

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

Université Abderrahmane Mira de Bejaïa

Faculté de la Technologie  
Département de génie civil



## Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention du diplôme  
Master en génie civil

Option : Géotechnique.

## THEME

Etude géotechnique d'un renforcement de sol par  
colonnes ballastées sous bâtiment (R+13)/200  
logements promotionnels cité Tobal-Bejaïa.

**Réalisé par :**

M<sup>elle</sup> : BOUAOUD Nessilia

M<sup>r</sup> : CHIBANE Boudjema

**Membre du jury :**

Président : M<sup>r</sup>. Benyessad.D

Examineur: M<sup>r</sup>. Boumezrane.D

Promoteur: M<sup>r</sup>. Sadaoui. O

## Remerciements

*En premier lieu, nous remercions ALLAH le tout puissant, le majestueux. Pour nous avoir donné le courage et la force pour mener à terme ce modeste travail.*

*Nous tenons à remercier Monsieur Sadaoui .O, promoteur de ce thème, pour nous avoir fait confiance en acceptant d'encadrer ce sujet de fin d'études.*

*Par la même occasion nous remercions, Mr : Benyessad qui nous a fait l'honneur de présider le jury et Mr : Boumezrane, examinateur pour l'évaluation portée à ce sujet.*

*Un grand merci à Mrs : Benkolai. S et F. Busson pour nous avoir aidés et conseillés tout au long de ce projet. Ainsi qu'à toute l'équipe de L'entreprise KELLER FS pour leur professionnalisme.*

*Nous associons à ces remerciements, le personnel du laboratoire LTPE Bejaia pour leur disponibilité.*

*Enfin, un grand merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce mémoire.*

*B. Nessilia et C. Boudjema*

# Dédicaces

*Je dédie ce travail particulièrement à la mémoire de mon père, que Dieu l'accueille dans son vaste paradis.*

*A ma très chère maman et mes grands parents qui m'ont soutenu pendant toutes mes études.*

*A mon frère Ali et son épouse Lynda.*

*A mon frère Samir et son épouse Naïma.*

*A mes frères Mourad, Mhand, Tahar et Lahlou.*

*A mes petits frères Mouhand et Amine.*

*A mes sœurs Zahoua, Wardia et leurs petites familles.*

*A mes sœurs Fadila, Lydia, Cyline et Lina.*

*A ma binôme Nessilia et sa famille.*

*A tous mes amis(e) et mes copains.*

**BOUDJEMA**

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à mes grands parents maternels, qui auraient été fière de moi, particulièrement à mon grand père Nouri Abdel-hamid, que Dieu les accueille dans son vaste paradis ; A ma chère et tendre maman qui a éclairé ma route par son sacrifice et son soutien moral tous au long de mes études.*

*Je remercie aussi ; mes frères ; Massi et Amazigh, à mon adorable*

*Sœur ; Yousra à qui je souhaite le meilleur succès. J'adresse aussi mes remerciements à Khalti Wahiba et son époux ses filles (Chahra, Hind et Kenza) pour leur soutien sans faille. A mes oncles : Khali Abdelrahmene , Khali Mourad et toutes leurs familles.*

*A mon binôme Boudjema et sa famille.*

*Enfin je remercie tous mes amis(e), en particulier ; Hamida, Kamy, Meriem, Assia, Karima, Nabila, Mohamed, Mouhand ... et à toute la promotion Master II géotechnique.*

*Nessilia*

## La liste des symboles

$\gamma_h$  : Densité humide ( $t/m^3$ )

$\gamma_d$  : Densité sèche ( $t/m^3$ )

$\gamma_w$  : Densité de l'eau ( $t/m^3$ )

$\gamma_i$  : Poids volumique de la couche i.

$P_g$  : Poids des grains (g).

$P_h$  : Poids de sol (g).

$P_w$  : Poids d'eau libre (g).

$V_t$  : Volume total du matériau ( $m^3$ ).

$V_w$  : Volume d'eau ( $m^3$ ).

$V_v$  : Volume des vides ( $m^3$ ).

