérents (argile $\varphi = 0$), le critère de Mohr- Coulomb se traduit par le critère de Tresca qui est donné par :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2C_u$$

La loi élastoplastique est associée lorsque l'angle de dilatance est égal à l'angle de frottement. Les essais de laboratoire montrent qu'une loi d'écoulement associée conduit à une surestimation des déformations volumiques, par conséquent, l'angle de dilatance est toujours inférieur à l'angle de frottement. A défaut de valeurs expérimentales précises, on peut admettre pour

Les matériaux pulvérulents la relation empirique suivante (Mestat, 1994) : $\varphi - \psi = 30$.

La résistance au cisaillement est une fonction linéaire qui est donné par l'expression suivante :

$$\tau = C + \sigma \cdot \sin \varphi. \text{ Cette équation est indiquée sur la figure (figure II.6)}$$

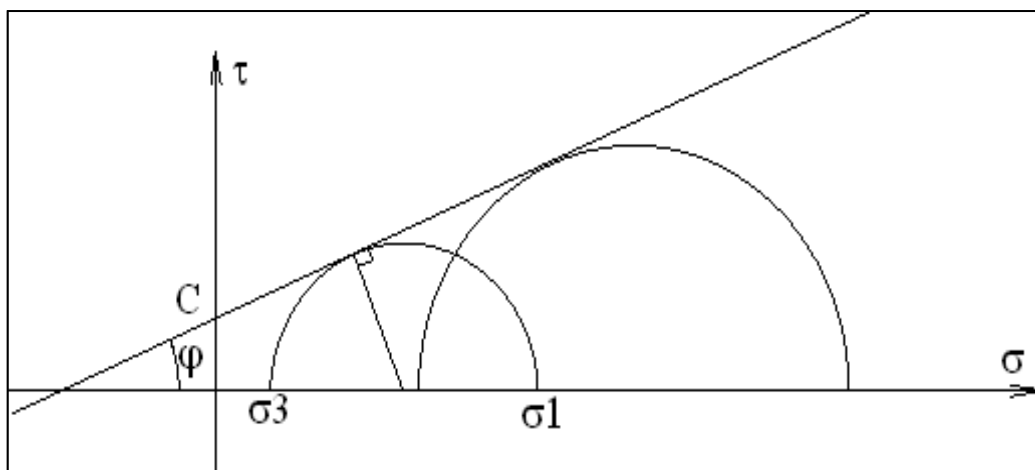


Figure II.6: Courbe intrinsèque de Mohr- Coulomb

CHAPITRE III

ETUDE DE CAS

III.1 Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'analyse de comportement d'un sol renforcé par colonnes ballastées et supportant une superstructure en variant sa charge en prenant en considération trois cas : **R+1, R+6 et R+10**. Elle est réalisée à l'aide d'une modélisation bidimensionnelle. Le code **PLAXIS 2D** est utilisé dans ce travail. Ce code utilise la méthode des éléments finis pour résoudre les équations d'équilibre.

Le chapitre est composé de trois grandes parties, la première consacrée à la détermination de la charge due à la présence de la superstructure et la deuxième c'est l'étude de comportement de sol sans et avec colonnes ballastées, la dernière partie est consacrée à l'étude de l'influence des différents paramètres tel que le module de rigidité **E**, le coefficient de poisson, l'angle de frottement φ , la cohésion **C**, le diamètre **D** et l'espacement **e** des colonnes ballastées.

III.2 Etude des superstructures :

Pour les trois cas, la zone d'implantation de l'ouvrage est **III** à la wilaya d'Alger (zone de forte sismicité) à usage multiple, avec une contrainte admissible de sol $\sigma_{sol} = 1\text{bar}$. Et à usage multiple

III.2.1 La première variante est une structure en béton armé avec portique auto stable en maçonnerie rigide R+1 :

- **Prédimensionnement :**

Le calcul des dimensions des différents éléments est bâti sur les conditions de BAEL 97 et de l'R.P.A 2003, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Dimensions des différents éléments de la structure 1^{ère} variante.

	Poteau (cm²) RDC	Poteau (cm²) 1^{er}	Poutre principale (cm²)	Poutre secondaire (cm²)	Epaisseur du plancher (cm)
Dimensions calculées	(25x25)	(20x20)	(40x30)	(35x30)	16
Dimensions adoptées	(45x45)	(40x40)	(30x40)	(30x40)	20

- **Etude sismique de la structure :**

L'étude est menée suivant les méthodes données par le RPA99/2003, et la modélisation à l'aide de logiciel ETABS 9.6.

- Les résultats et les vérifications sont résumés dans les tableaux suivants:

- La période fondamentale : $T = C_t h_N^{3/4}$, $h_N = 6.12$ m, $C_T = 0.05 \rightarrow T = 0.19$ sec

Tableaux III.6 (a) et (b) : l'effort calculé par la méthode modale spectrale 1^{ère}

Tableau III.2 : Excentricité théorique 1^{ère} variante

Etages	Masse X	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey(m)
1	331,276	11,852	11,337	11,881	11,493	-0,029	-0,156
2	343,691	11,85	11,33	11,865	11,627	-0,015	-0,297
Somme	674,967						

Tableau III.3: l'effort calculé par la méthode statique équivalente 1^{ère} variante

Mode	Période (Sec)	U _x	U _y	SumU _x	SumU _y	R _z	
1	0,24502	84,2618	0,0005	84,2618	0,0005	0,947	translation
2	0,23338	0,001	85,3935	84,2629	85,3939	0,0122	translation
3	0,21425	0,9919	0,0103	85,2548	85,4042	84,3306	Rotation
4	0,0707	14,7132	0,0001	99,968	85,4043	0,0456	
5	0,06954	0,0001	14,5949	99,9681	99,9992	0,0005	
Vérification 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$ CV							

Tableau III.4: Les différents coefficients 1^{ère} variante

Paramètres	A	η	Q	D _x	D _y	R	ξ %
Valeurs	0.25	0.88	1.05	2.04	2.04	3.5	7

Tableau III.5: l'effort calculé par la méthode statique 1^{ère} variante

Paramètres	W _T (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Valeurs	6621,42	1013,08	1013,08

variante

Tableau (a)

Mode	Période (sec)	UX	UY	Sa/g
1	0,245019	0,842618	0,000005	0,20625
2	0,233381	0,00001	0,853935	0,20625
3	0,214248	0,009919	0,000103	0,20625
4	0,070704	0,147132	0,000001	0,262418
5	0,069543	0,000001	0,145949	0,26324

Tableau (b)

Mode	Période (sec)	W _t	V _{ix}	V _{iy}
1	0,245019	6621,425	1150,737	0,006828
2	0,233381	6621,425	0,013657	1166,193
3	0,214248	6621,425	13,54607	0,140664
4	0,070704	6621,425	255,6538	0,001738
5	0,069543	6621,425	0,001743	254,393

Tableau III.7: Vérification de la résultante de l'effort sismique 1^{ère} variante

	V _t (KN)	V(KN)	V _t / V	Observations
Sens (x-x)	1178,87	1013,08	1.16	Vérifier
Sens (y-y)	1193,62	1013,08	1.17	Vérifier

N.B : Après vérification, on constate que la structure est stable vis-à-vis l'effort sismique

- **Les efforts tranchant à la base de la structure :**

Les efforts repris par les poteaux à la base sont donnés dans le tableau V.8, la figure V.1 représente la disposition des poteaux.

Tableaux III.8 (a), (b) : L'effort à la base des poteaux 1^{ère} variante

Tableau (a)

N° de poteau	L'effort en (kN)	N° de poteau	L'effort en (kN)
C59	-120,17	C79	-403,15
C60	-186,54	C80	-393,73
C61	-216,27	C81	-331,82
C62	-218,3	C82	-203,01
C63	-218,25	C83	-120,23
C64	-216,28	C84	-188,55
C65	-186,54	C85	-327,75
C66	-120,16	C86	-396,47
C67	-203,07	C87	-380,44
C68	-332,05	C88	-319,01
C69	-390,06	C89	-188,43

Tableau (b)

N° de poteau	L'effort en (kN)	N° de poteau	L'effort en (kN)
C70	-396,18	C90	-120,25
C71	-394,99	C91	-249,15
C72	-390,25	C92	-381,61
C73	-332,05	C93	-382,88
C74	-203,08	C94	-248,94
C75	-203,03	C95	-145,66
C76	-331,69	C96	-212,75
C77	-385,01	C97	-212,8
C78	-387,18	C98	-145,66

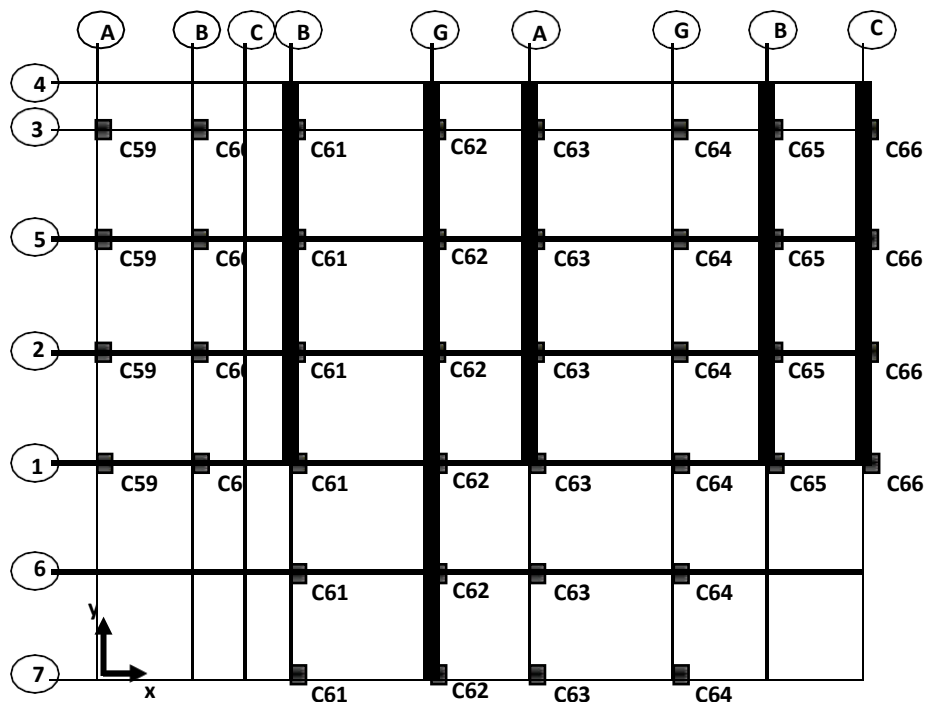


Figure III.1 : La disposition des poteaux à la base de la structure 1^{ère} variante

- **L'étude des fondations :**

Après vérification des conditions de choix des fondations ; on a opté pour des semelles isolés.

Tableau III.9: Prédimensionnement des semelles 1^{ère} variante

	Les charges		Sollicitations à l'ELS et l'ELU
	$G = 252,93 \text{ kN}$ $Q = 41,13 \text{ kN}$		$N_S = 294,06 \text{ kN}$ $N_U = 403,15 \text{ kN}$
Surface minimale du radier	$\frac{N_S}{A \times B} \leq \sigma_{so} \text{ et } B > \sqrt{\frac{N_S}{\sigma_{sol}}}$		$B = A = 1,8 \text{ m}$
Soulèvement	$e_0 \leq \frac{A}{6}$ la valeur de $e_0 = 0,28 \text{ cm}$		$e_0 = 0,28 \text{ cm} < 0,3 \text{ cm}$ CV
Charge trapézoïdale	$\frac{N_U(1+3e/A)}{A \times B} \leq \sigma_{sol}$		$128,6 \text{ kN/m}^2 \leq 130 \text{ kN/m}^2$ CV

III.2.2 La deuxième variante est une structure en béton armé en voiles porteurs R+6 :

- **Prédimensionnement :**

Les dimensions des éléments structuraux de la structure sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.10 : Dimensions des différents éléments de la structure 2^{ème} variante.

	Poteau (cm ²) RDC-2 ^{ème}	Epaisseur de Voile cm	Poteau (cm ²) 3 ^{ème} -6 ^{ème}	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)	Epaisseur du plancher (cm)
Dimensions calculées	(30x30)	14.55	(25x25)	(40x30)	(35x30)	16
Dimensions adoptées	(45x45)	20	(40x40)	(40x30)	(35x30)	20

- **Etude dynamique de la structure :**

Les résultats et les vérifications sont donnés comme suit :

- La période fondamentale : $T = C \frac{h^{3/4}}{t_N}$, $h_N = 21.42 \text{ m}$, $C_T = 0.05 \rightarrow T = 0.49 \text{ sec}$

Tableau III.11 : Excentricité théorique 2^{ème} variante

Etages	Masse X	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	e _x (m)	e _y (m)
1	407,6984	11,846	11,353	11,924	10,885	-0,078	0,468
2	439,4184	11,782	11,828	11,997	11,122	-0,215	0,706
3	424,6737	11,785	11,831	12,061	11,155	-0,276	0,676
4	419,0697	11,784	11,838	12,109	11,162	-0,325	0,676
5	419,0697	11,784	11,838	12,146	11,174	-0,362	0,664
6	415,8015	11,771	11,855	12,17	11,198	-0,399	0,657
Somme	2940,743						

Tableau III.12: les périodes et les facteurs de participation modale 2^{ème} variante

Mode	Période (Sec)	U _x	U _y	SumU _x	SumU _y	R _z	
1	0,586643	73,48	0,0014	73,48	0,0014	0,3576	translation
2	0,460442	0,0018	68,8225	73,4818	68,8239	1,6177	translation
3	0,40565	0,3096	1,6429	73,7915	70,4668	67,9076	Rotation
4	0,173468	14,3599	0,0005	88,1514	70,4673	0,0156	
5	0,1174	0,0001	18,1087	88,1515	88,576	0,0354	
6	0,095831	0,0068	0,0268	88,1583	88,6028	18,786	
7	0,081292	5,9856	0	94,144	88,6028	0,0005	
8	0,052451	0	6,3464	94,144	94,9492	0,0024	
Vérification 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$ CV							

Tableau III.13: Les différents coefficients de l'étude sismique 2^{ème} variante

Paramètres	A	η	Q	D _x	D _y	R	ξ %
Valeurs	0.25	0.82	1.05	2.04	2.04	3.5	8, 5

Tableau III.14: l'effort calculé par la méthode statique équivalente 2^{ème} variante

Paramètres	W _T (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Valeurs	28848,69	4413,85	4413,85

Tableau III.15: Vérification de la résultante de l'effort sismique 2^{ème} variante

	V _t (KN)	V(KN)	V _t / V	Observations
Sens (x-x)	4159,59	4413,85	0,94	Vérifier
Sens (y-y)	3995,42	4413,85	0,91	Vérifier

Tableau III.16: (a), (b) l'effort calculé par la méthode modale spectrale 2^{ème} variante**Tableau (a)**

Mode	Période (sec)	UX	UY	Sa/g
1	0,586643	0,7348	0,000014	0,19125
2	0,460442	0,000018	0,688225	0,19125
3	0,40565	0,003096	0,016429	0,19125
4	0,173468	0,143599	0,000005	0,19125
5	0,1174	0,000001	0,181087	0,217602
6	0,095831	0,000068	0,000268	0,235037
7	0,081292	0,059856	0	0,246789
8	0,052451	0	0,063464	0,270102

Tableau (b)

Mode	Période (sec)	W _t	V _{ix}	V _{iy}
1	0,586643	28848,69	4054,121	0,077242
2	0,460442	28848,69	0,099312	3797,152
3	0,40565	28848,69	17,0816	90,64391
4	0,173468	28848,69	792,2804	0,027587
5	0,1174	28848,69	0,006278	1136,778
6	0,095831	28848,69	0,461074	1,817173
7	0,081292	28848,69	426,1471	0
8	0,052451	28848,69	0	494,5173

N.B : Après vérification, on constate que la structure est stable vis-à-vis l'effort sismique

- Les efforts tranchant à la base de la structure :

Les efforts repris par les poteaux à la base sont donnés dans le tableau III.17, la figure III. 2 représente la disposition des poteaux.

Tableau III.17: L'effort à la base des poteaux et voiles 2^{ème} variante

N° de poteau	L'effort en (kN)	N° de poteau	L'effort en (kN)	N° de poteau	L'effort en (kN)	N° de poteau	L'effort en (kN)
C1	-1013,76	C22	-1378,64	C11	-1194,85	C32	-1288,74
C2	-405,58	C23	-1165,89	C12	-644,81	C34	-1388,64
C3	-1216,83	C24	-425,49	C13	-659,79	C35	-731,48
C4	-1210,04	C25	-204,91	C14	-1189,07	C36	-308,8
C5	-1210,73	C26	-663,35	C15	-1159,97	C37	-667,77
C6	-1219,82	C27	-616,66	C16	-306,18	C38	-650,28
C7	-1022,98	C28	-785,95	C17	-517,77	C39	-675,4
C8	-443,77	C29	-425,29	C18	-1175,36	C40	-282,51
C9	-462,3	C30	-1378,15	C19	-1382,93	C20-1	-1469,1
C10	-1175,3	C31	-815,68	C21	-1409,36	C33-1	-1462,51

Tableau III.18: L'effort à la base des voiles 2^{ème} variante

N° de voile	VOILE 1	VOILE 2	VOILE 3	VOILE 4	VOILE 5	VOILE 6	VOILE 7	VOILE 8	VOILE 9	VOILE 10
L'effort en (kN)	-1462,8	-834,15	-1244,1	-983,67	-990,39	-1295,4	-1628	-1628,1	-1215,1	-670,2

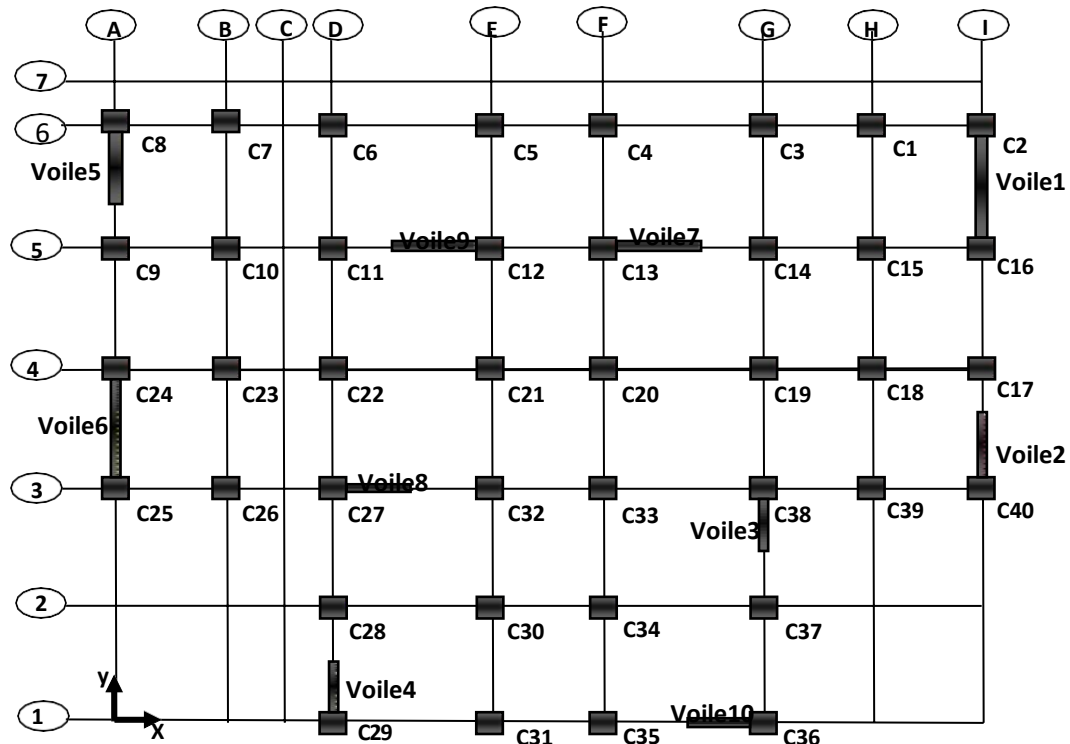


Figure III.2: La disposition des poteaux à la base de la structure 2^{ème} variante

- **L'étude des fondations :**

Pour la structure en R+6 ; on a opté des semelles filantes.

- ✓ **Dimensionnement de la semelle :**

$$e_0 \leq \frac{L}{6} \text{ et } B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} L} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right)$$

Tableau III.19: Largeur des semelles longitudinales sens x-x

Semelles	N(KN)	M (kN.m)	e ₀ (m)	L(m)	B(m)
SF1	2157,77	112,137	0,05197	11,7	1,86882
SF2	3073,12	493,811	0,16069	11,7	2,43482
SF3	4210,38	554,194	0,13163	23,7	1,80613
SF4	6494,43	929,234	0,14308	23,7	2,7899
SF5	7324,49	1463,99	0,19988	23,7	2,48869
SF6	5643,19	2547,59	0,45145	23,7	2,51716

Tableau III.20: Largeur des semelles longitudinales sens y-y

Semelles	N(KN)	M (kN.m)	e ₀ (m)	L(m)	B(m)
SFA	2801,01	969,249	0,34604	12	2,3361
SFB	2933,92	1585,25	0,54032	12	2,47519
SFD	4814,2	7585,35	1,57562	19,7	2,43012
SFE	4912,14	184,295	0,03752	19,7	2,49772
SFF	5036,73	258,397	0,0513	19,7	2,47669
SFJ	4850,56	9809,67	2,02238	19,7	2,32052
SFI	2791,36	3698,12	1,32485	12	2,49658

III.2.3 La troisième variante est une structure en béton armé en voile porteur R+10 :

- **Prédimensionnement :**

Les dimensions des éléments structuraux de la structure sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.21 : Dimensions des différents éléments de la structure 3^{ème} variante.