$S_R$  : Degré de saturation (%).

$W$  : Teneur en eau (%).

$W_L$  : Limite de liquidité (%).

$W_P$  : Limite de plasticité (%).

$I_P$  : Indice de plasticité (%).

$C_u$  : Cohésion interne des grains solides (bar).

$P_{ELS}$  : La charge aux états limite de service.

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$q_{re}$  : Contrainte maximale dans le cas d'une rupture par expansion latérale.

$q_{rc}$  : Contrainte maximale dans le cas d'un cisaillement généralisé.

$q_{rp}$  : Contrainte maximale dans le cas d'un poinçonnement du sol.

$n$  : Rapport des contraintes.

$\Delta q_s$  : Incrément moyen de la contrainte verticale effective dans le sol.

$\beta$  : Facteur de réduction de tassement.

$S_{na}$  : Tassement du sol non amélioré.

$S_a$  : Tassement de sol amélioré.

$\Delta q$  : Incrément de la contrainte verticale effective dans la colonne.

$\Delta q$  : Incrément de l'étreinte latérale de la colonne.

$E_s$  : Le module d'élasticité de sol.

$E_{oed}$  : Module oedométrique

$E_c$  : Le module d'élasticité de matériaux constitif de la colonne.

$E_i$  : Le module d'élasticité de la couche i.

$E_{i,s}$  : Le module de la couche de sol i.

$A$  : Section de la cellule élémentaire.

$A_c$  : Section de la colonne.

$a$  : Coefficient de substitution.

$\bar{a}$  : Rapport des surfaces modifié.

$\sigma_c$  : Contrainte de préconsolidation (bars)

$\sigma_0$  : La contrainte appliquée sous la fondation.

$\beta_0$  : Facteur d'amélioration.

$\beta_1$  : Facteur d'amélioration.

$K_0$  : Coefficient des terres au repos.

$K_a$  : Coefficient de butée du sol.

$\sigma'_{ov}$  : Contrainte verticale effective initiale du sol ( $\sigma'_{ov} = \gamma H$ ) (bar)

$\sigma_c$  : Contrainte sur la colonne

$\sigma_s$  : Contrainte appliquée sur le sol

$c_c$  : L'indice de compression (%)

$C_g$  : L'indice de gonflement (%)

$E_m$  : Module pressiométrique (bar)

$P_1$  : Pression limite du sol (bar)

$\alpha$  : Coefficient rhéologique du sol

SC : Sol sous consolidé

NS : Sol normalement consolidé

SRN : Sol surconsolidé

$d$  : Profondeur de la colonne.

$S$  : Tassement de sol après le traitement.

$S_c$  : Tassement de la colonne.

$n_2$  : Est un facteur d'amélioration.

$H_i$  : Epaisseur de la couche élémentaire ;

$e_0$  : Indice des vides initial ;

$C_C$  : Indice de compression ;

$C_S$  : Indice de gonflement ;

$\sigma'_p$  : Pression de préconsolidation.

$B_0$  : Largeur de référence

$\alpha'$  : Coefficient dépendant de la nature du sol de forme

$\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : Coefficient de forme, fonction du rapport L/B.

$E_d$  : Module de domaine déviatorique ;

$E_s$  : Module de domaine sphérique ;

$S_s$  : Tassement sphérique.

$S_d$  : Tassement déviatorique.

$S_f$  : Tassement final.

$E_e$  : Module d'élasticité du sol homogénéisé

$E_{sol}$  : Module d'élasticité du sol

$E_{col}$  : Module d'élasticité de la colonne

$A_{eq}$  : Surface du sol homogénéisé

$A_{sol}$  : Surface du sol non traité

$A_{col}$  : Surface total des colonnes

$\gamma_{eq}$  : Poids volumique équivalent

$c_e$  : Cohésion équivalente

$\varphi_{eq}$  : Angle de frottement équivalent.

$B$  : Largeur de radier.

$L$  : Longueur de radier.

$C$  : Cohésion de sol.