	Poteau (cm ²) RDC-2 ^{ème}	Epaisseur de Voile cm	Poteau (cm ²) 3 ^{ème} -6 ^{ème}	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)	Epaisseur du plancher (cm)
Dimensions calculées	(30x30)	14.55	(25x25)	(40x30)	(35x30)	16
Dimensions adoptées	(45x45)	20	(40x40)	(40x30)	(35x30)	20

- **Etude dynamique de la structure :** Les résultats et les vérifications sont donnés comme suit : $h_N = 33.66 \text{ m}$ $C_T = 0.05$ $T = C \frac{h^{3/4}}{t_N} = 0.70 \text{ seconde}$

CHAPITRE III

ETUDE DE CAS

Tableau III.22 : Excentricité théorique 3^{ème} variante

Etages	Masse X	XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey (m)
1	428,3545	11,846	11,395	11,869	10,963	-0,023	0,432
2	453,6159	11,784	11,853	11,903	10,833	-0,119	1,02
3	445,4942	11,788	11,849	11,931	10,872	-0,143	0,977
4	438,8712	11,787	11,856	11,952	10,912	-0,165	0,944
5	429,0522	11,849	11,962	11,963	10,945	-0,114	1,017
6	433,1023	11,788	11,868	11,97	10,971	-0,182	0,897
7	433,2672	11,786	11,864	11,974	10,991	-0,188	0,873
8	433,2672	11,786	11,864	11,975	11,009	-0,189	0,855
9	433,2672	11,786	11,864	11,973	11,028	-0,187	0,836
10	429,999	11,773	11,88	11,969	11,05	-0,196	0,83
11	422,1103	11,778	11,901	11,957	11,081	-0,179	0,82
Somme	4780,401						

Tableau III.23: les périodes et les facteurs de participation modale 3^{ème} variante

Mode	Période (Sec)	U _x	U _y	SumU _x	SumU _y	R _z	
1	0,719267	0,058	68,2192	72,9258	68,2564	0,153	Translation
2	0,60915	0,3957	0,1631	73,3215	68,4195	67,1458	Translation
3	0,271091	13,3239	0,0019	86,6454	68,4215	0,0411	Rotation
4	0,181664	0,0007	17,8263	86,6461	86,2478	0,0057	
5	0,143763	0,0182	0,0062	86,6642	86,254	18,4962	
6	0,134048	5,5675	0,0002	92,2318	86,2542	0,002	
7	0,080778	0,0006	6,8715	92,2324	93,1257	0,0014	
8	0,719267	0,058	68,2192	72,9258	68,2564	0,153	
Vérification 30%, T_{dyn} < 1.3T_{RPA}..... CV							

Tableau III.24: Les différents coefficients de l'étude sismique 3^{ème} variante

Paramètres	A	η	$\frac{Q}{T_{tableau}}$	$\frac{D_x}{(a)}$	D _y	R	ξ %
Valeurs	0.25	0.82	1.05	2.04	1.93	3.5	8, 5

Tableau III.25: (a) et (b) l'effort calculé par la méthode modale spectrale 3^{ème} variante

Mode	Période (sec)	UX	UY	Sa/g
1	0,898684	0,728678	0,000372	0,038678
2	0,719267	0,00058	0,682192	0,06038
3	0,60915	0,003957	0,001631	0,19125
4	0,271091	0,133239	0,000019	0,19125
5	0,181664	0,000007	0,178263	0,19125
6	0,143763	0,000182	0,000062	0,196292
7	0,134048	0,055675	0,000002	0,204145
8	0,080778	0,000006	0,068715	0,247204

Tableau (b)

Mode	Période (sec)	W _t	V _{ix}	V _{iy}
1	0,898684	46895,74	1321,695	0,674743
2	0,719267	46895,74	1,642318	1931,684
3	0,60915	46895,74	35,48958	14,62813
4	0,271091	46895,74	1194,995	0,170407
5	0,181664	46895,74	0,062782	1598,807
6	0,143763	46895,74	1,675353	0,570725
7	0,134048	46895,74	533,0051	0,019147
8	0,080778	46895,74	0,069557	796,6016

Tableau III.26: l'effort calculé par la méthode statique équivalente 3^{ème} variante équivalente 1^{ère} variante

Paramètres	W _T (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
Valeurs	46895,74	7175,05	7175,05

Tableau III.27: Vérification de la résultante de l'effort sismique 3^{ème} variante

	V _t (KN)	V(KN)	V _t / V	Observations
Sens (x-x)	5947.14	7175,05	0,82	Vérifier
Sens (y-y)	6551.11	7175,05	0,91	Vérifier

N.B : Après vérification, on constate que la structure est stable vis-à-vis l'effort sismique

- Les efforts tranchant à la base de la structure :

Les efforts repris par les poteaux à la base sont donnés dans le tableau III.28, la figure III.3 représente la disposition des poteaux et des voiles.

Tableaux III.28 (a) et (b) : L'effort à la base des voiles et des poteaux 3^{ème}**Tableau (a)**

Numéro de voile	L'effort en (KN)
VOILE 1	-1986,64
VOILE 2	-2240,77
VOILE 3	-2285,39
VOILE 4	-1482,59
VOILE 5	-1974,86
VOILE 6	-2215,03
VOILE 7	-1506,96
VOILE 8	-532,85
VOILE 9	-2328,91
VOILE 10	-541,92
VOILE 11	-2617,31
VOILE 12	-2611,9
VOILE 13	-824,16
VOILE 14	-813,42

Tableau (b)

Numéro de poteau	L'effort en (KN)	Numéro de poteau	L'effort en (KN)
C1	-750,8	C22	-1650,68
C2	-1214,49	C23	-698,03
C3	-1808,94	C24	-500,6
C4	-1865,68	C25	-1143,17
C5	-1864,93	C26	-2111,7
C6	-1813,56	C28	-1103,46
C7	-1230,32	C29	-816,2
C8	-752,55	C30	-487,92
C9	-594,69	C33	-893,41
C10	-1636,19	C34	-1991,3
C11	-1730,76	C35	-2002,55
C12	-1240,77	C36	-1057,28
C13	-1257,09	C37	-713,18
C14	-1720,92	C38	-1019,88
C15	-1635,53	C39	-1243,79
C16	-577,5	C40	-628,62
C17	-692,41	C41	-807,82
C18	-1991,52	C42	-1644,91
C19	-2106,08	C20-1	-2121,72
C21	-2009,52	C27-1	-1799,94

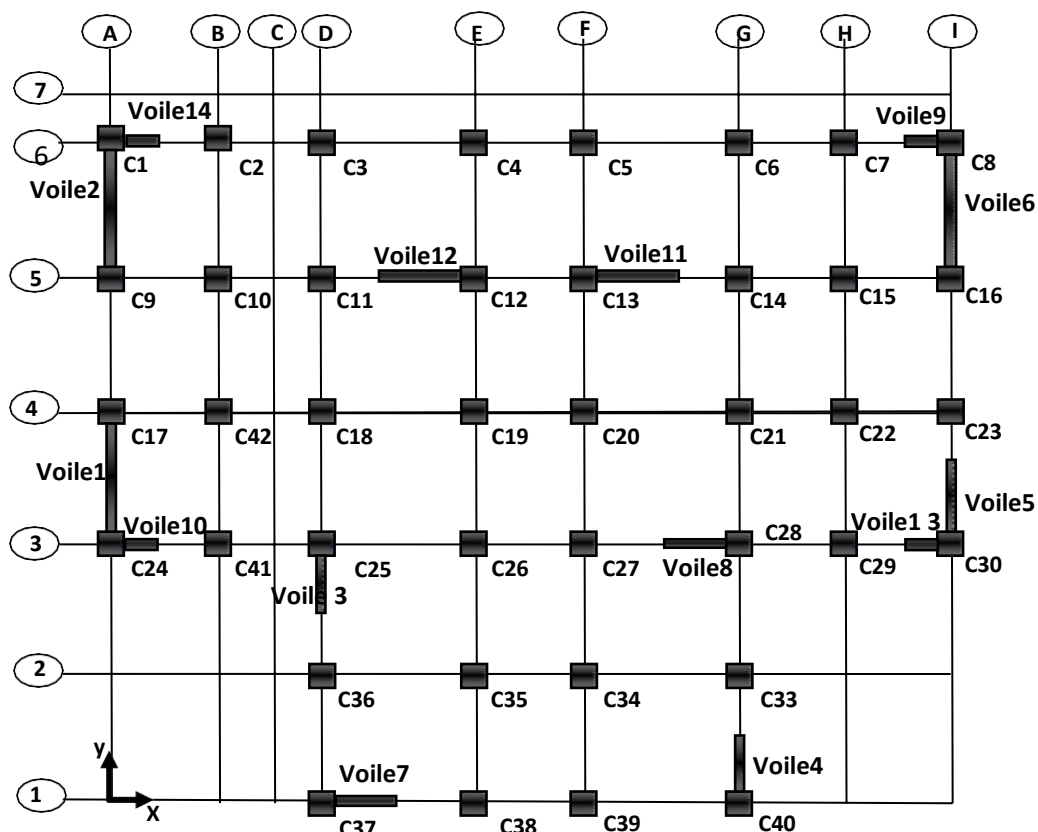


Figure III.3: La disposition des poteaux et voiles à la base de la structure 3^{ème}

- L'étude des fondations :

Après vérification des conditions de choix des fondations ; on a opté pour un radier général. Le prédimensionnement et les vérifications de radier sont donnés dans les tableaux V.29 et III.30.

Tableau III.29: L'épaisseur de radier pour la 3^{ème} variante

L'épaisseur du radier	
1. Condition forfaitaire	$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$ avec : $L_{\max} = 4,30\text{m}$; $47.5\text{cm} \leq h_r \leq 76\text{cm}$.
2. Condition de rigidité	$Le \geq \frac{L_{\max}}{\pi}$, $Le = 4 \sqrt{\frac{EI}{Kb}}$ Avec $\frac{EI}{Kb} = \frac{5\pi^3}{12}$ Pour un mauvais sol ; $K=50000 \text{ kN/m}^3$ $h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq 0,31 \text{ m}$
3. Condition de coffrage	$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{430}{10} = 43\text{cm}$; $h_r \geq 43\text{cm}$
De (1), (2), (3) on a : $h_r = 70\text{cm}$	

- ✓ **Vérifications** : la vérification des conditions de cisaillement, et la surface minimale du radier sont données dans le tableau III.30.

Tableau III. 30: Les différentes conditions à vérifier pour la 3^{ème} variante

Détermination des charges et des surcharges		Condition de cisaillement	Vérification de la surface minimale du radier
Les charges	Les efforts	$h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 S_{rad} \times 0.06 f_{cj}}$ $h_r \geq \frac{Nu \times 4.3 \times 1.15}{0.9 \times 2 (590) \times 1500} \geq 0,31$ $h_r = 0,70 \text{ cm} \geq 0,31 \text{ cm} \dots \text{CV}$	$\frac{N_u}{S_r} \leq \sigma_{sol}$ $S_r \geq \frac{N_u}{1,3 \sigma_{sol}} = \frac{76360,97}{1,3 \times 100} = 587,38 \text{ m}^2$ $S_r > S_{bat} \dots \text{CV}$ Avec un débord : D= 1,8 m
G = 48258,93kN	N _U = 76360,97 kN		
Q = 7474,27kN	N _S = 55733,21 kN		
Surface à la base			
S _{bat} = 402.67m ²			

III.3 Etude de l'effet de la charge sur la stabilité de sol renforcé par colonnes ballastées :

Dans ce qui suit, l'objectif recherché a été de mieux apprécier le rôle des colonnes ballastées pour l'augmentation de la capacité portante de sol étudié ainsi que la réduction de tassement en introduisant l'effet de la variation de la charge de la superstructure. La figure III.4 montre les différentes couches de sol d'implantation, ainsi que la profondeur de chacune d'elles :

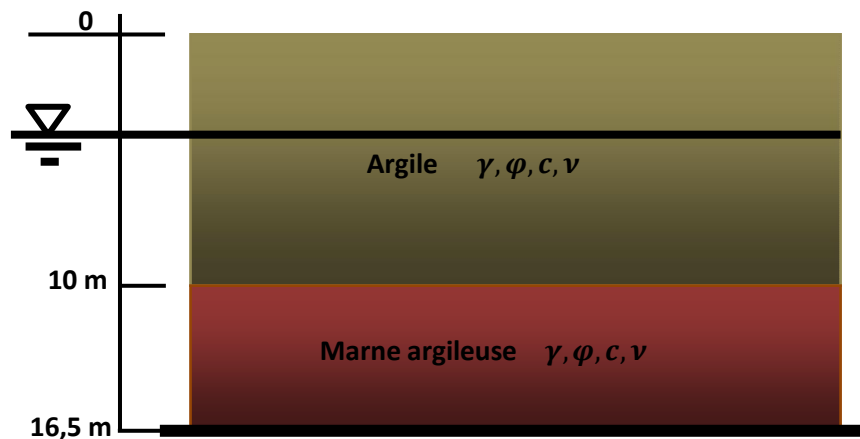


Figure III.4: Les différentes couches de sol d'implantation.

III.3.1 Caractéristiques du sol :

Les caractéristiques mécaniques du sol, colonne et des fondations sont résumées dans le tableau III.31.

Le modèle de comportement des colonnes et du sol est élastoplastique de type Mohr-coulomb non associé. Du radier est supposé élastique. Ce choix est justifié sur la volonté de mettre en

œuvre un modèle simple, étant donné le nombre limité de données géotechniques disponibles sur le sol, ainsi la concordance de ce critère avec la nature pulvérulente du ballast. Le coefficient de poussée des terres au repos k_0 est pris égal à 0,38. C'est une valeur purement expérimentale de la valeur déterminée à partir de la formule $(1 - \sin(\varphi_c))$.

Les sols du profil représenté à la figure III.4 sont traités par un réseau de colonnes ballastées avec un maillage carré (1,2m x 1,2m), On réalise la modélisation de réseaux de colonnes ballastées ayant de dimension (27,6m x 21,50 m) et de longueur de 11 m. Le diamètre de la colonne est constant et égal à 0,6m. On a toujours gardé en tête des colonnes un matelas de 50 cm d'épaisseur.

Tableau III.31 : Propriétés mécanique des matériaux utilisés dans la modélisation.

Matériaux	Catégorie	Loi de comportement	Critère de rupture	ν (-)	γ (KPa)	c (KPa)	φ (°)	E (KPa)	Ψ (°)
Argile	Sol	Elasto-Plastique	Mohr-Coulomb	0,33	18,5	28	14	$1,47 \times 10^4$	0
Marne argileuse	Sol	Elasto-Plastique	Mohr-Coulomb	0,33	20	28,9	28	$5,44 \times 10^4$	0
Ballast	Colonne ballastée	Elasto-Plastique	Mohr-Coulomb	0,33	18	1	38	6×10^4	8
Béton		Elastique linéaire	-	0,25	24	-	-	32100	-
Matelas de répartition	Matelas	Elastique linéaire	-	0,3	22	-	-	6×10^4	-

III.3.2 Les charges appliquées :

Les charges de la structure reprises par les fondations des trois variantes sont déduites à partir de l'étude effectuée des superstructures par le logiciel ETABS.

Tableau III. 32 : Les valeurs des charges repris par les fondations des trois variantes.

	R+1	R+6	R+10
Q (kN/m ²)	Q ₁ = 62,65	Q= 272.53	Q'= 429.20
	Q ₂ = 102,4		
	Q ₃ = 121,4		
	Q ₄ = 124,4		

III.3.3 Dimensions et la disposition de réseau de colonnes ballastées :

Les dimensions et la disposition des colonnes ballastées sont représentées dans l'annexe A.1, pour les 03 variantes, tel qu'on a pris pour chaque cas la ligne de colonnes la plus sollicitée.

III.3.4 Analyse du premier cas de charge :

III.3.4.1 Le modèle géométrique :

Le premier cas concerne le cas de charge sur semelles isolées, tel que le réseau de colonnes supportent différents charges transmises par l'intermédiaire des semelles isolées. Le modèle géométrique adopté est représenté sur la figure III.5.

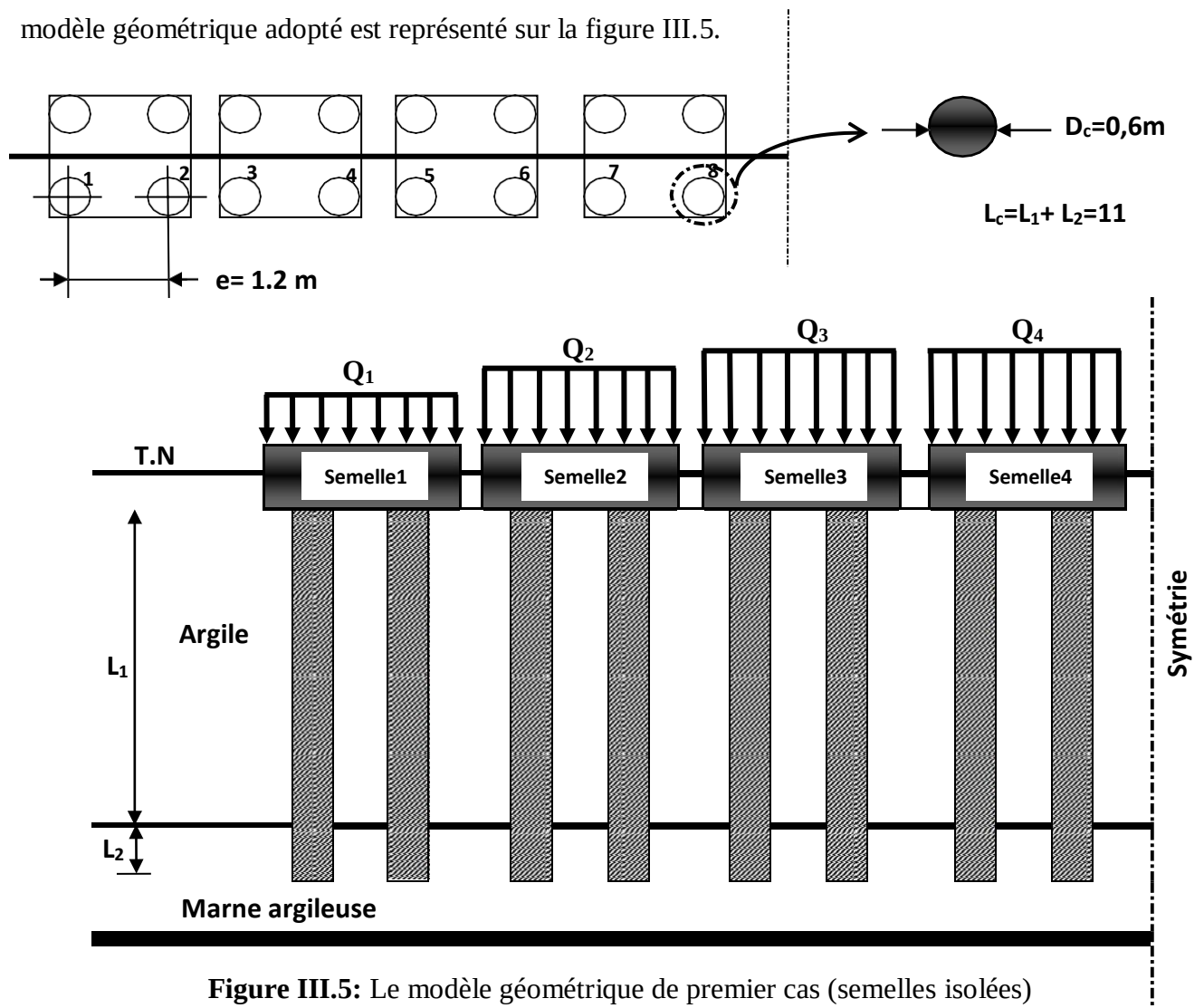
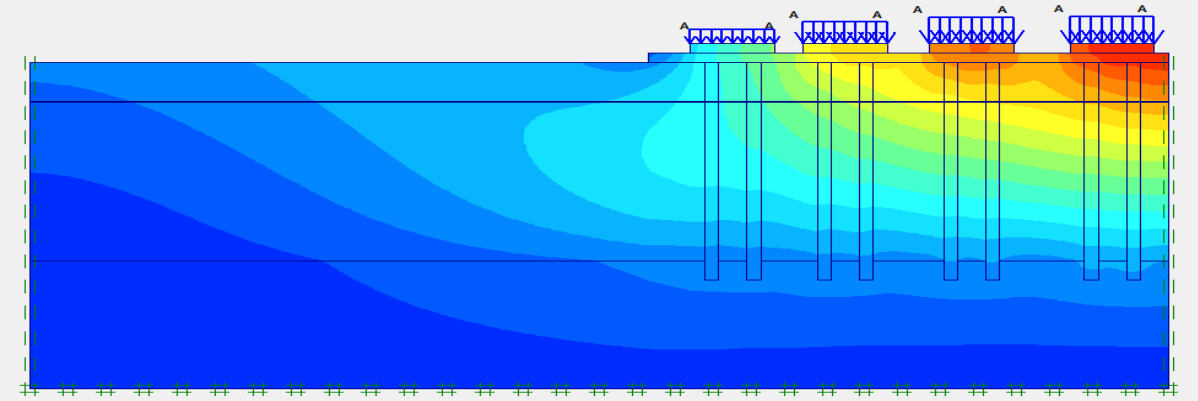
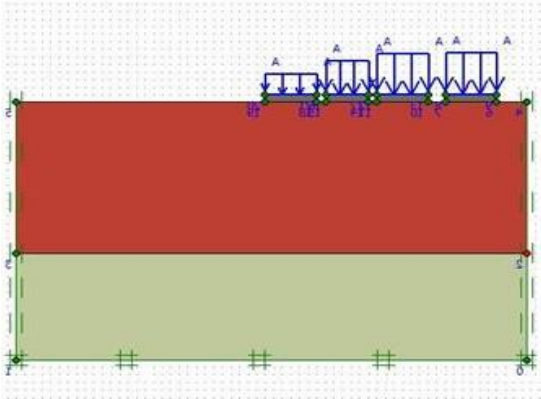
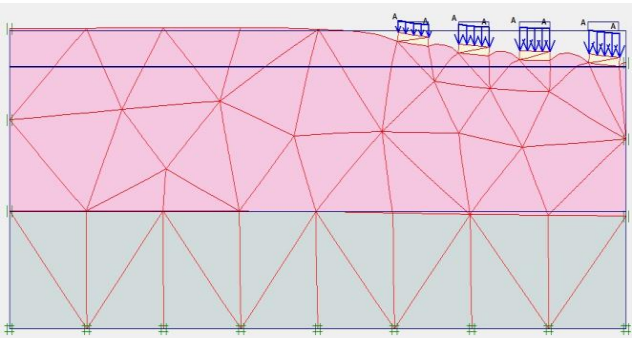
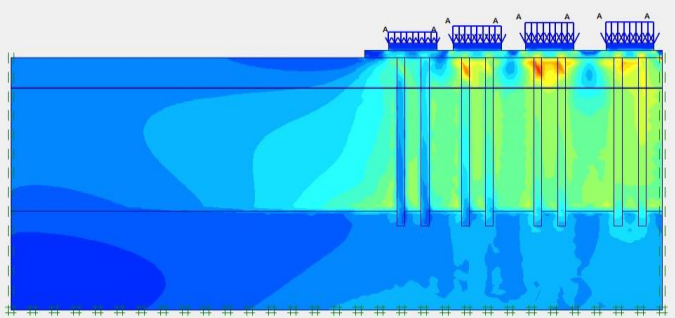
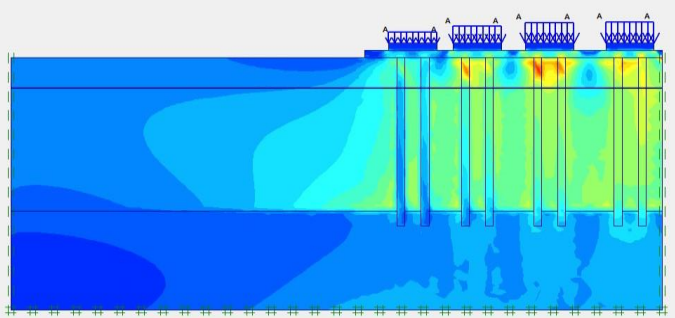
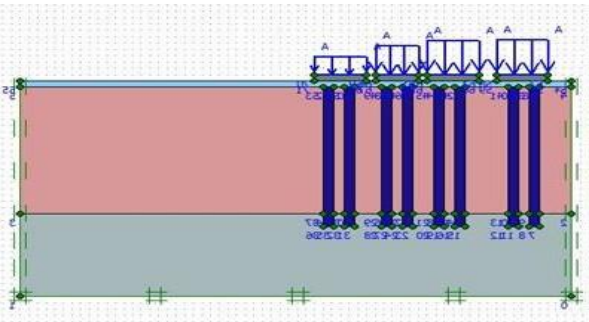
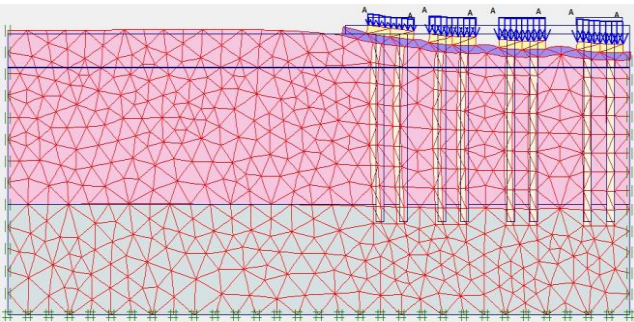
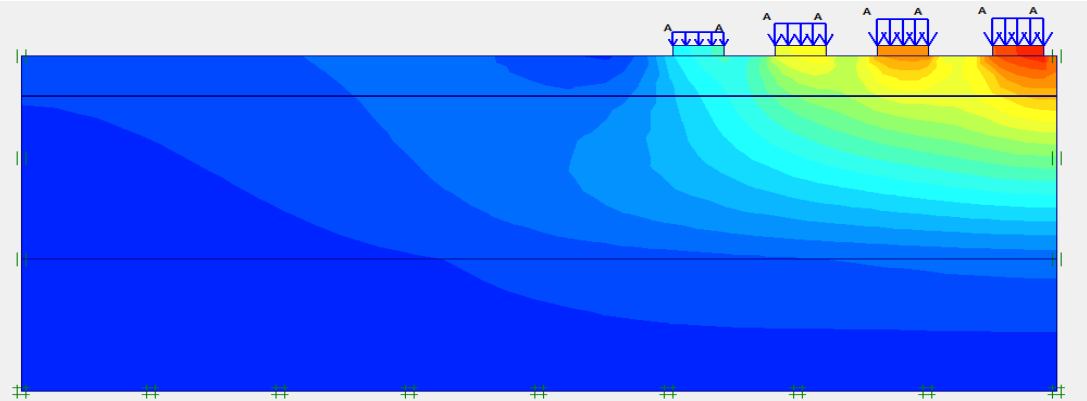
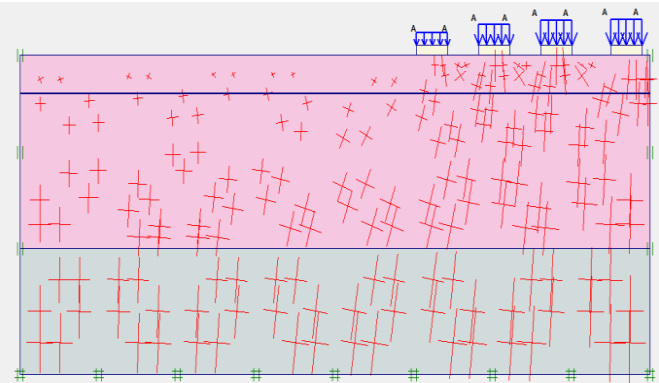
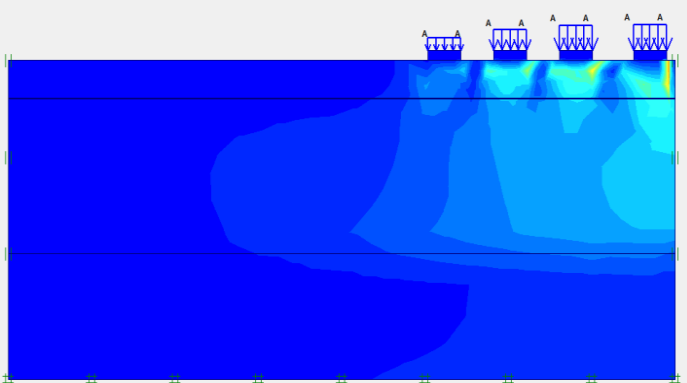


Figure III.5: Le modèle géométrique de premier cas (semelles isolées)

III.3.4.1 La modélisation:

Le modèle en 2D ainsi que le maillage et la déformée associé sont représentés sur les figures données dans le tableau III.33, avant et après traitement (sans et avec colonnes).

Tableau III. 33 : Le modèle, le maillage adopté et la déformé ainsi que les différents résultats sans et avec colonnes de la 1^{ère} variante.

Vue en 2D du modèle et le maillage du 2 ^{ème} cas sans colonnes (SC) ballastées			
			
Le modèle en 2D (SC)	Le maillage et la déformé (SC)	La variation de tassement (AC)	
Vue en 2D du modèle et le maillage du 2 ^{ème} cas avec colonnes (AC) ballastées			
			
Le modèle en 2D (AC)	Le maillage et la déformé (AC)	La variation de la pression interstitielle (AC)	La variation des déformations (AC)
			
La variation de tassement (SC)		La variation de la pression interstitielle (SC)	La variation des déformations (SC)

- Variation des contraintes :

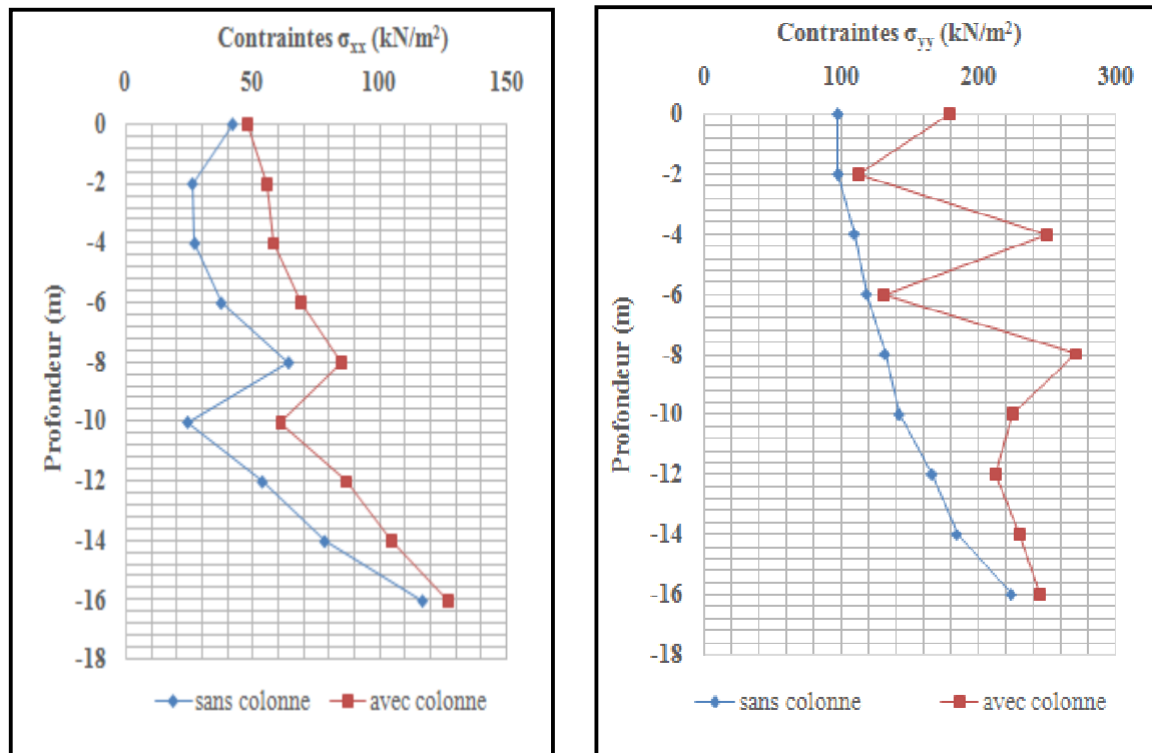


Figure III.6: La variation des contraintes σ_{xx} et σ_{yy} de premier cas (semelles isolés)

- Variation des tassements, déformations et la pression interstitielle :

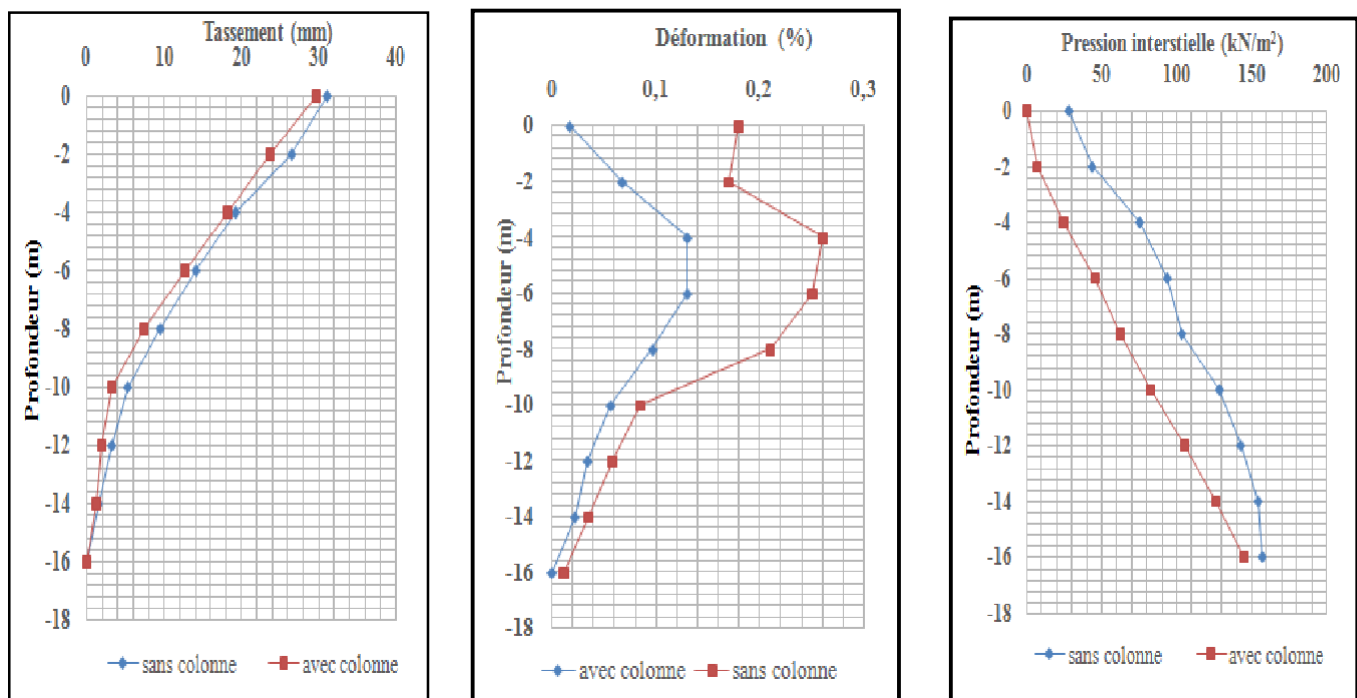


Figure III.7: La variation des tassement, déformations et la pression interstitielle de de premier cas (semelles isolés)

III.3.5 Analyse du deuxième cas de charge :

III.3.5.1 Le modèle géométrique :

Le deuxième cas concerne le cas de charge sur semelles filantes, tel que le réseau de colonnes supportent différentes charges transmises par l'intermédiaire des semelles filantes. Le modèle géométrique adopté est représenté sur la figure III. 8.

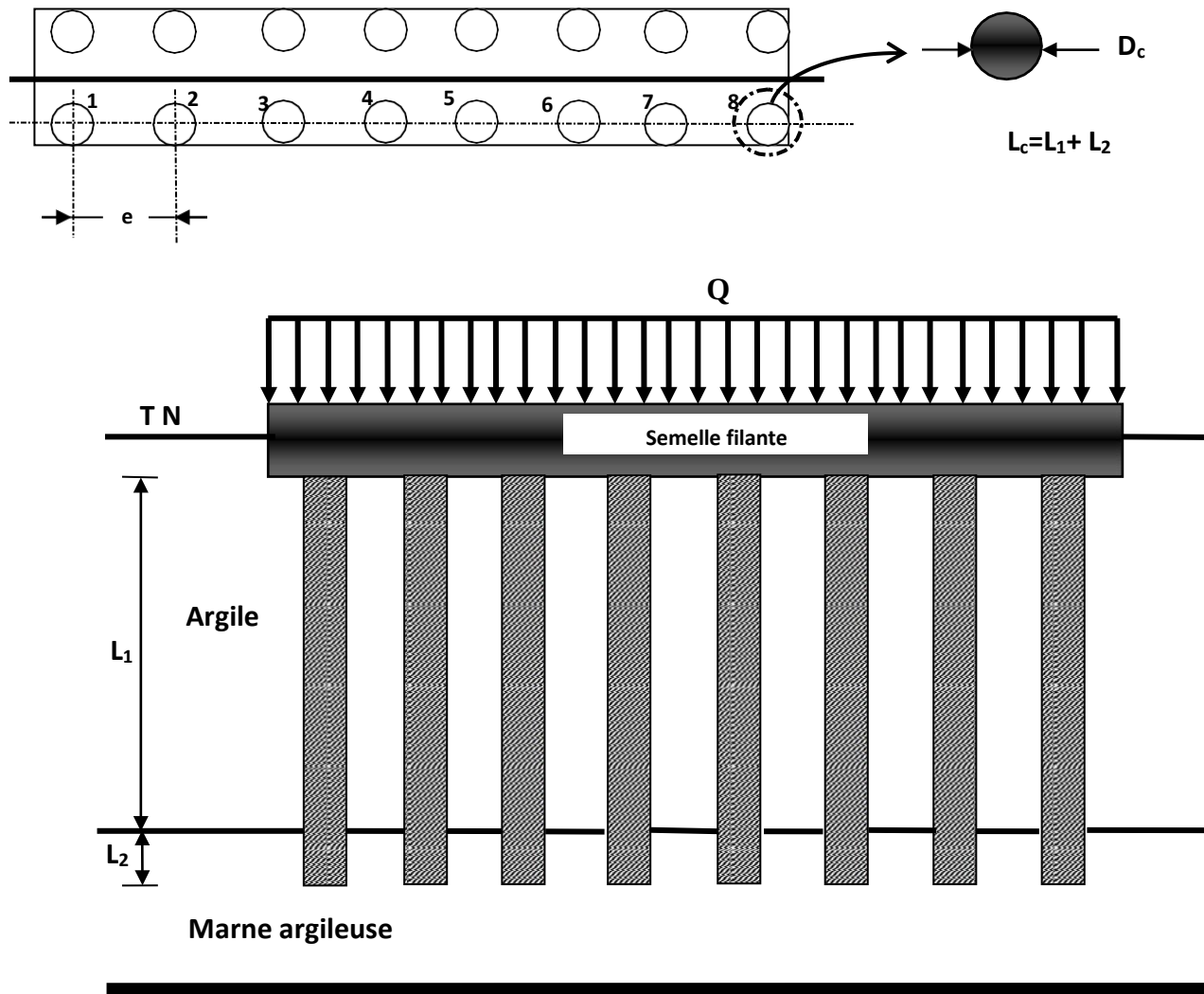
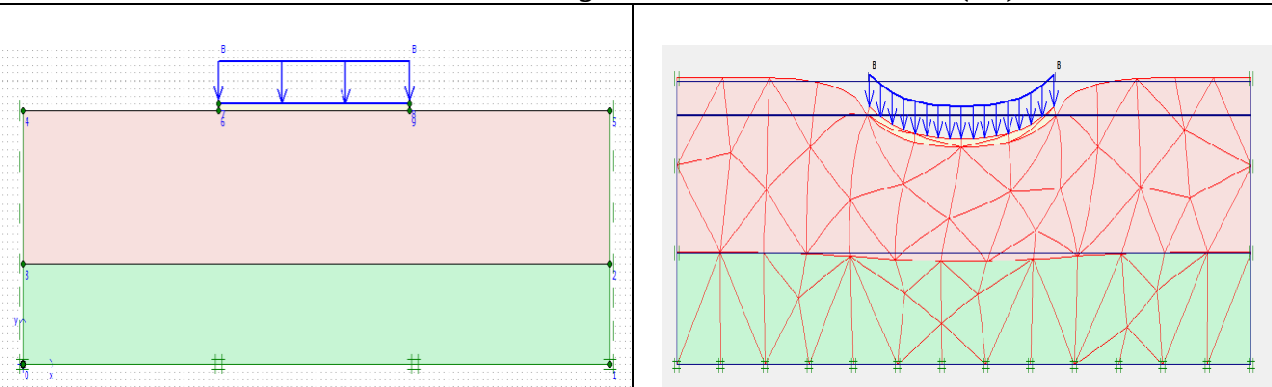
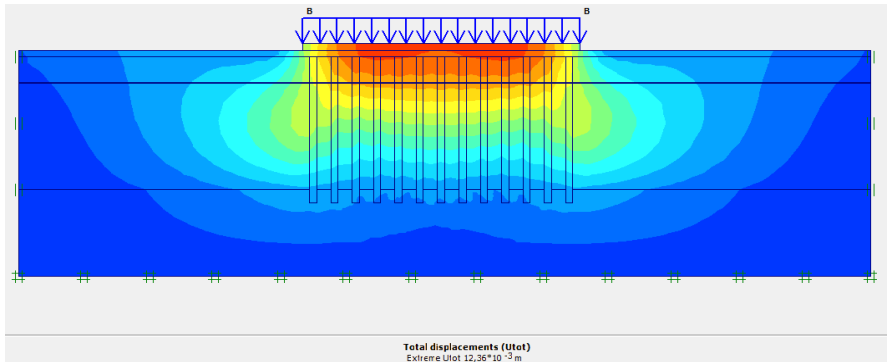
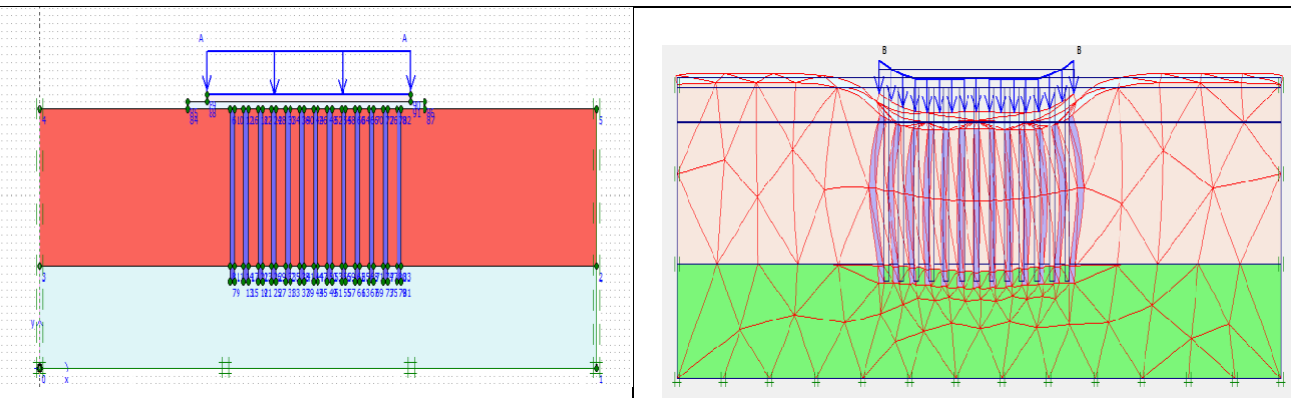
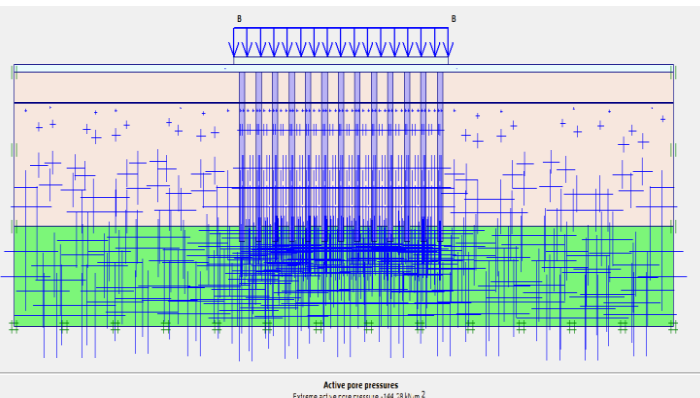
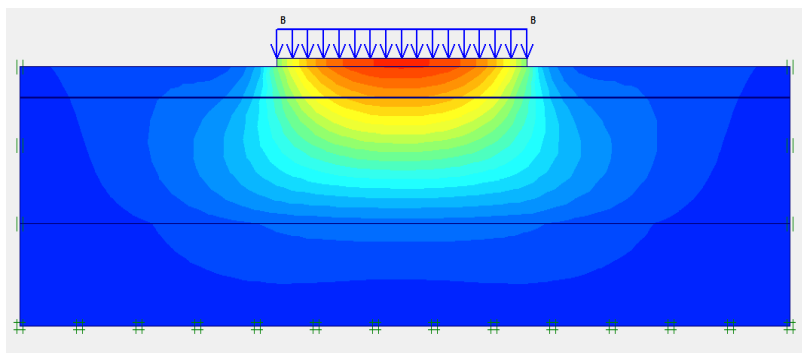
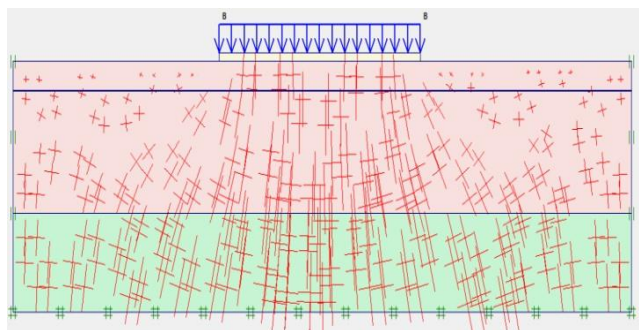
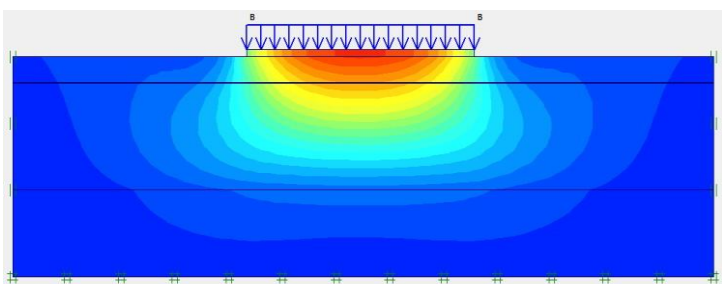