$N_\gamma$ ,  $N_c$  et  $N_q$  : Facteurs de portance.

$S_\gamma$ ,  $S_c$ ,  $S_q$  : Facteurs adimensionnels.

$h_0$  : Profondeur de la nappe.

$q$  : Surcharge verticale latérale à la fondation.

$q_u$  : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).

$\sigma_{ad}$  : Contrainte admissible

$n$  : Facteur de concentration des contraintes.

$\sigma_c$  : Contrainte transmise à la colonne.

$L_{ci}$  : Longueur de la colonne traversant la couche  $i$ .

$L_{min}$  : Longueur limite de la colonne.

$A_{radier}$  : Surface de radier.

$D$  : Diamètre de la colonne.



$C_u$  : Cohésion apparente.

$R_c$  : Rayon de la colonne.

$\varphi_c$  : Angle de frottement interne de sol.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

$\gamma_c$  : Poids volumique équivalent de la colonne.

$K_p$  : Facteur de portance.

$P_{le}^*$  : Pression limite nette équivalente.

$D_e$  : Hauteur d'encastrement équivalent.

$q_0'$  : Représente la contrainte effective due au poids des terres.

$K_c$  : Coefficient de portance.

$q_{ce}$  : Résistance de pointe équivalente.

$F$  : Coefficient de sécurité.

$M_{DE}$  : Coefficient Micro-Deval.

$L_A$  : Coefficient Los Angeles

## La liste des Figures

<b>Figure I.1:</b>	Principe de Préchargement pour le contrôle des tassements.....	06
<b>Figure I.2 :</b>	Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales.....	08
<b>Figure I.3 :</b>	Procédé de renforcement du sol par vibrocompactage.....	09
<b>Figure I.4 :</b>	Procédé de renforcement de sol par compactage dynamique.....	09
<b>Figure II.1 :</b>	Domaine d'application des colonnes ballastées.....	12
<b>Figure II.2 :</b>	Confinement par colonnes ballastées.....	12
<b>Figure II.3 :</b>	Schéma d'un vibreur à air " type Keller".....	13
<b>Figure II.4 :</b>	Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.....	15
<b>Figure II.5 :</b>	Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche.....	15
<b>Figure II.6 :</b>	Clavier et unité centrale de l'appareil de mesure M4.....	16
<b>Figure III.1 :</b>	Schéma de ruptures possibles.....	19
<b>Figure III.2 :</b>	Diagramme des réductions de tassements observés sous des fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène.....	21
<b>Figure III.3 :</b>	Principe de l'homogénéisation simplifiée.....	22
<b>Figure III.4 :</b>	Abaque de dimensionnement de H.Priebe.....	25
<b>Figure III.5 :</b>	Correction par la rigidité de la colonne.....	26
<b>Figure III.6 :</b>	Détermination du facteur de profondeur.....	27
<b>Figure III.7 :</b>	Répartition des contraintes en surface à long terme.....	28
<b>Figure III.8 :</b>	Cas d'une semelle filante.....	29
<b>Figure III.9 :</b>	Cas d'une semelle isolée.....	30
<b>Figure IV.1 :</b>	Vue aérienne du projet réalisée.....	31
<b>Figure IV.2 :</b>	Appareil de cisaillement à la boîte.....	35
<b>Figure IV.3 :</b>	Courbes représentatives des cohésions et des angles de frottement.....	36
<b>Figure IV.4 :</b>	Courbes représentative des contraintes et des indices de compression.....	38
<b>Figure IV.5 :</b>	Pressiomètre SP ( $E_m$ ).....	40