Figure III.8: Le modèle géométrique de deuxième cas (semelles filantes)

III.3.5.2 La modélisation:

Le modèle en 2D ainsi que le maillage et la déformée associé sont représentés dans le tableau III. 34, avant et après traitement (sans et avec colonnes).

Tableau III. 34 : Le modèle, le maillage adopté et la déformé ainsi que les différents résultats sans et avec colonnes de la 2^{ème} variante.

Vue en 2D du modèle et le maillage du 2 ^{ème} cas sans colonnes (SC) ballastées							
Le modèle en 2D (SC)		Le maillage et la déformé (SC)		La variation de tassement (AC)			
Vue en 2D du modèle et le maillage du 2 ^{ème} cas avec colonnes (AC) ballastées							
Le modèle en 2D (AC)		Le maillage et la déformé (AC)		La variation de la pression interstitielle (AC)		La variation des déformations (AC)	
							
La variation de tassement (SC)				La variation de la pression interstitielle (SC)		La variation des déformations (SC)	

- Variation des contraintes :

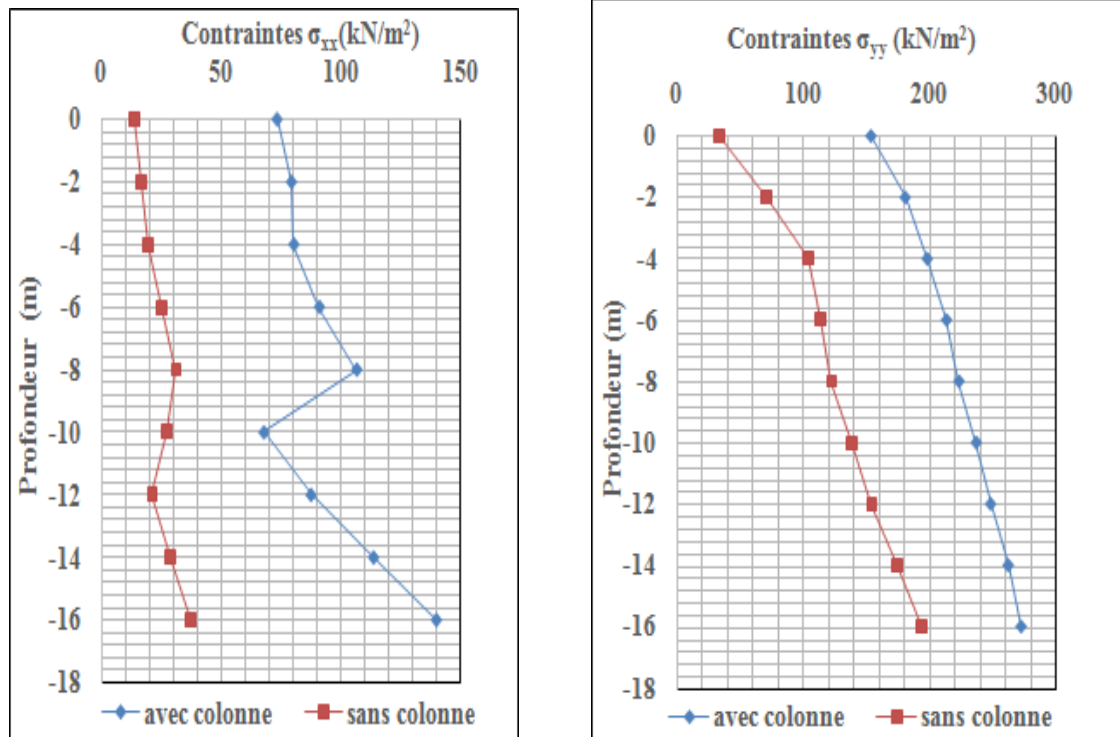


Figure III.9: La variation des contraintes σ_{xx} et σ_{yy} de deuxième cas (semelles filantes)

- Variation des tassements, déformations et la pression interstitielle :

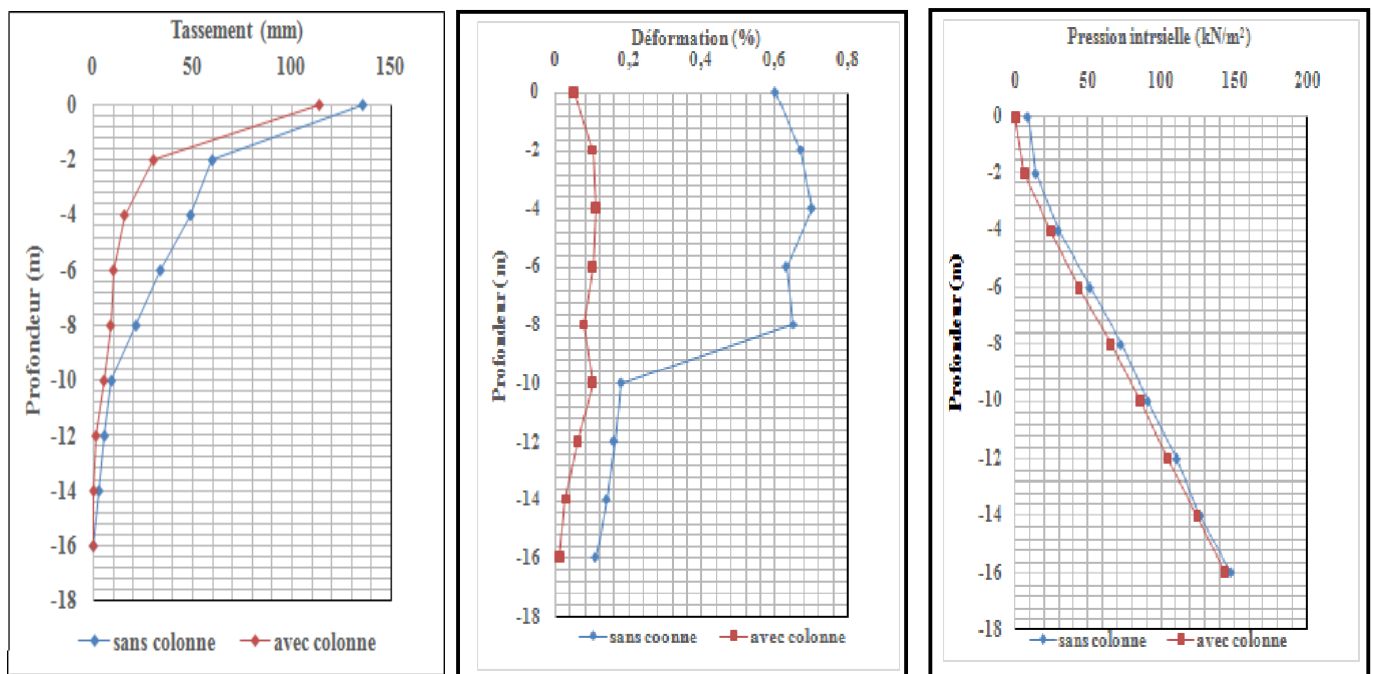


Figure III.10: La variation des tassement , déformations et la pression interstitielle de deuxième cas (semelles filantes)

III.3.6 Analyse du troisième cas de charge :

III.3.6.1 Le modèle géométrique :

Le troisième cas concerne le cas de charge sur radier, tel que le réseau de colonnes supportent différents charges transmises par l'intermédiaire de radier. Le modèle géométrique adopté est représenté sur la figure III.11.

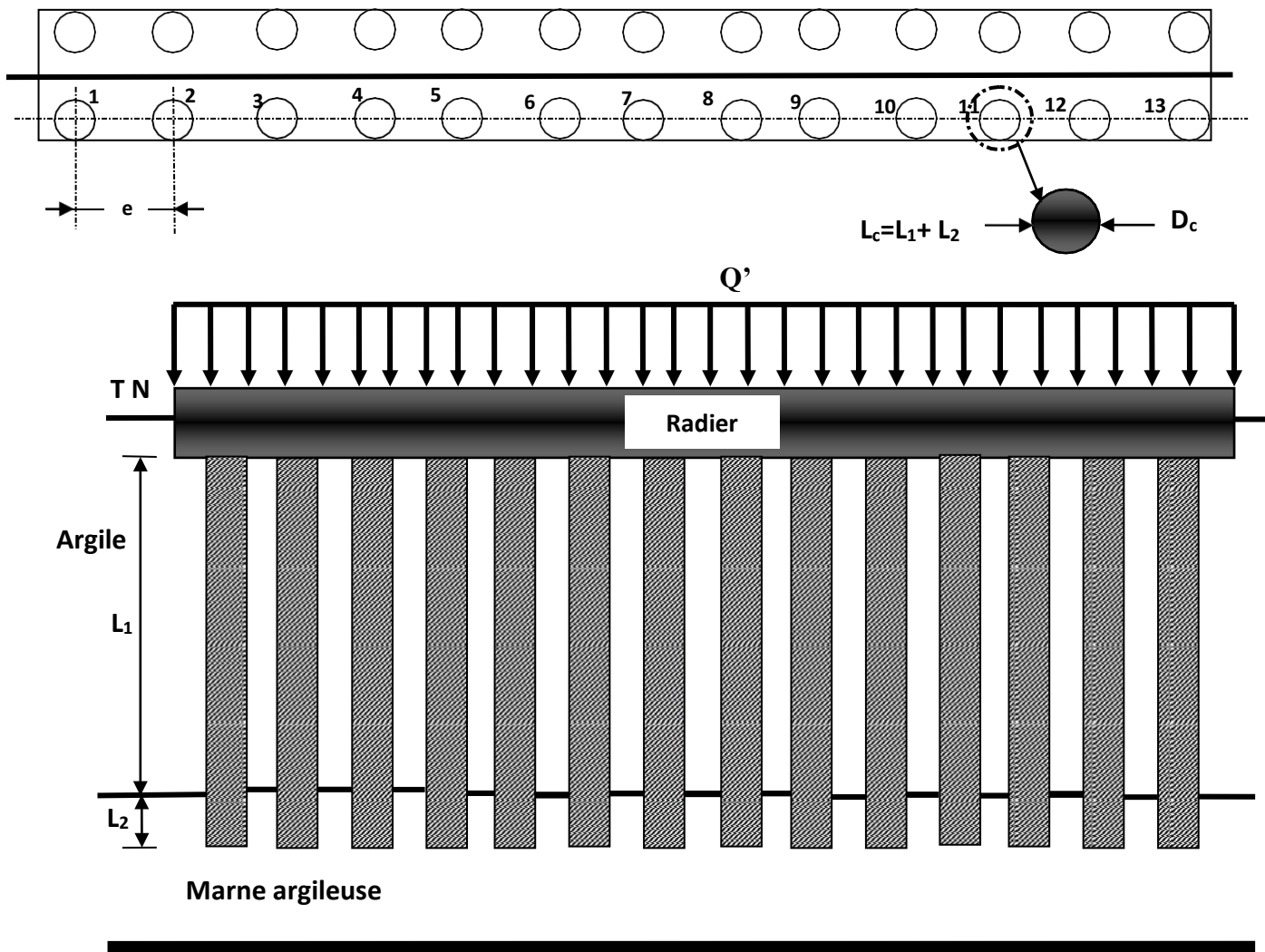
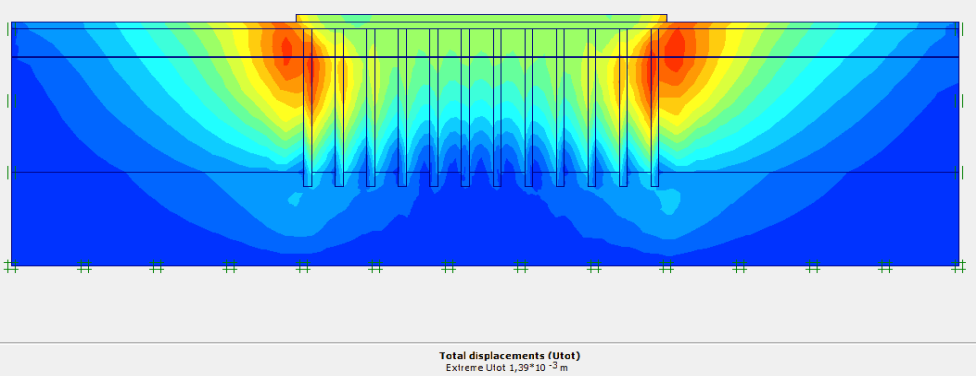
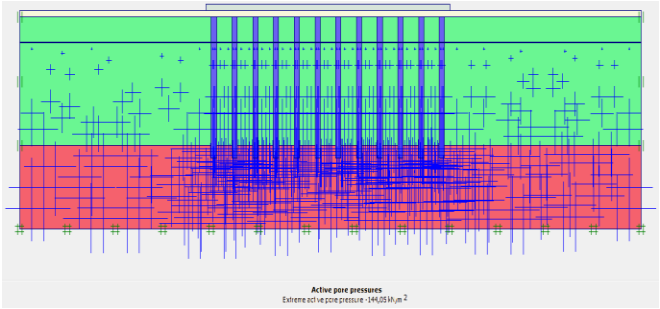
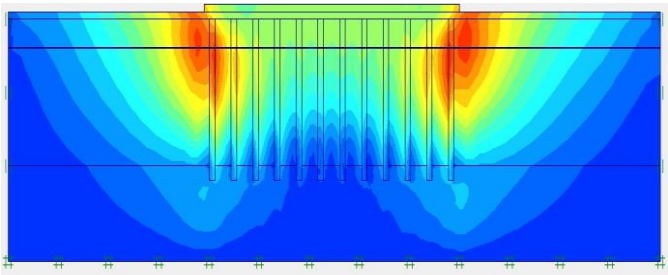
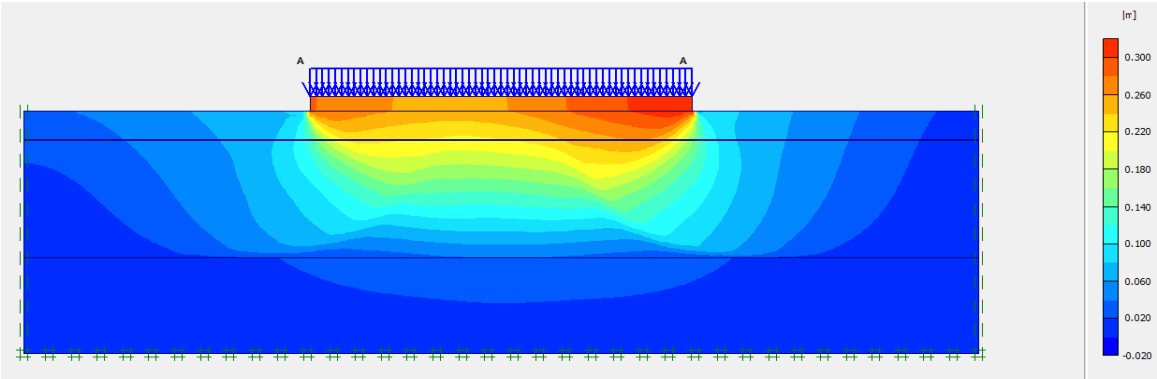
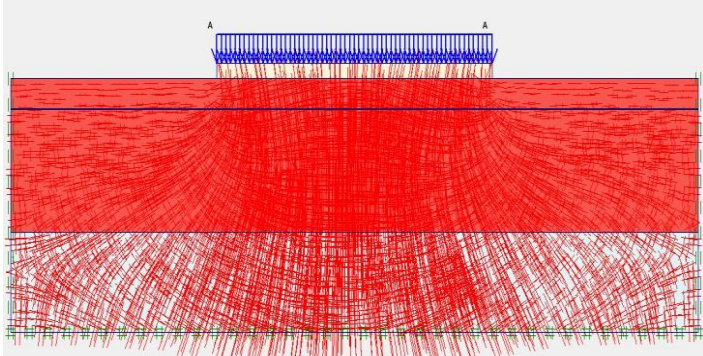
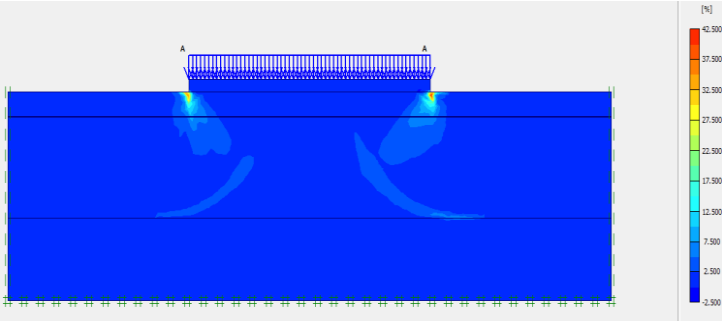


Figure III.11: Le modèle géométrique de troisième cas (radier)

III.3.6.2 La modélisation:

Le modèle en 2D ainsi que le maillage et la déformée associé sont représentés sur les figures données dans le tableau III.35, avant et après traitement (sans et avec colonnes).