**La liste des Figures**

**Figure IV.6 :** Pressiomètre SP ( $P_1$ ).....40

**Figure IV.7 :** Graphe semi logarithmique des valeurs de ( $E_m/ P_1$ ).....40

**Figure IV.8 :** Essais de pénétromètre statique. ....42

**Figure V.1 :** Types de fondations superficielles.....45

**Figure V.2 :** Évolution des contraintes en fonction des charges appliquée à L’ELS.....48

**Figure V.3 :** Schéma d’une semelle isolé.....48

**Figure VI.1 :** Abaque donnant le facteur de profondeur en fonction du rapport des sections.....68

**Figure VI.2 :** Principe d’homogénéisation simplifiée.....72

**Figure VI.3 :** Vue d’une expansion latérale de colonne ballastée.....74

**Figure VI.4 :** Vue d’un cisaillement généralisé de colonne ballastée.....75

**Figure VI.5 :** Vue d’un poinçonnement de colonne ballastée.....75

**Figure VI.6 :** Disposition des colonnes ballastées sous le radier.....78

**Figure VI.7 :** Schéma de la distribution des contraintes.....79

**Figure VII.1 :** Courbe granulométrique de gravier (ballast) 15/25.....88

**Figure VII.2 :** Vue d’un pénétromètre dynamique.....95

**Figure VII.3 :** Dispositif d'essai de chargement d’une colonne isolée.....96

**Figure VII.4 :** Courbe de chargement – tassement d’une colonne ballastée isolée.....98

**Figure VIII.1 :** Schéma des plans principaux de contrainte dans le domaine sphérique.....102

**Figure VIII.2 :** Maillage en 2D du système radier-sol.....106

**Figure VIII.3 :** Tassement du sol sans renforcement.....106

**Figure VIII.4 :** Déplacement horizontal du sol sans renforcement.....107

**Figure VIII.5 :** Maillage en 2D du système radier-sol renforcé par colonnes ballastées.....107

**Figure VIII.6 :** Tassement de sol renforcé par colonne ballastées (Côte B largeur du radier).....108

**Figure VIII.7 :** Déplacement horizontal de sol renforcé par colonnes ballastées (Côte B largeur du radier).....109

## La liste des Figures

<b>Figure VIII.8 :</b> Tassement de sol renforcé par colonne ballastée.....	109
(Côte L longueur du radier).	
<b>Figure VIII.9 :</b> Déformation horizontal de sol renforcé par colonnes ballastées (Côte L longueur du radier).....	110
<b>Figure VIII.10 :</b> Graphe représentative des tassements de différentes méthodes en fonction des contraintes appliqués.....	112

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
Partie 1	
<b>I. Synthèse bibliographique</b>	
I.1. Rappel sur les caractéristiques des sols.....	3
I.1.1. Définition.....	3
I.2. Description des constitutives des sols.....	3
I.2.1. Phase solide.....	3
I.2.2. phase liquide.....	3
I.2.3. phase gazeuse.....	3
I.3. Classification des sols.....	4
I.3.1.Sol pulvérulent.....	4
I.3.2.Sol cohérent.....	4
I.3.3.Sol organique.....	4
I.4. Sols nécessite un traitement.....	5
I.4.a. Les sols compressibles.....	5
I.4.b. Les sols pulvérulents lâche.....	5
I.4.c. Les sols dépôts alluvionnaires.....	5
I.5. Méthodes de traitement des sols.....	5
I.5.1. Renforcement des sols finis.....	5
I.5.1.1. Préchargement.....	5
I.5.1.2. Colonnes de sol traité en place.....	7

I.5.1.3. Renforcement par inclusion rigides verticales.....	7
I.5.2. Renforcement des sols grenus.....	8
I.5.2.1.vibrocompactage / vibroflotation.....	8
I.5.2.2. Compactage dynamique.....	9
I.5.2.3. Préchargement.....	10
Conclusion.....	10
<b>II. Renforcement de sol par colonnes ballastées</b>	
II.1. Préambule.....	11
II.2. Domain d’application.....	11
II.3. Mode opératoire.....	13
II.3.1. Matériaux d’apport.....	13
II.3.2.Diamètre des colonnes ballastées.....	14
II.3.3.Définition de procédé.....	14
II.4. Technique de mise en œuvre.....	14
II.4.1. Colonnes exécutées par voie humide.....	14
II.4.2. Colonnes exécutées par voie sèche.....	15
II.5. Conception de traitement.....	16
II.6. Contrôle des colonnes ballastées.....	16
II.7. Exemple d’application pratique de la technique des colonnes ballastées.....	18
Conclusion.....	18
<b>III. Méthode de dimensionnement des colonnes ballastées</b>	
III.1.Introduction .....	19
III.2.Hypothèses.....	19
III.2.1.Contrainte d’exploitation.....	19

III.2.2. Contraintes maximales admissible.....	19
III.3. Evaluation des tassements et des contraintes.....	19
III.3.1. Méthode de Balaam et Booker.....	21
III.3.2. Abaque de Greenwood.....	22
III.3.3. Homogénéisation simplifiée.....	23
III.3.4. Méthode de Priebe.....	24
Conclusion.....	31
<b>IV. Synthèse et interprétation des données géologiques et géotechniques</b>	
IV.1. Présentation du projet .....	32
IV.2. Situation du projet .....	32
IV.3. Localisation, cadre géologique et géotechnique.....	33
IV.4. Synthèse géotechnique .....	33
IV.4.1. Reconnaissance des sols.....	33
IV.4.2. Rappel sur la caractérisation physique des sols .....	34
IV. 5. Détermination des Paramètres mécaniques .....	36
IV. 5.1. Essai de cisaillement a la boite : NF P 94-071-1 .....	36
IV.5.2. Les essais de compression à oedométrie : XP P 94-090-1 .....	37
IV.5.3. Sondages pressiométrique .....	40
IV.5.4. Pénétromètre statique (CPT) .....	42
Partie 2	
<b>V. Etude géotechnique et dimensionnement des fondations</b>	
V. 1. Introduction .....	45
V. 2. Définition des fondations.....	45
V. 3. Différents types de fondation .....	45

V. 3. 1. Les fondations superficielles .....	45
V. 3. 1. a. Les semelles filantes .....	46
V.3.1.b Les semelles isolées .....	46
V. 3. 1. c. Les radiers ou dallages .....	46
V. 3. 2. Fondations profondes .....	47
V. 3. 3. Fondations semi-profondes .....	47
V. 4. Descente de charge .....	47
V. 5. Evaluation de la capacité portante du sol .....	49
V. 6. Calcul de la contrainte admissible .....	52
V. 6 .1. À partir des essais au laboratoire .....	52
V. 6.2. À partir des essais in-situ .....	53
V. 6.2. 1. À partir des essais pressiométrique.....	53
V.6 .2 .2. À partir des essais pénétrométriques statique (CPT).....	55
V. 7. Calcul des tassements .....	57
V.7. 1. Calcul du tassement en utilisant la méthode oedométrique .....	57
V. 7. 2. Détermination à partir d'essais Pressiométriques.....	60
V. 7. 3. Détermination à partir d'essais pénétrométriques statique .....	63
Conclusion.....	65
<b>VI. Dimensionnement des colonnes ballastées</b>	
VI.1. Définition.....	67
VI.2. Méthode de PRIEBE .....	67
VI.3. Application de la méthode Priebe (analytique).....	71
VI.4. Détermination de la contrainte appliquée sur les colonnes ballastée .....	73
VI.5. Méthode d'homogénéisation simplifiée .....	74
VI.6. Mécanisme de rupture des colonnes ballastées.....	75



VI.7. Contrainte admissible dans les colonnes à l'ELS .....	78
VI.8. Calcul des incréments de tassement sous l'effet des phases de construction de l'ouvrage .....	79
VI.8.1. Méthode de Priebe.....	79
VI.8.2. Calcul des contraintes par la méthode de Boussinesq .....	80
VI.8.3. Calcul du tassement .....	80
VI.8.3.1. Formule empirique de Buisman.....	81
VI.8.3.2. Calcul de tassement au centre du radier .....	82
VI.8.3.3. Calcul de tassement au coin du radier .....	83
Conclusion.....	86
<b>VII. Caractérisation des matériaux et essais de contrôle chantier</b>	
VII.I. Introduction.....	87
VII.2. Essai granulométrique.....	87
VII.2.1. Définition.....	87
VII.2.2. Classe granulaire.....	88
VII.2.2.1. objectif .....	88
VII.2.2.2. Principe d'essai.....	88
VII.2.2. 3. Tracé de la courbe granulométrique .....	89
VII.2.3 Application.....	90
VII.3. Essai Micro Deval (NF EN 1097-1) .....	91
VII.3.1. Principe .....	91
VII.3.2. Appareillage.....	91
VII.3.3. Mode opératoire .....	91
VII.3.4. Calcul du $M_{DE}$ .....	92
VII.4. Essai Los Angeles (NF EN 1097-2).....	93
VII.4.1. Principe.....	93