Tableau III. 35 : Le modèle, le maillage adopté et la déformé ainsi que les différents résultats sans et avec colonnes de la 1^{ère} variant

Vue en 2D du modèle et le maillage du 3 ^{ème} cas sans colonnes (SC) ballastées			
Le modèle en 2D (SC)	Le maillage et la déformé (SC)	La variation de tassement (AC)	
Vue en 2D du modèle et le maillage du 3 ^{ème} cas avec colonnes (AC) ballastées			
Le modèle en 2D (AC)	Le maillage et la déformé (AC)	La variation de la pression interstitielle (AC)	La variation des déformations (AC)
			
La variation de tassement (SC)		La variation de la pression interstitielle (SC)	La variation des déformations (SC)

- **Variation des contraintes :**

La figure III.12, montre la variation des contraintes σ_{xx} et σ_{yy} dans le sol sans et avec colonnes, on constate une augmentation considérable des contraintes

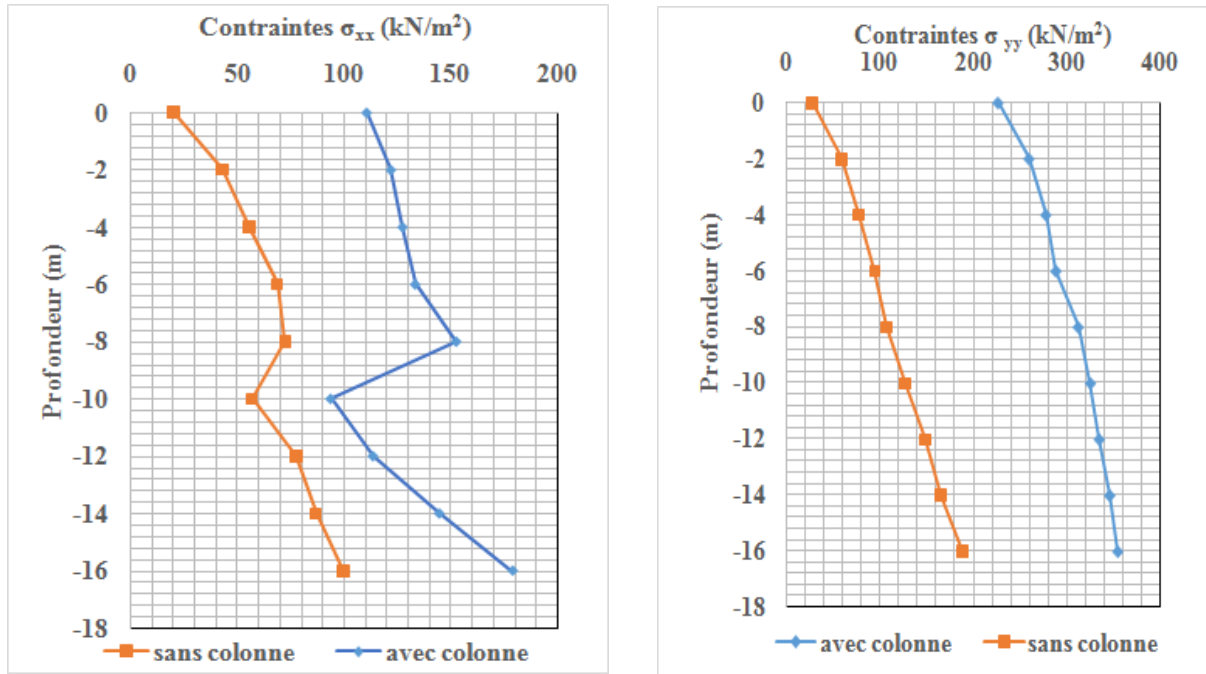


Figure III.12: La variation des contraintes σ_{xx} et σ_{yy} de troisième cas (radier)

- **Variation des tassements :**

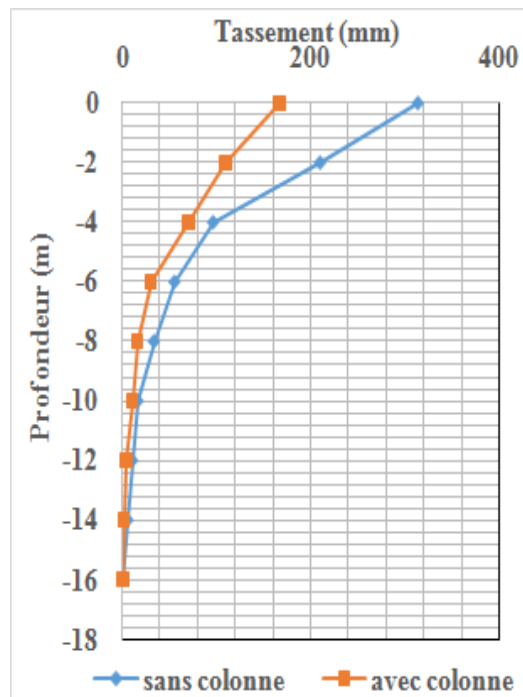


Figure III.13: La variation de tassement de troisième cas (radier)

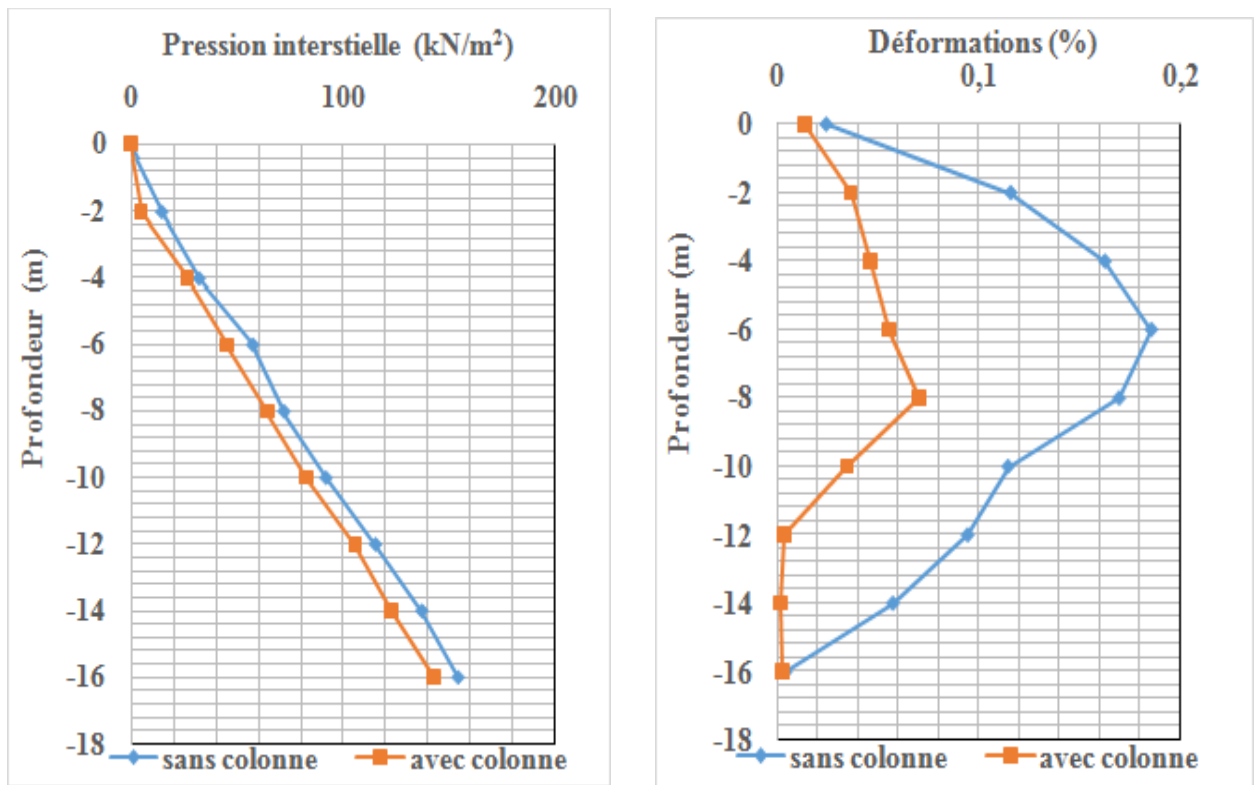


Figure III.14: La variation des déformations et la pression interstitielle de troisième cas (radier)

Constatations

En analysant les courbes des figures III.6 à III .14 de la variation des contraintes, de tassement et de la pression interstitielle, pour les trois cas de charges on constate :

- Une augmentation considérable des contraintes horizontales et verticales, pour le cas de sol traité avec colonnes ballastées.
- Une diminution des déformations et de la pression interstitielle pour le cas de sol traité avec colonnes ballastées.

Ce qui indique que la présence des colonnes va induire une augmentation de la résistance de sol en augmentant ces caractéristiques mécaniques.

Mais on peut bien apprécier cette diminution et augmentation dans le troisième cas de charges (R+10) cas d'un radier.

La figure III.14 montre la comparaison de la variation de tassement en tête de colonnes pour les trois cas de charges dans le cas où le sol est renforcé par colonnes ballastées, on a une différence de 1.42 mm pour R+1, et 22.29 mm pour R+6, et 146.09 mm pour R+10. On remarque que la diminution de tassement est bien appréciée pour le troisième cas.

A partir de ces constatations, on peut conclure que l'effet de la charge est bien apprécié pour le cas des structures de dix étages fondées sur un radier.

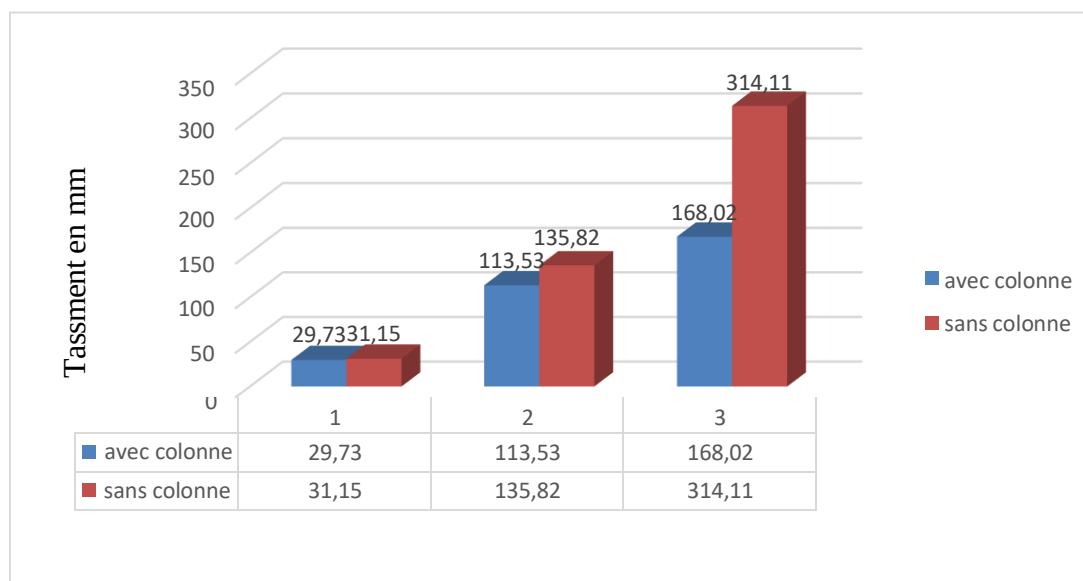


Figure III.15: Comparaison de la variation de tassement en tête des colonnes pour les trois cas R+1, R+6 et R+10

- **Accélération de consolidation par colonnes ballastées :**

Cette partie permet de suivre l'évolution des tassements de consolidation en fonction du temps dans le sol traité et non traité pour le troisième cas.

Sur les figures III.16 et 17 sont présentés le tassement en fonction du temps avant et après traitement.

Il ressort de ces graphiques que :

Dans le milieu traité et le milieu non traité, il se produit à l'état initial ($t=0$) des tassements instantanés ;

On remarque qu'à partir de temps $t = 0$ l'augmentation du tassement instantané du sol traité jusqu'au 5 jour de consolidation et après une chute, alors que pour le milieu non traité continue à augmenter après 700 jours (arrêt de mesures).

Les tassements du milieu traité semblent se stabiliser à partir de 180 à 250 jours (temps de consolidation), alors que ceux du milieu non traité continuent à augmenter après 600 jours (arrêt des mesures).

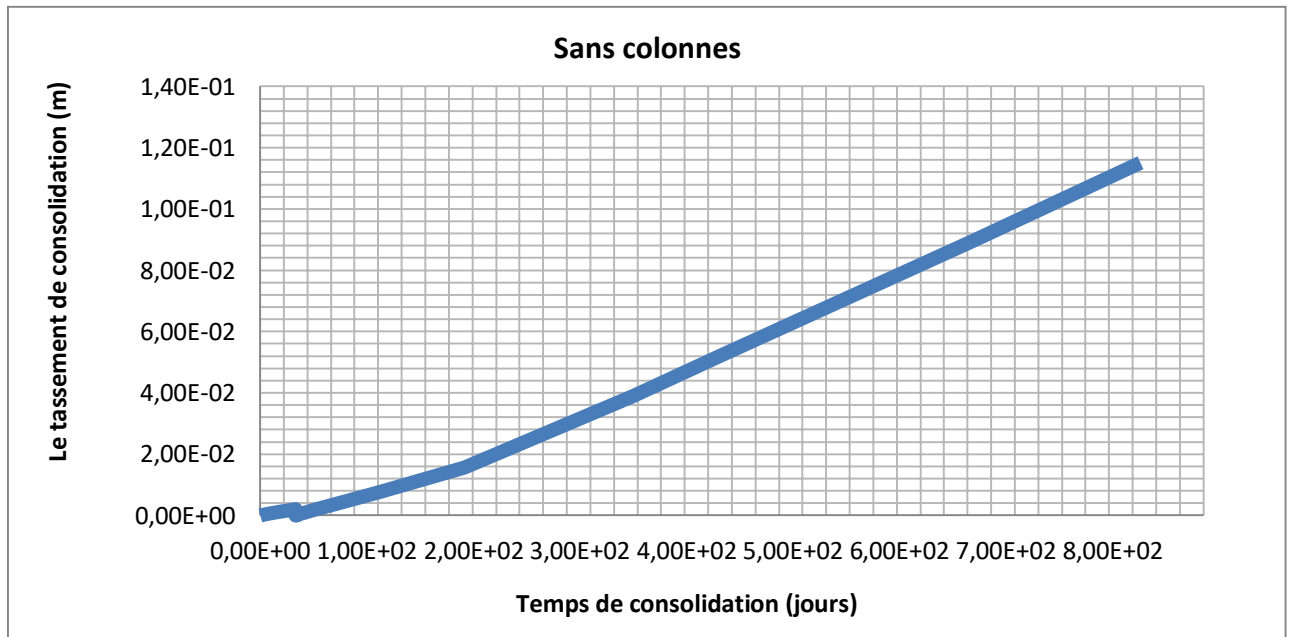


Figure III.16: La variation de tassement de consolidation par jours dans le cas de sol non renforcé.

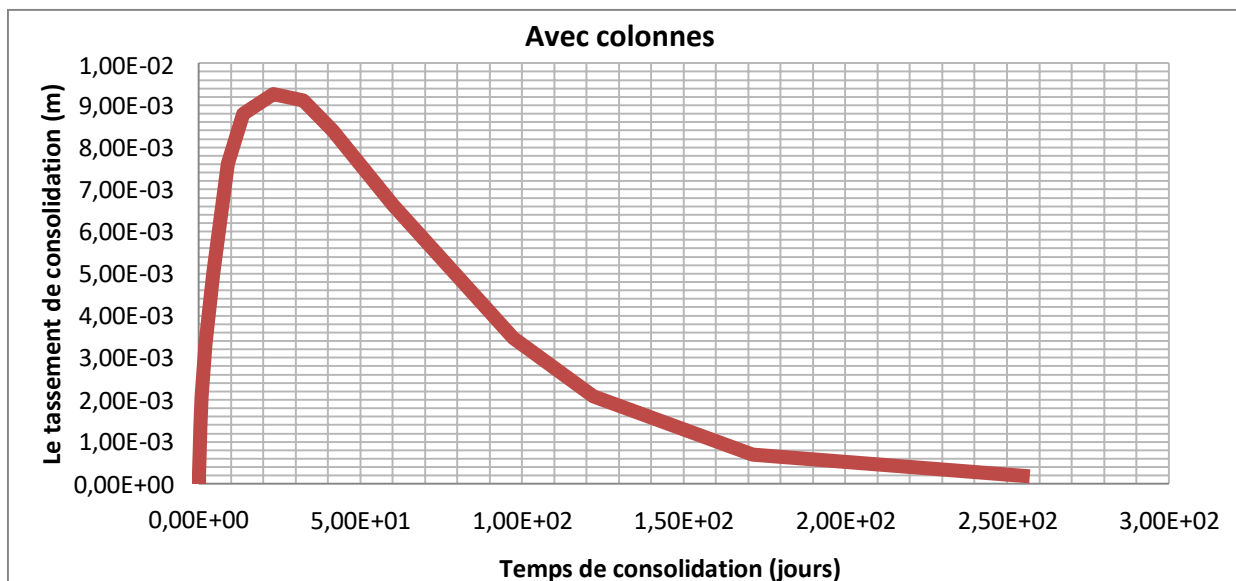


Figure III.17: La variation de tassement de consolidation par jours dans le cas de sol renforcé par colonnes ballastées.

III.3.7 Etude paramétrique :

L'étude est réalisée uniquement pour le troisième cas là où on a bien apprécié l'effet de la charge sur les colonnes ballastées.

Des simulations seront faites pour étudier :

- L'influence de paramètres géotechniques E , c , ϕ , v de sol.

- L'influence du diamètre des colonnes ballastées.
- L'influence de la distance entre axes des colonnes ballastées.

L'objectif recherché de cette étude est de définir la sensibilité des paramètres intervenants dans le dimensionnement d'un réseau de colonnes ballastées et de mieux comprendre le comportement de la colonne ballastée.

III.3.6.1. Influence des paramètres géotechniques de la couche d'argile :

Le sol est construit d'argile, Le comportement de sol est simulé par le modèle de comportement de Mohr- Coulomb, l'influence de quelques paramètres de ce modèle sur le tassement de sol traité les paramètres ci-dessous sont concernés :

- Module de rigidité E
- Angle de frottement ϕ .
- La cohésion c
- Coefficient de Poisson ν .
- Le diamètre des colonnes

III.3.6.1.1 Influence du module de rigidité :

Pour étudier l'influence du module de rigidité de la couche d'argile sur le tassement, on a fait le calcul pour chacun des valeurs suivantes :

$$E=1,47\text{MPa}$$

$$E=2\text{MPa}$$

$$E=3\text{MPa}$$

La figure suivante fournit les tassements de sol correspondants aux trois valeurs du module de rigidité.

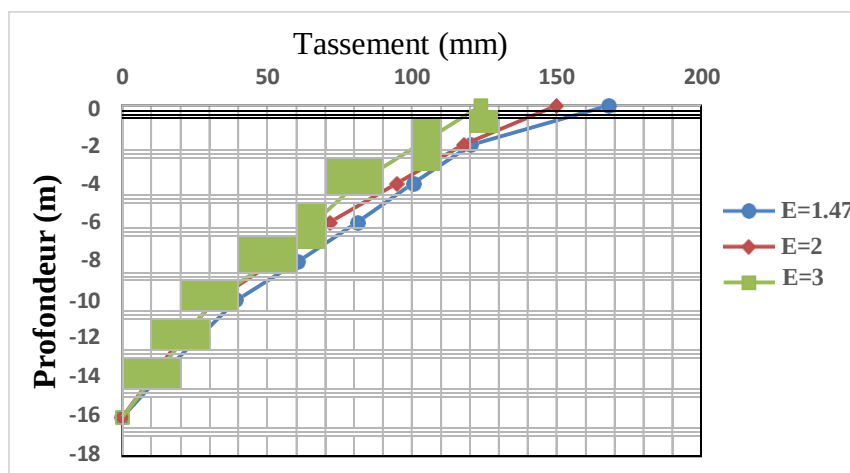


Figure III.18 : Influence de module de rigidité sur le tassement de sol traité

Plus le module de rigidité est grand, plus le tassement de sol diminue, la diminution est de 10% pour un module de rigidité de 2 MPa, et 22% pour un module de rigidité 3MPa par rapport à un module de 1,47MPa.

III.3.6.1.2. Influence de l'angle de frottement :

Pour étudier l'influence de l'angle de frottement du sol, des simulations sont faites pour les valeurs suivantes :

$$\varphi = 10^\circ$$

$$\varphi = 14^\circ$$

$$\varphi = 20^\circ$$

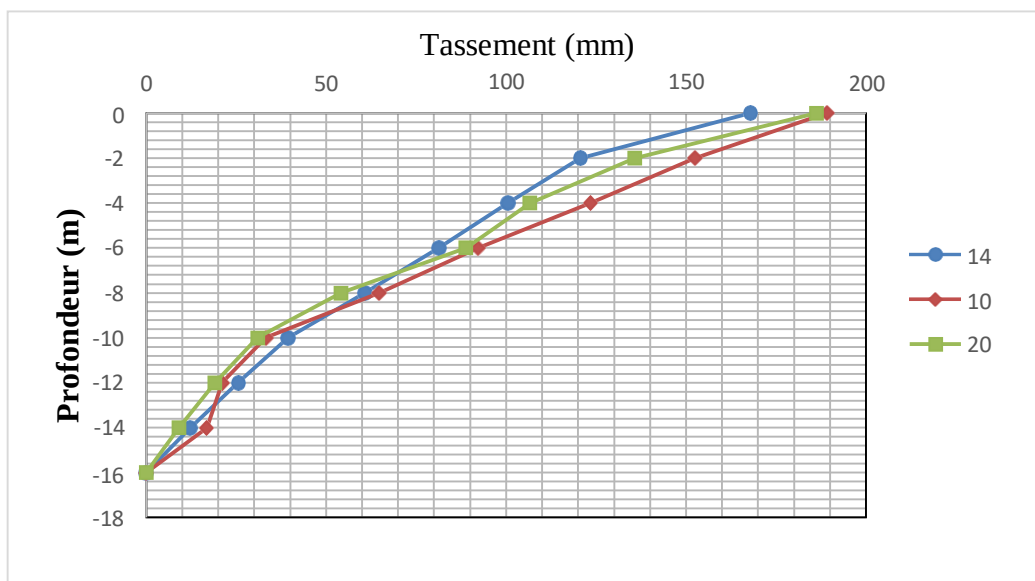


Figure III.19 : Influence de l'angle de frottement sur le tassement de sol traité

Dans le cas où l'angle de frottement est supérieur ou inférieur à la valeur d'origine $\varphi = 14^\circ$, le tassement augmente de 16,8 cm jusqu'à 18,9 cm.