VII.4.2. Appareillage .....	93
VII.4.3. Mode opératoire .....	94
VII.4.4. Calcul du coefficient LA.....	95
VII.5. Analyse et discussion des résultats.....	95
Conclusion.....	96
VII.6. Contrôle des colonnes ballastées.....	97
VII.6.1. Contrôles en cours d'exécution : enregistrement de paramètres.....	97
VII.6.2 Pénétromètre dynamique.....	97
VII.6.3. Essai de chargement .....	97
VII.7. Exécution des essais .....	98
VII.7.1. Descriptif des essais.....	98
VII.7.2. Charge appliqué .....	99
VII.7.3. Paliers de chargement .....	99
VII.7.4. Résultats et analyse de l'essai de chargement.....	99
Conclusion.....	101
<b>VIII. Etude numérique d'un renforcement de sol par colonnes ballastées</b>	
VIII.1. Introduction .....	102
VIII. 2. Démarche.....	102
VIII. 3 .Caractéristiques des matériaux .....	103
VIII. 3. 1. La loi de comportement.....	103
VIII. 3. 1.1. Modèle élastique linéaire .....	103

VIII. 3.1. 2. Modèle de Mohr-Coulomb .....	103
VIII. 3. 1.3. Modalisation tridimensionnelle .....	103
VIII. 3.1. 4. Méthode des éléments finis .....	104
VIII.4. Géométrie du modèle.....	105
VIII.5. Modèle de l'homogénéisation simplifié.....	105
VIII.6. Evaluation des tassements par le logiciel PLAXIS 2D fondation.....	106
VIII.6.1. Présentation de modèle.....	106
VIII.7. Eude comparative.....	112
Conclusion.....	114
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>115</b>
Bibliographie	
Annexe	

## **Introduction générale :**

De nombreuses techniques de renforcement de sol ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20<sup>ème</sup> siècle. Elles permettent, l'amélioration des caractéristiques géotechniques, ainsi que les propriétés mécaniques des terrains, et sont jugées efficaces.

Le but de ce projet, consiste à faire une étude détaillée des différents caractéristiques géotechniques de sol constituant le site du projet de 200 logements promotionnels "cité Tobal", afin d'opter pour la technique d'amélioration la plus favorable qui peut conférer au sol une résistance suffisante capable de reprendre les charges transmises par l'ouvrage sans risque de rupture.

Parmi les techniques d'amélioration de sol on citera, les colonnes ballastées ce qui sera l'objet principal de notre travail.

Cette technique, consiste à incorporer par compactage un matériau granulaire, dans un terrain présentant de faibles caractéristiques géotechniques. De façon générale, elle améliore les caractéristiques mécaniques des sols par augmentation de leurs capacités portantes et la réduction de leurs tassements sous les charges appliquées. Ces dernières peuvent aussi jouer le rôle d'un drain et réduire les risques de liquéfaction dans les zones sismiques.

Les colonnes ballastées sont considérées parmi les techniques les plus élaborées, de part leur rapidité d'exécution et leur prix compétitif par rapport aux autres méthodes existantes tel que les pieux par exemple.

Les méthodes de justification les plus utilisées pour le dimensionnement des colonnes ballastées sont :

- La méthode de Priebe (1976,1995) ;
- La méthode d'homogénéisation simplifiée ;
- Méthodes numériques basées sur la discrétisation en E.F.