III.3.6.1.3 Influence de la cohésion :

Pour étudier l'influence de la cohésion de la couche d'argile sur le tassement du sol traité, on a fait des simulations avec les valeurs suivantes :

$$C=8\text{KPa}$$

$$C=18\text{ KPa}$$

$$C=28\text{KPa}$$

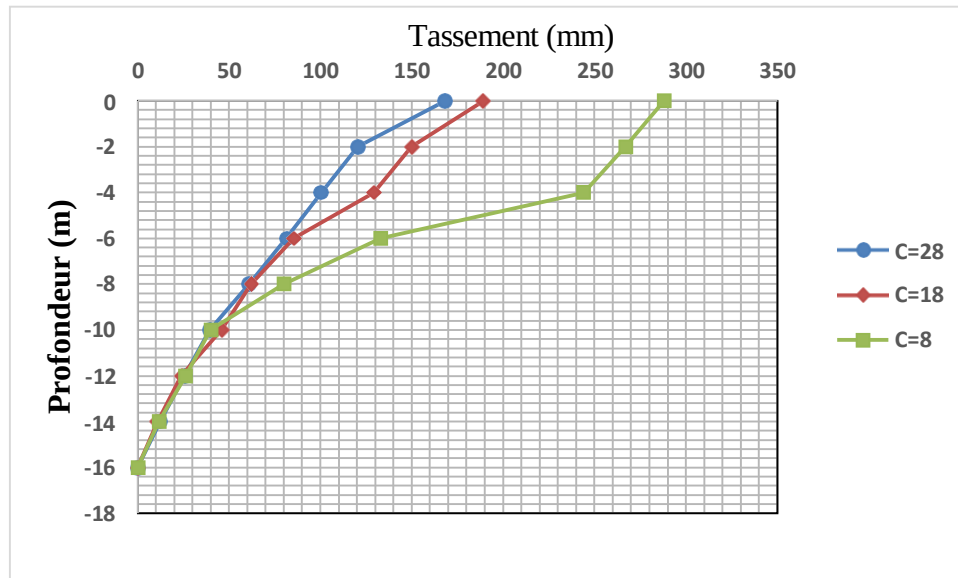


Figure III.20: Influence de la cohésion sur le tassement de sol traité

Dans le cas où la cohésion est supérieure ou inférieure à la valeur origine $C=28$ kPa le tassement augmente à 10% pour $C=18$ kPa et 70% pour $C=8$ kPa.

III.3.6.1.4. Influence du coefficient de Poisson :

Des simulations sont faites pour étudier l'influence du coefficient de Poisson de la couche d'argile sur le tassement e du sol non traité, les valeurs suivantes sont utilisées :

$$\nu = 0.25$$

$$\nu = 0.33$$

$$\nu = 0.40$$

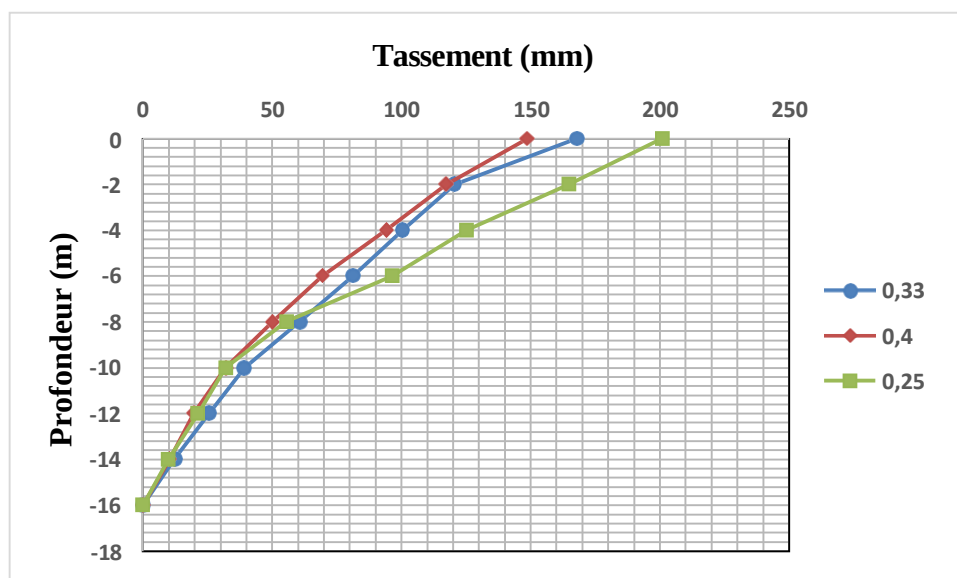


Figure III.21: Influence du coefficient de Poisson sur le tassement

Plus le coefficient de Poisson est grand, le tassement de sol est diminué, avec la diminution est de 10% pour un coefficient de poisson $\nu = 0.25$, d'une autre manière l'augmentation est de 20 % pour un coefficient de poisson $\nu = 0.4$ par rapport à un coefficient de poisson $\nu = 0.33$

III.3.6.2. L'influence du diamètre et espacement entre les colonnes ballastées

III.3.6.2. 1 .L'influence du diamètre des colonnes ballastées :

Pour étudier l'évolution des tassements en fonction de diamètre de la colonne ballastée, on a obtenu les tassements dans les différents diamètres d'une colonne ballastée, on a fait des simulations avec les valeurs suivantes :

$$D = 0,6 \text{ m}$$

$$D = 0,8 \text{ m}$$

$$D = 1 \text{ m}$$

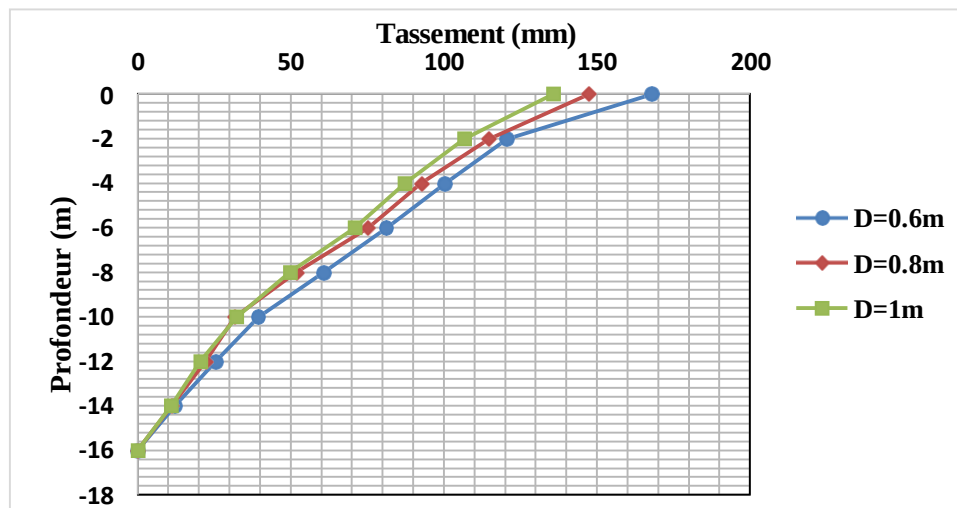


Figure III.22: Evolution des tassements du sol en fonction du diamètre de colonne

On remarque que les tassements du sol diminuent lorsque le diamètre effectif de la colonne augmente, Pour un diamètre de 0,8m on a une diminution de 11% de tassement et de 17% pour un diamètre de 1m par rapport à un diamètre de 0,6m.

III.3.6.2.2 L'influence de l'espacement entre colonnes ballastées :

L'objectif de cette analyse est d'examiner l'influence de l'espacement entre colonnes sur le tassement du sol, pour atteindre cet objectif, des simulations sont faites pour les espacements suivants entre axes des colonnes :

$$e = 1.6 \text{ m}$$

$$e = 1.2 \text{ m}$$

$$e = 0.8 \text{ m}$$

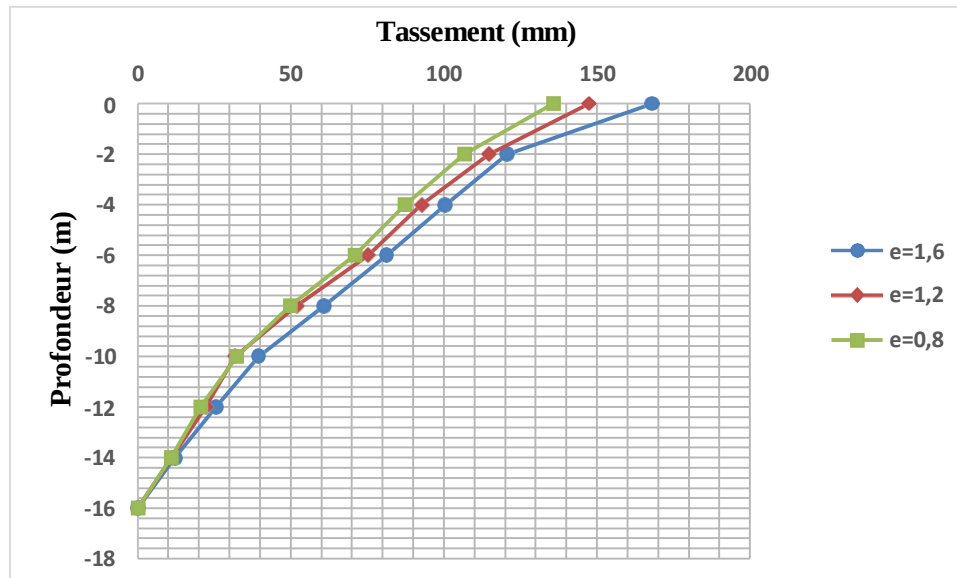


Figure III.23 : L'influence de l'espacement entre colonnes ballastées sur le tassement

Les courbes montrent que plus l'espacement entre colonnes augmente plus le tassement diminue. Sur cette figure on remarque que pour un espacement de 0,8 m on a 19% de diminution, et pour un espacement de 1,2 m on a 13% de diminution par rapport à un espacement entre colonnes de 1.6 m.

- **Conclusion sur l'influence des différents paramètres :**

- **Les paramètres géotechniques du sol :**

Le module de rigidité de sol a une influence majeure sur le tassement de la colonne.

L'angle de frottement de sol a une influence moyenne sur le tassement de la colonne pour des valeurs inférieures ou supérieures à 14° .

D'après l'analyse précédente, la valeur de la cohésion de sol a une influence très importante sur les tassements de sol traité tête de la colonne ballastée pour des faibles valeurs (inférieur à 28 kPa) et de même pour le coefficient de Poisson de sol lorsque sa valeur est inférieure à 0.33.

- **Les paramètres géotechniques de la colonne :**

L'espacement entre colonnes ballastées a une influence importante sur le tassement du sol traité.

Le diamètre de la colonne a une influence très importante sur la diminution de tassement dans le sol, chaque fois que le diamètre est important le tassement est faible.

CONCLUSION

GENERAIL

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail de recherche est de comprendre l'influence de la charge de la super structure sur le comportement d'un sol renforcé par colonnes ballastées.

Dans la partie bibliographique on a présenté les méthodes de traitement de sols les plus utilisées à l'heure actuelle, la mise en œuvre, le comportement et le dimensionnement des colonnes ballastées.

Le traitement de sol par colonnes ballastées est l'une des techniques préférée par les géotechniciens grâce à ses avantages techniques et économiques, en plus de l'augmentation de la capacité portante de sol traité, les colonnes jouent plusieurs rôles, elles travaillent comme des drains verticaux, transfèrent les charges structurelles vers un substratum par l'intermédiaire d'un matelas de répartition.

Le dimensionnement des colonnes ballastées constitue un exercice délicat à cause de la difficulté de définir les paramètres intervenant dans leur dimensionnement et la complexité des modèles de calcul.

Dans l'étude de cas, la première partie on a la détermination de la charge due à la présence de la superstructure et en deuxième partie l'étude de comportement de sol sans et avec colonnes ballastées sous l'effet de différents état de charges (trois cas : charge sous semelle isolé, sous semelle filante et sous radier), tel qu'on a constaté que l'effet de la charge est bien apprécié pour le cas des structure de dix étages fondé sur un radier donc a chaque fois que la charge est importante va conduire à réduire le tassement a la tête de la colonne. Dans la dernière partie une étude paramétrique a été menée sur les propriétés géotechniques du sol et géométrique de la colonne.

Les paramètres affectant le tassement à la tête des colonnes sont principalement :

- Le module de rigidité du sol.
- L'angle de frottement de sol pour des valeurs inférieures à 20° .
- La cohésion de sol.
- Le coefficient de Poisson du sol pour des valeurs inférieures à 0.33.
- Le diamètre et l'espacement des colonnes.

Cette étude a révélé que l'espacement entre colonnes a une influence importante sur la capacité portante du sol traité. Le diamètre de la colonne a aussi une influence importante sur la réduction des tassements dans le sol traité.

Références
Bibliographiques

REFERENCES

- Aboshi H., Ichimoto E., Enoki M., Harada K. (1979). The Compozer, a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. Actes du Colloque international sur le renforcement des sols : Terre armée et autres méthodes, Paris, Vol.1, pp 211- 216.
- Balaam N.P, Poulos H.G. (1983). The behaviour of foundations supported by clays stabilized by stone columns. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Helsinki, Vol.1, pp. 199-204.
- Bustamante M., Jacquard C., Berthelot P. (1991). Comportement à long terme de colonnes ballastées pilonnées. Actes de la 10ème Conférence Européenne de Mécanique des Sols et des Travaux de fondations. Florence, pp 345-348.
- Datye K.R (1982). Settlement and bearing capacity of foundation system with stone columns. Proceedings of the Symposium on Recent developments in ground improvement techniques. Bangkok, pp. 85-103.
- Dhouib A., Blondeau F. (2005). Colonnes ballastées. Presse de l'école nationale des Ponts et chaussée. Paris
- Dhouib, A. et Blondeau, F (2005) « Colonnes Ballastées - techniques de mise en œuvre ,domaines d'application, comportement, justification, contrôle, axes de recherche et développement », Presse de L.C.P.C, France.
- Dhouib A., Soyez B., Wehr J. Priebe H.J. (2004). Méthode de Priebe : Origine, Développement et applications. Actes du Symposium International sur l'Amélioration des Sols en Place (ASEP-GI 2004). Edition Presses de l'ENPC-LCPC. Paris, Vol.1, pp. 131-146
- Document Keller Ground Engineering : Vibro Ground Improvement Systems .
- Documents Techniques Unifiés (DTU n°13.2) (1978). Fondations profondes : Colonnes ballastées.Chap. VIII. Paris, pp. 57-59.
- Gambin M. (1984). Puits ballastés à la Seyne-sur-Mer. Actes du Colloque International : Renforcement en place des sols et des roches. Paris, Vol.1, pp. 139-144.
- Ghionna V., Jamiolkowski M. (1981). Colonne di ghiaia. X Ciclo di conferenze dedicate ai problemi di meccanica dei terreni e ingegneria delle fondazioni metodi di miglioramento dei terreni. Politecnico di Torino Ingegneria, atti dell'istituto di scienza delle costruzioni, n°507

- Goughnour R. R., Bayuk A. A. (1979). Analysis of stone column – Soil matrix interaction under vertical load. Actes du Colloque international sur le renforcement des sols : Terre armée et autres méthodes, Paris, Vol.1, pp 271-277.
- Greenwood D.A. (1970). Mechanical improvement of soils below ground surface. Proceedings of the Conference on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers. London, paper II, pp. 11-22.
- Noui Abdelkader. Conception des fondations sur colonnes ballastées cas d'ouvrages d'arts. Pour l'obtention du diplôme de Magistère en Génie Civil Spécialité : Géotechnique
- Priebe H.J. (1976). Abschätzung des Setzungsverhaltes eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. Die Bautechnik, Vol. 53, No. 5, pp. 160-162.
- Priebe H.J. (1995). The design of vibro replacement. Ground Engineering, Keller Grundbau GmbH, Technical paper 12-61E. 16 pages.
- Soyez B. (1985). Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No 135. Paris, pp. 35-51.
- Thorburn S. (1975). Building structures supported by stabilized ground. Géotechnique, Vol. 25, No 1, pp. 83-94.
- Vautrain J. (1980). Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées. Revue Française de Géotechnique n°11. Paris, pp. 59-73.
- Vincent SIX. Analyse du comportement des colonnes ballastées : influence des conditions initiales. These pour l'obtention du docteur

ANNEXE
A
PLANS DE DISPOSITION DES
COLONNES BALLASTEES

B.1

Exemples : étapes de résolution par la méthode de Priebe (1995)

B.1 Cas d'une charge infinie uniformément répartie

B1.1.1. Modèle géométrique

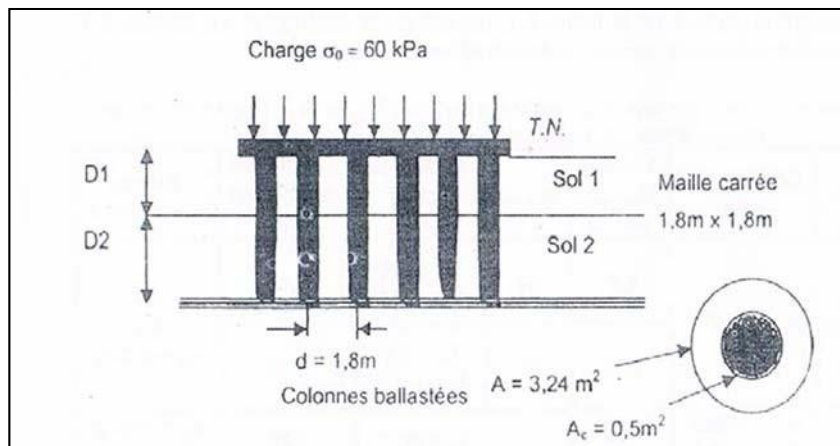


Figure B1.1. Cas d'une charge uniformément répartie

B1.1.2. Donnée numérique

Divers

- $D_1 = 3\text{m}$
- $D_2 = 4\text{m}$
- $D = 1,8\text{m}$.
- $D_c = 0,8\text{m}$
- $A/A_c = 6,5$ ($a = 0,15$)
- Charge uniformément répartie $\sigma_0 = 60\text{ kPa}$.

Données relatives aux sols (Tableau1)

Tableau 1: Caractéristiques géométrique des sols

Couches	γ (kN/m^3)	c/c_u (kPa)	ϕ/ψ (degrés)	E_{Mi} (MPa)	α_i	E_{si} (MPa)
Colonnes	20	-	38	-	-	60
Limon argileux	18	-	28	1.9	1/2	3.8
Argile	18	45	—	2.1	1/2	4.2

B1.1.3. Etapes du calcul

➤ Tassement avant traitement par colonnes ballastées

$$S_0 = \sigma_0 \cdot \sum D_i / E_{si}$$

$$\text{Sol 1: } S_{00} = 60 \times 3 / 3800 = 4.7 \text{ cm}$$

$$\text{Sol 2: } S_{00} = 60 \times 4 / 4200 = 5.7 \text{ cm}$$

d'où: $s_0 = 10.4 \text{ cm}$ (tassement total).

➤ Tassements après traitement

Prise en compte de la compressibilité de la colonne:

$$\text{sol 1: } E_c / E_{y1} = 60 / 3.8 = 15.8 \rightarrow \text{Abaque 3.1 } (\varphi_{\text{colonne}} = 38^\circ): \Delta(A/A_c) = 0.38$$

$$\text{sol 2: } E_c / E_{y2} = 60 / 4.2 = 14.3 \rightarrow \text{Abaque 3.1 } (\varphi_{\text{colonne}} = 38^\circ): \Delta(A/A_c) = 0.39$$

ce qui donne les facteurs d'amélioration suivants (Abaque B2.2)

$$\text{sol 1: } n_1 = 1.60.$$

$$\text{sol 2: } n_2 = 1.60.$$

La réduction des tassements due à la compressibilité des colonnes conduit à

$$\text{sol1: } S_{01} = S_{00} / n_1 = 4.7 / 1.6 = 2.9 \text{ cm}$$

$$\text{sol1: } S_{01} = S_{00} / n_1 = 5.7 / 1.6 = 3.6 \text{ cm}$$

d'où : $S_1 = 6.5 \text{ cm}$ (tassement total).

Prise en compte de l'effet de la profondeur:

L'abaque B3.3 donne les facteurs d'influence de la profondeur suivants:

$$\text{Sol1: } y = 0.46$$

$$\text{Sol1: } y = 0.46$$

Ce qui donne les facteurs de profondeur f_d suivants:

$$\text{sol1: } f_d = 1 / (1 - y \cdot \sigma_v / \sigma_0) = 1.26$$

$$\text{sol2: } f_d = 1 / (1 - y \cdot \sigma_v / \sigma_0) = 3.20$$

La réduction des tassements due à l'effet de la profondeur conduit à:

$$\text{sol1: } S_{02} = s_{01}/f_d = 2.9/1.26 = 2.30\text{cm}$$

$$\text{sol1: } S_{02}=s_{01}/f_d=3.6/3.20=1.13\text{cm}$$

d'où le tassement final total: $S_2 = 2.30 + 1.13 = 3.43$ cm, ce qui conduit à un coefficient de réduction global (n_2) des tassements de 3.

B1.2. Cas des semelles carrées

B1.2.1. Modèle géométrique

B1.2.2. Données numérique

- Semelle carrée sur 4 colonnes diamètre D_c de 0.8m.
- Section des 4 colonnes $A_{\text{ctot}} = 2.0\text{m}^2$.
- Largeur de la semelle $B = 2.2\text{m}$.
- Section de la semelle $A' = 4.85\text{m}^2$.
- $1/a = 2.42$ ($a = 0.41$).
- Contrainte sous la semelle $\sigma_0 = 175\text{kPa}$.

Mêmes données de sol que dans le cas précédant de la charge répartie.

Avant traitement, les tassements sous σ_0 sont:

$$S_{00} = 3.3 \text{ cm}$$

Après traitement, l'abaque B.2.4 donne les rapports de tassement suivants :

$$L_c/D_c = 7/0.8 = 8.75 \rightarrow s/s_\infty = 0.7 \quad s_\infty$$

$$\text{d'où le tassement final suivant } \rightarrow s = 3.3 \times 0.7 = 2.3 \text{ cm.}$$

B1.3. Cas des semelles filantes

Avec les mêmes hypothèses, une semelle filante de 1 m de large reposant sur une file de colonnes de 0.8 m de diamètre et espacées de 2 m et soumise à une charge linéique de 105 kN/m:

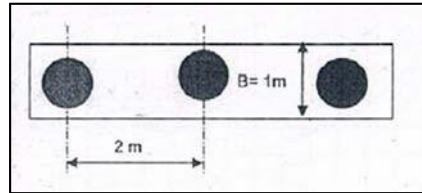


Figure B1.3 Cas d'une semelle filante sur colonnes ballastées

Soit:

$$A' = 2 \text{ m}^2,$$

$$A_{\text{ctot}} = 0.5 \text{ m}^2 \text{ (1 seule colonne sous les 2 m}^2\text{),}$$

d'où:

$$1/a = 4 \text{ (a = 0.25)}$$

ce qui donne:

Couche 1 (0 à 3 m): $n_2 = 3.1$ et

Couche 2 (3 à 7 m): $n_2 = 6.6$.

et engendre les tassements suivant:

sol 1: $S_{00} =$

sol 2: $S_{00} =$

D'après l'abaque B2.5, les rapports de tassements sont:

Sol 1: $s/s_{\infty} = 0.6$,

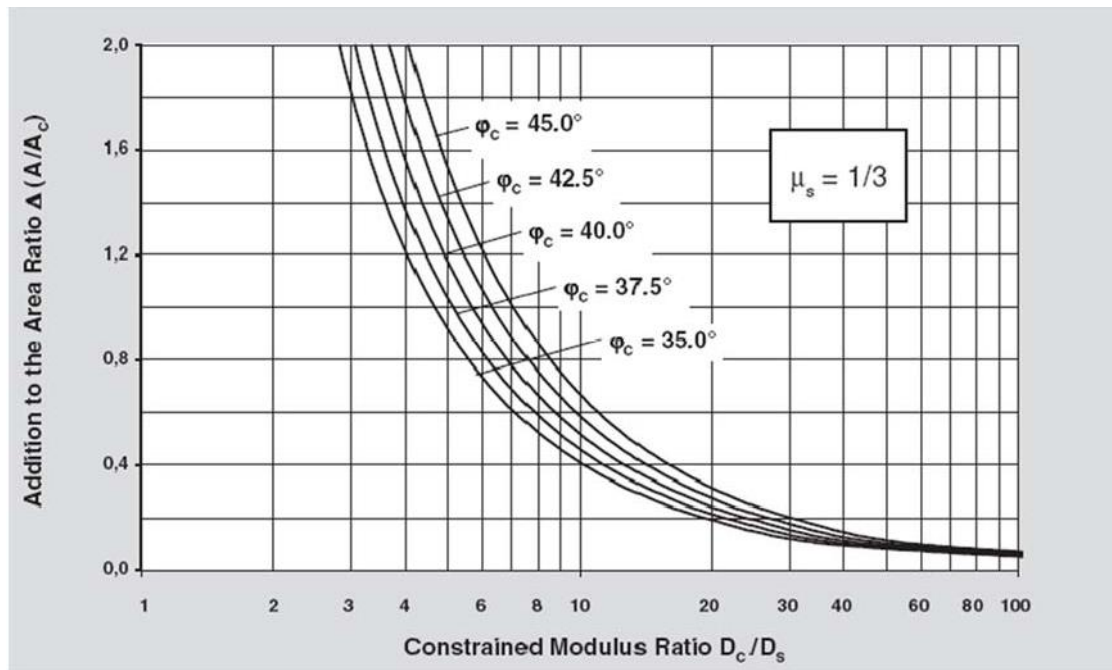
Sol 2: $s/s_{\infty} = 0.4$.

Le tassement total est alors égal à :

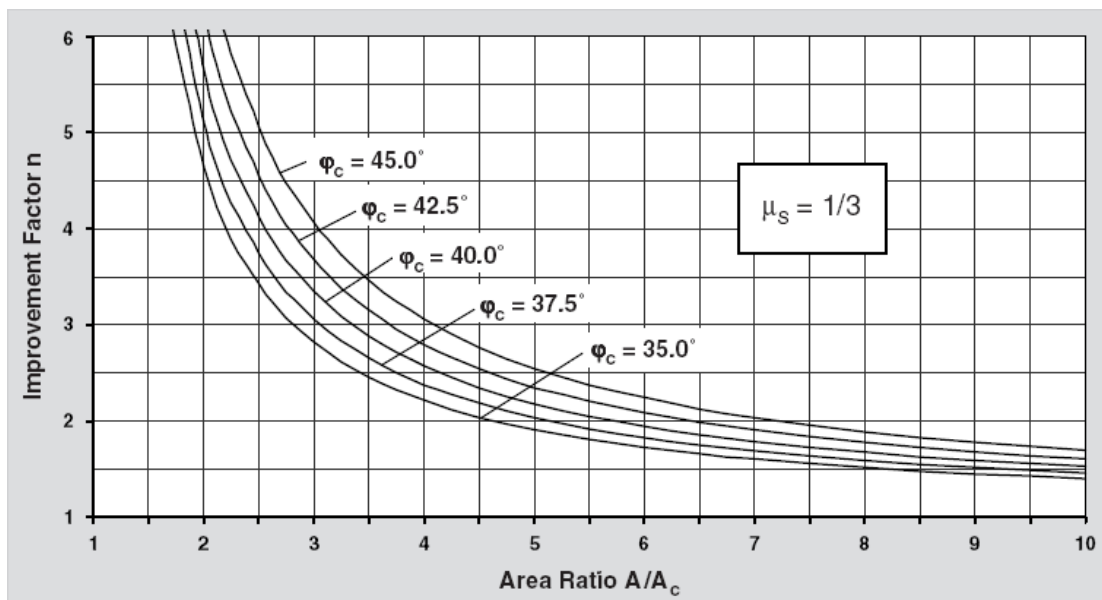
$$S = 2.7 \times 0.6 + 1.5 \times 0.4 = 2.2 \text{ cm.}$$

B.2 Abaques de dimensionnement de Priebe (Priebe, 1995)

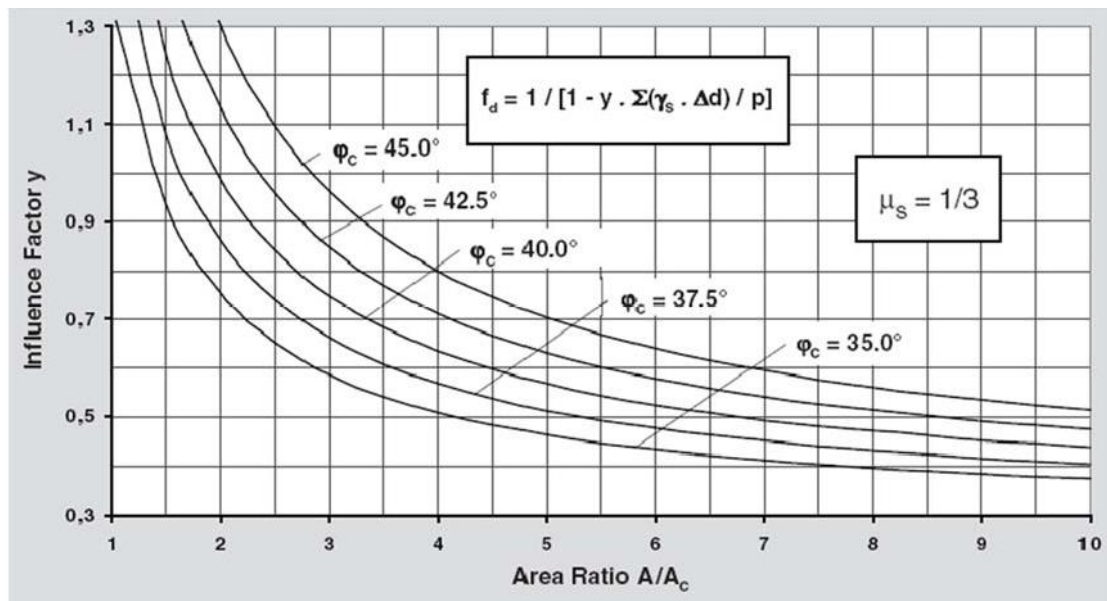
B2.1 Abaques généraux



Abaque B2.1. Incidence de la compressibilité relative colonne/sol



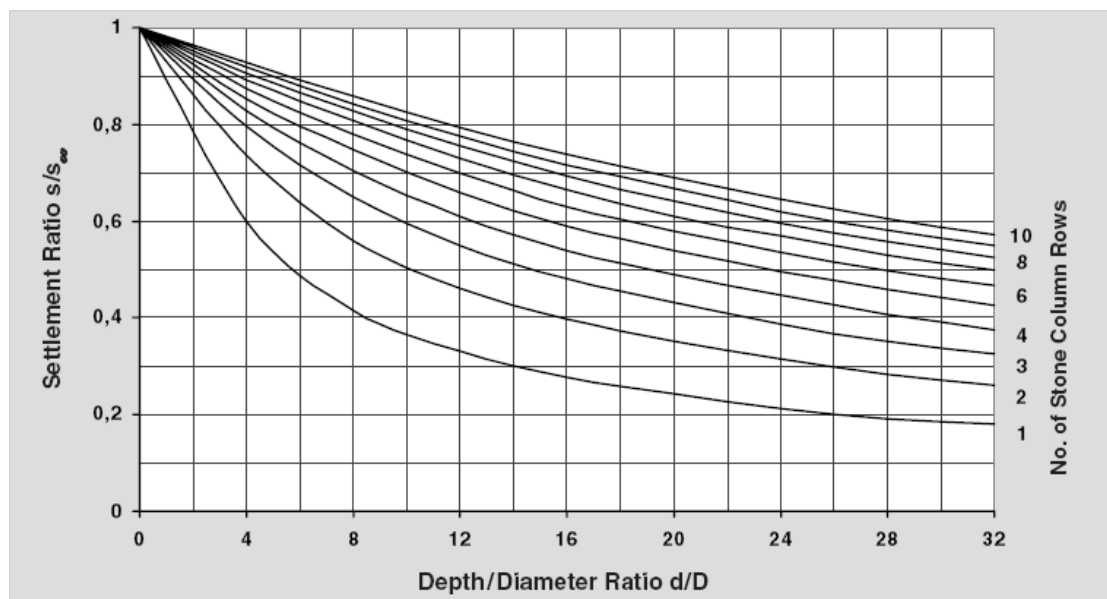
Abaque B2.2. Facteur d'amélioration n_1 en fonction du taux d'incorporation A/A_c



Abaque B2.3. Influence de la profondeur

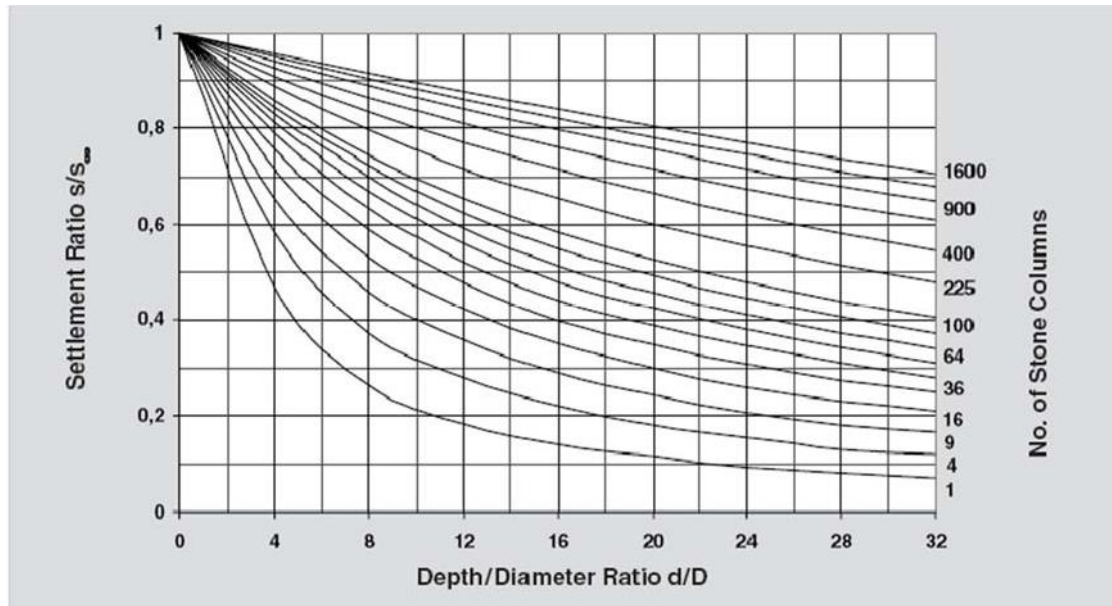
B2.2 Abaqués pour semelles sur colonnes ballastées

B2.2.1 Semelles carrées



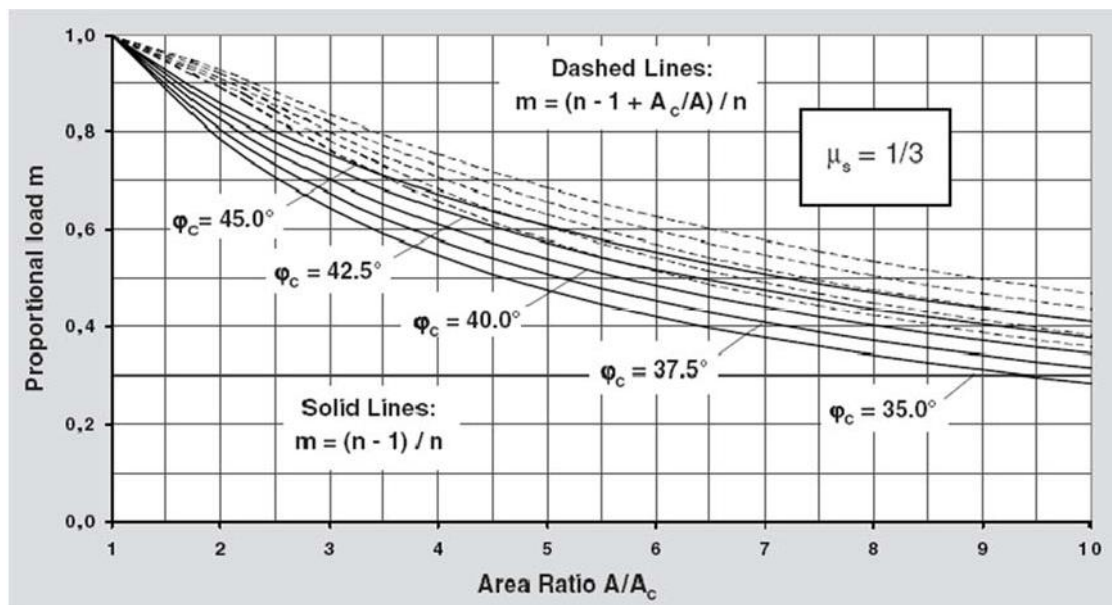
Abaque B2.4. Rapport des tassements pour semelles isolées

B2.2.2. Semelles filantes



Abaque B2.5. Rapport des tassements pour semelles filantes

B2.3. Facteur d'homogénéisation des sols mous traités par colonnes ballastées



Abaque B2.6. Facteur d'homogénéisation m en fonction du taux d'incorporation A/A_c

-C-

Le logiciel Plaxis est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code d'éléments finis facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, Plaxis a été étendu à plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de Plaxis pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel 3D PLAXIS Tunnel program est sorti en 2001.

Son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que Plaxis est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniques de nos jours, dans le monde entier.

C.1 Les points forts de Plaxis

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats.
- Générateur automatique de maillage.
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation.
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure.
- Calculs de coefficient de sécurité.

C.2 La démarche de modélisation avec Plaxis

Le cheminement et principales étapes d'un calcul sous Plaxis :

C.2.1. Géométrie

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol.
- L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion.

Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coques, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. Principalement, les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation

- « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.
- L'outil « geogrid », sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion.

Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les ancrages

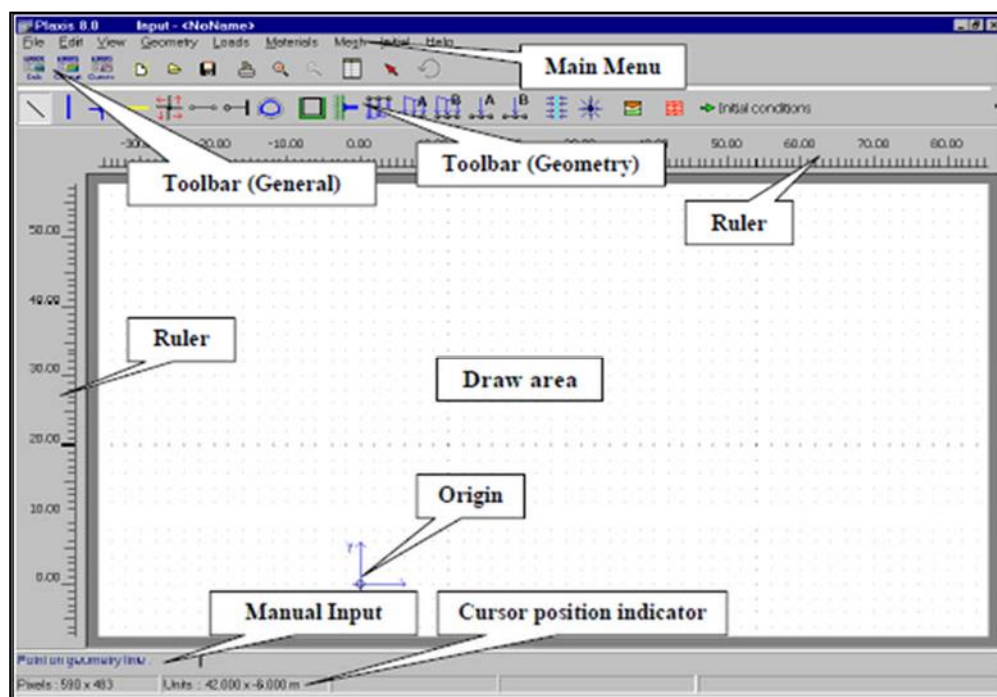


Figure C.1 : Les différentes barres d'outils

Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs suivants :

- Les conditions aux limites.
- Son rayon.
- Les caractéristiques mécaniques de ses parois.
- La décomposition de sa section en surface.
- L'existence ou non d'interface particulière avec le sol environnant.

C.3.2. Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est à dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée.

Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc...).

- Condition aux limites classiques (fixities)
- Rotation imposée nulle
- Déplacement imposée
- Chargement ponctuel
- Chargement linéairement distribué

C.3.3. Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrid, etc...), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non drainer ou non poreux).

Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage.

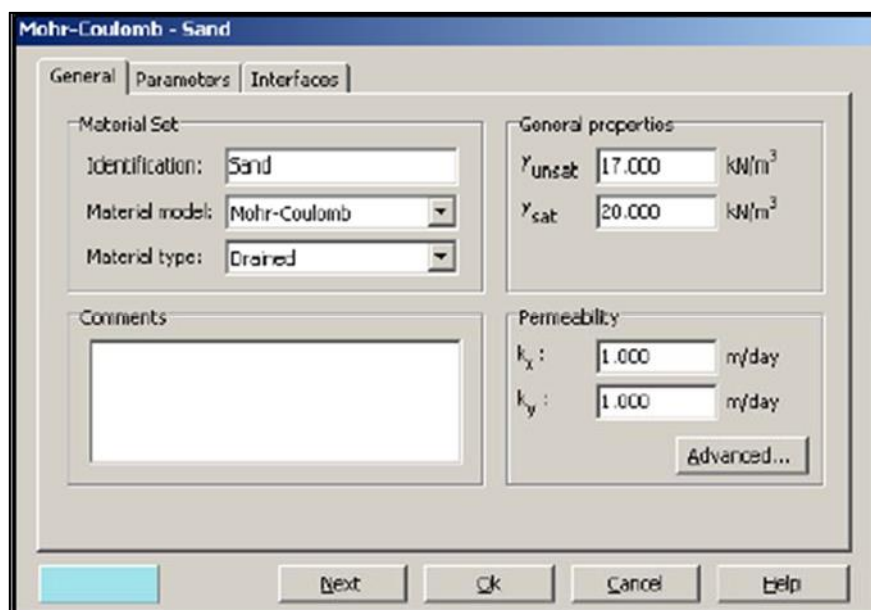


Figure C.3 : La table d'introduction des paramètres de sol

C.3.4. Maillage

Un maillage est la discrétisation spatiale d'un milieu continu, ou aussi, une modélisation géométrique d'un domaine par des éléments proportionnés finis et bien définis. L'objet d'un maillage est de procéder à une simplification d'un système par un modèle représentant ce système et, éventuellement, son environnement (le milieu), dans l'optique de simulations de calculs ou de représentations graphiques.

- Principaux types d'éléments utilisés en 2D

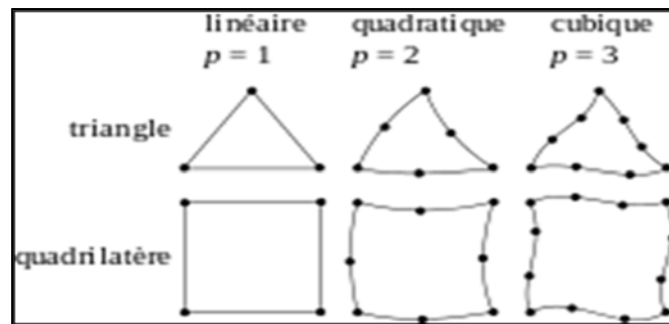


Figure.C.3 : Les différents types d'éléments en 2D

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le « mesh menu ».

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

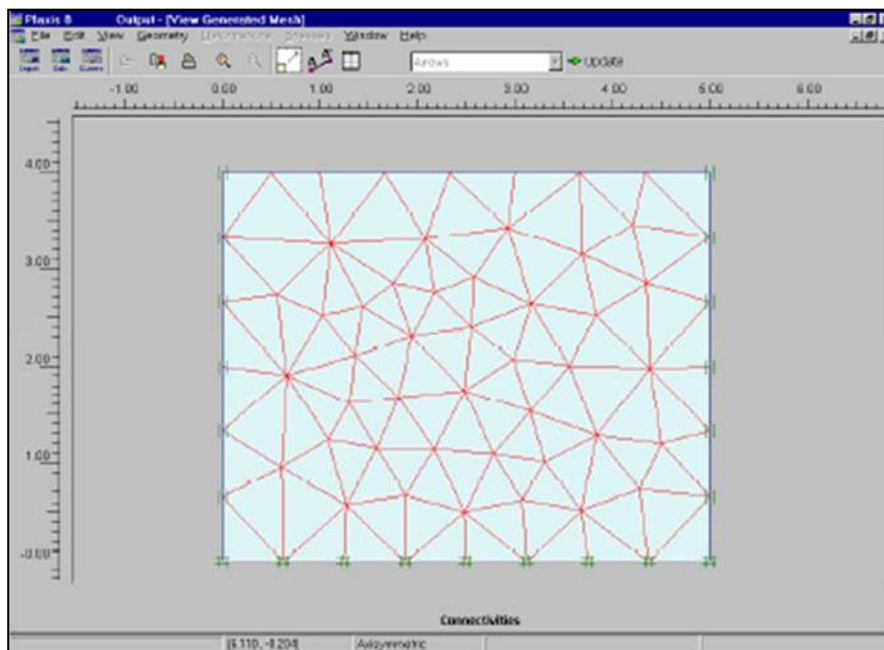


Figure C.4 : Génération de maillage

C.3.5. Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes :

Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes.
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

C.3.6. Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de « Plaxis » se ferme et laisse la **place à** une nouvelle interface : "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servie à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiées.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc.....

D'autres types de phases peuvent être créées autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de type de calcul peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique)

Une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output »

Remarque :

Plaxis permet d'effectuer deux types de calculs en consolidation :

- Les calculs effectués à l'aide de l'outil « staged construction » qui permet de visualiser le sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps donné fixé par l'utilisateur.
- Les calculs effectués à l'aide de l'outil « minimum pores pressure » qui consiste à déterminer le temps et l'état du sol après l'avoir laissé se consolider pendant un intervalle de temps suffisamment long pour que la pression interstitielle soit partout inférieure à la valeur fixée par l'utilisateur.

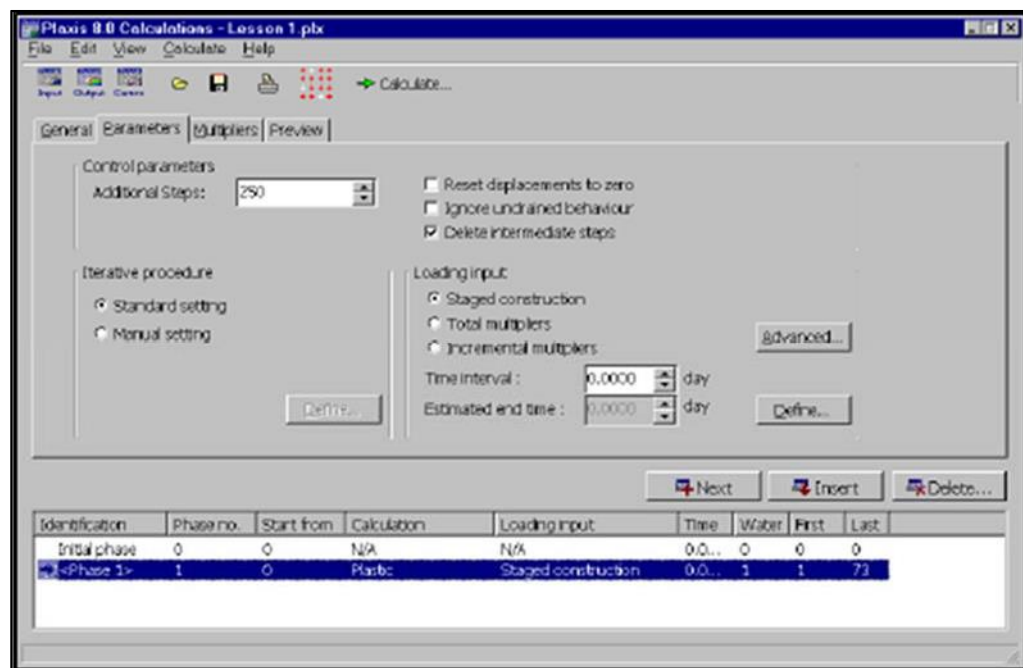


Figure C.6 : La phase de calcul

C.3.7. Visualisation des Résultats

Plaxis permet la sortie des résultats suivants :

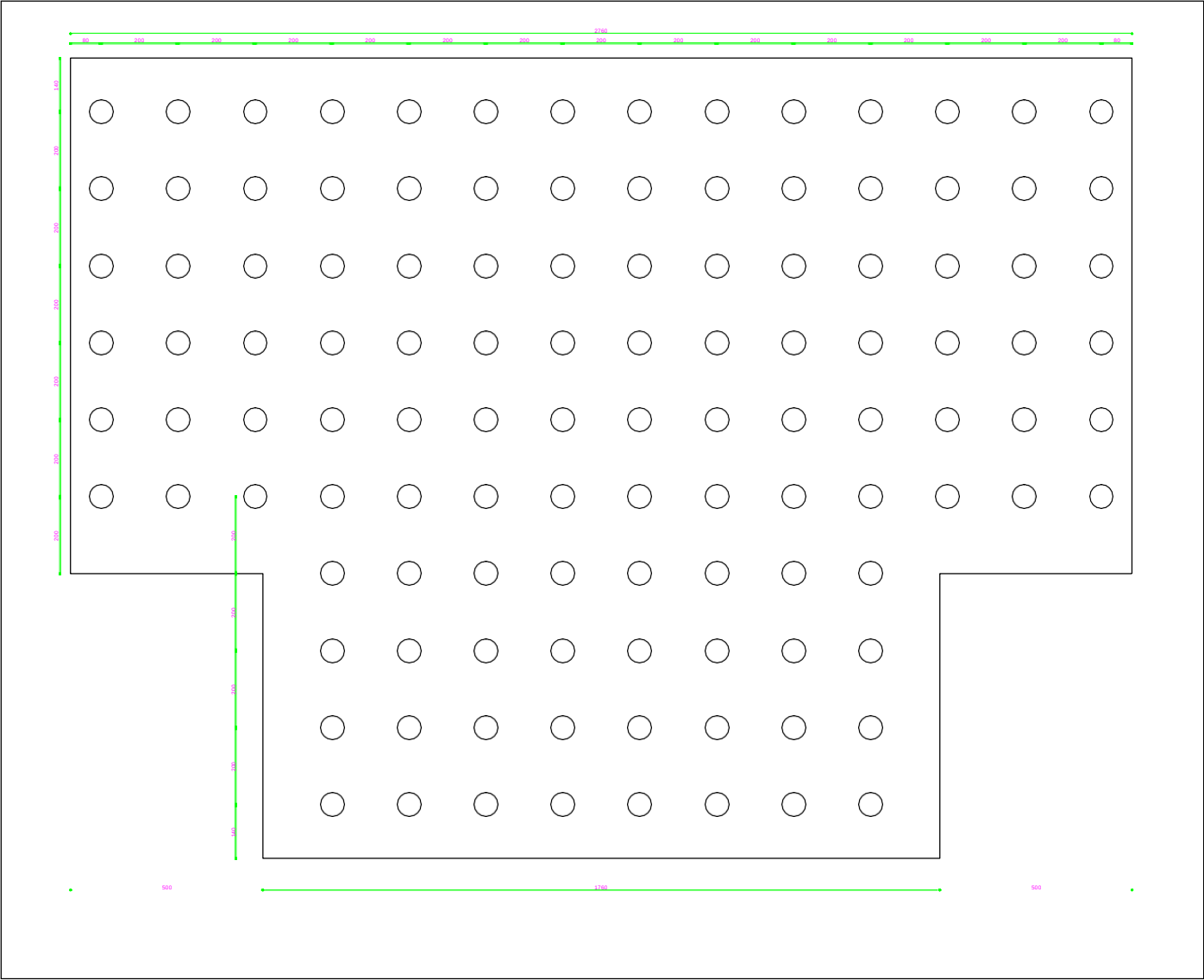
- La déformée du maillage
- Les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux)
- Les déformations
- Les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique)

- Les contraintes totales
- Les contraintes effectives
- Le coefficient de sur consolidation
- Les points de déformation plastique
- Le degré de saturation
- Le champ d'écoulement
- Le niveau de l'eau
- L'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine

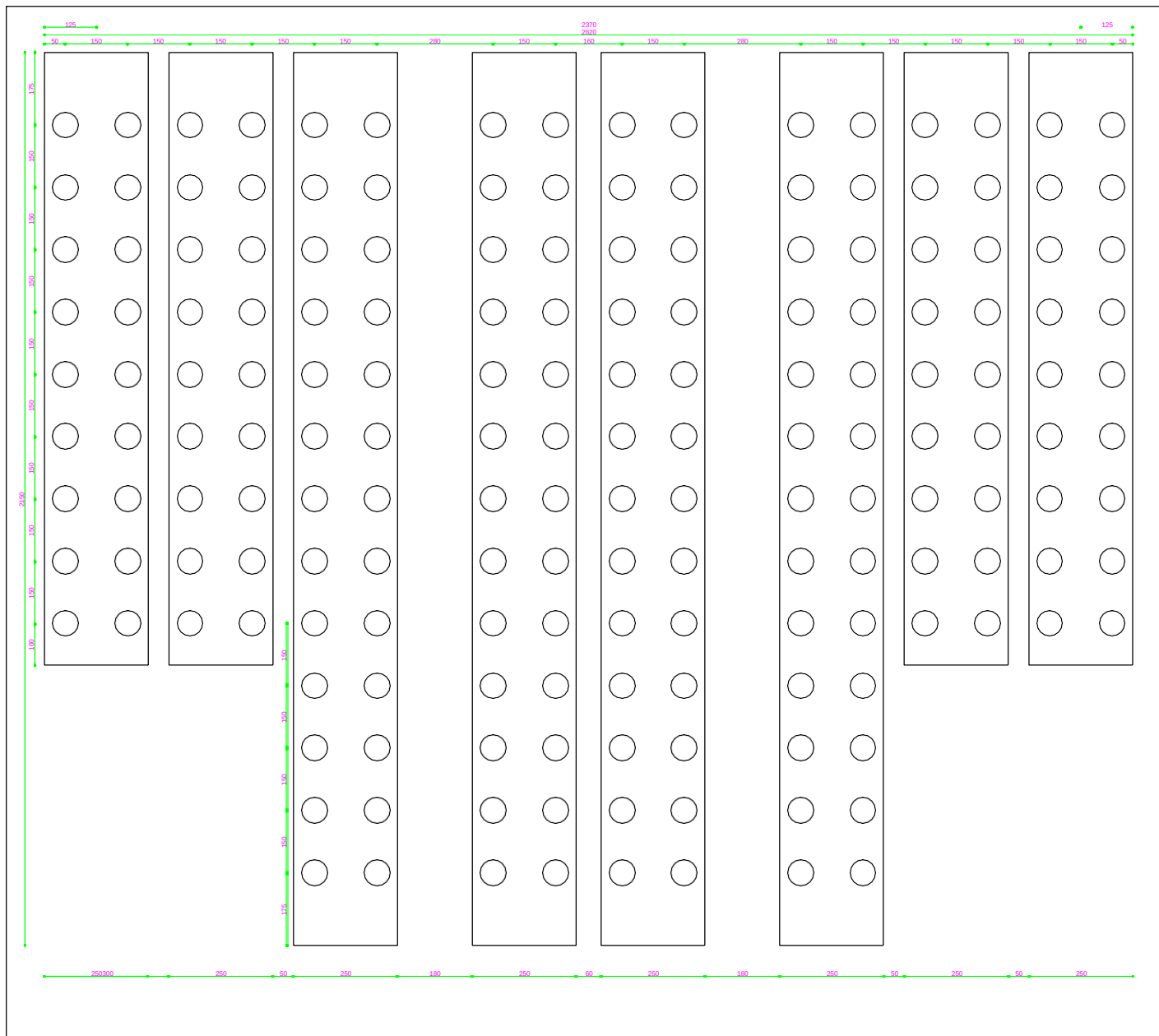
Ces résultats sont visibles sous trois formes :

- De vecteurs
- D'iso-valeur par zone (« Shading »)
- Courbe contour des différentes zones

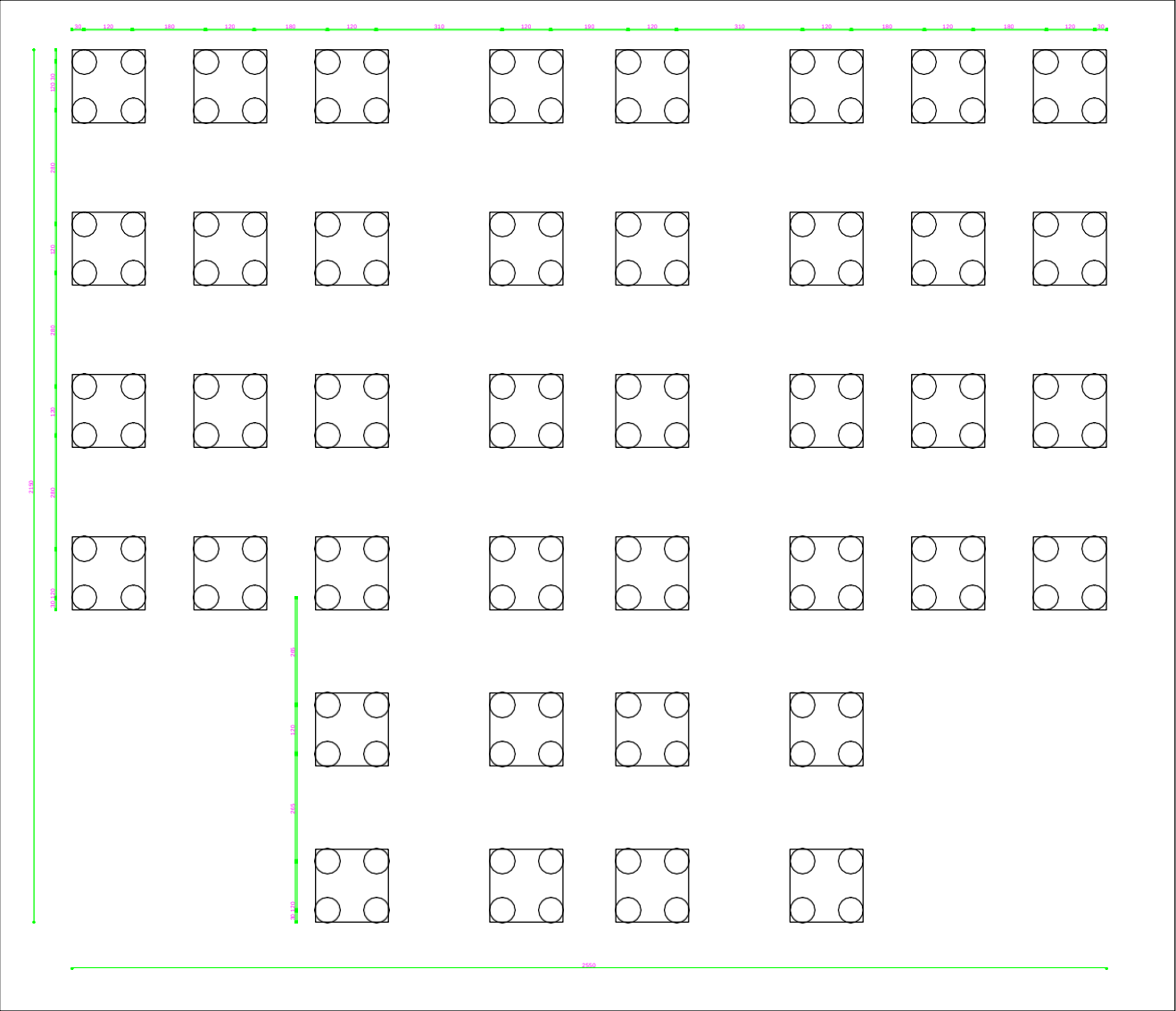
R+10 144 COLONNES



R+6 176 COLONNES



R+1 160 COLONNES



RESUME

Résumé

Le présent travail de mémoire étudie l'influence de la charge de la superstructure sur la stabilité d'un sol renforcé par colonnes ballastées avec étude paramétrique donnant l'influence de différents paramètres de sol et colonne sur la variation de tassement. Il comporte trois chapitres.

Le premier chapitre comporte une synthèse bibliographique sur le renforcement de sol par colonnes ballastées.

Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes analytiques utilisées pour déterminer le tassement dans un sol renforcé par colonnes ballastées sous l'effet de la charge de la superstructure pour différents types de fondation (semelles isolées, semelles filantes et radier). Et par la méthode des éléments finis.

Le dernier chapitre vise l'étude de comportement de sol sans et avec colonnes ballastées sous l'effet de différents états de charges (trois cas : charge sous semelle isolée, sous semelle filante et sous radier), plus l'étude de l'influence des différents paramètres tels que le module de rigidité E , le coefficient de Poisson ν , l'angle de frottement ϕ , la cohésion C , le diamètre D et l'espacement e des colonnes ballastées.

Mots clé : colonnes ballastées, renforcement, effet de la charge, étude paramétrique

Abstract

The present work of memory study the influence of the superstructure on the stability of a soil reinforced by stone columns with parametric study giving the influence of different parameters of soil and column on the variation of settlement. It has three chapters.

The first chapter contains a bibliographical synthesis on the soil reinforcement by stone columns.

The second chapter presents the different analytical methods used to determine the settlement in a soil reinforced by stone columns under the effect of the load of the superstructure for different types of foundations (isolated footing, continuous footing and mat foundation). And by finite elements method.

The last chapter intended to studying the behavior of the soil with and without stone columns under the effect of different states of charge (three cases: load under an isolated footing, under a continuous footing and mat foundation), as well as the study of the influence of various parameters such as rigidity modulus E , Poisson coefficient ν , friction angle ϕ , cohesion C , diameter D and spacing e of the stone columns.

Key words: stone columns, reinforcement, load effect, parametric study

ملخص

يدرس العمل الحالي للمذكرة تأثير البنية الفوقية على ثبات التربة المعززة بأعمدة حجرية مع دراسة حديدية نعطي تأثير العوامل المختلفة للتربة والعمود على هبوط التربة. و لديها ثلاثة فصول. يحتوي الفصل الأول على تحليل بجليو غرافي عن تقوية التربة بأعمدة الحجرية. يعرض الفصل الثاني الطرق التحليلية المختلفة المستخدمة لتحديد هبوط التربة معززة بأعمدة حجرية تحت تأثير حمولة. البنية الفوقية أنواع مختلفة من الأسس (قاعدة منفصلة، القاعدة مستمرة و لبشة). وطريقة العناصر المتناهية يهدف الفصل الأخير إلى دراسة سلوك التربة ذات الأعمدة الحجرية وبدونها تحت تأثير حالت مختلفة من الشحن (ثالث حالت: الحمل تحت قاعدة منفصلة، والقاعدة مستمرة و لبشة)، وكذلك دراسة تأثير مختلف الخصائص

الكلمات المفتاحية: الأعمدة الحجرية، التعزيز، تأثير الحمولة، دراسة تأثير مختلف الخصائص