Pour mener à bien cette étude, le travail sera structuré en 2 parties :

La première partie, composée de 4 chapitres, sera sous forme d'une compilation bibliographique, d'initiation et d'analyse sur le renforcement de sol par colonnes ballastées. Afin de la rendre plus lisible par une tierce personne sans difficultés.

- I- Synthèse bibliographique.
- II- Les renforcements des sols par colonnes ballastées.
- III- Méthodes analytiques de dimensionnement.
- IV- Synthèse et interprétation des données géologiques et géotechniques.

La deuxième partie, quant à elle, nous donnera une vision détaillée dans un premier temps sur la résistance et le tassement du sol vierge ainsi choisir le type de fondation à adopter et justifier par conséquent le passage au renforcement par colonnes ballastées. Dans un second temps, nous nous pencherons sur une étude analytique et numérique du projet de fondation en utilisant les méthodes de Priebe, homogénéisation et un modèle numérique (plaxis 2D).

- V- Etude géotechnique et dimensionnement des fondations.
- VI- Dimensionnement des colonnes ballastées.
- VII- Caractérisation des matériaux et essais de contrôle chantier.
- VIII- Etude numérique d'un renforcement de sol par colonnes ballastées.

Nous terminerons par une conclusion générale.

## **I. Synthèse Bibliographique**

### **I.1. Rappel sur la caractérisation des sols**

#### **I.1.1. Définition :**

Le sol est défini, comme étant un agrégat naturel, il peut être soit séparé en grain (sols pulvérulents « les sables »), soit déformé à la main (sols cohérents «les argiles ») ou par une action mécanique relativement faible [1]. Il est le résultat d'une altération naturelle physique ou chimique des roches. Le sol est généralement un matériau hétérogène et discontinu avec des caractéristiques très variables.

De façon générale, les principaux problèmes liés aux sols se manifestent, par une capacité portante faible, des déformations (tassement absolu ou différentiel) importantes sous charges statiques ou dynamiques (séisme) surtout pour les sols sableux lâches et saturés.

D'autre part, c'est un matériau triphasique formé de grains solides, d'eau et d'air. Nous verrons que les phases non solides jouent un rôle fondamental [2].

### **I.2. Description des constitutives des sols :**

#### **I.2.1. Phase solide :**

La phase solide est caractérisée, par la variabilité de ses particules élémentaires (dimensions, formes, états de surface, natures chimique et minéralogique) et de leur arrangement. Les particules formées par altération physique ou mécanique sont généralement constituées de fragments de la roche mère renfermant chacun un ou plusieurs minéraux ; leur forme est régulière.

#### **I.2.2. Phase liquide :**

Les interstices du squelette solide sont occupés en partie ou en totalité par de l'eau. Cette eau n'est en général pas pure : elle contient des électrolytes dissociés en cations et anions (son pH est alors acide ou basique), des matières organiques et des colloïdes en suspension et, dans certains cas, des gaz dissous.

#### **I.2.3. Phase gazeuse :**

Dans les sols non saturés, la phase gazeuse, peut être présente partout ou seulement dans certaines parties des pores formées d'un mélange d'air, de vapeur d'eau, de gaz carbonique et d'autres gaz. Les sols saturés peuvent aussi contenir du gaz, mais sous forme de bulles ou en dissolution dans l'eau [3].

### **I.3. Classification des sols :**

Il existe en pratique trois types de sols : les sols pulvérulents, cohérents et organiques.

#### **I.3.1. Sol pulvérulent :**

Les sols pulvérulents sont définis, comme étant les matériaux tels que le sable, gravier, les cailloux, et les mélanges de ces matériaux tels que le sable graveleux. Ils, sont caractérisés par leur forte perméabilité et une absence de liaison entre les grains, les particules sont visibles à l'œil nu.

En général, ces sols ont une faible influence de l'eau interstitielle, celle-ci peut circuler librement entre les grains [4].

#### **I.3.2. Sol cohérent :**

Les sols cohésifs sont l'ensemble des sols fins saturés tel que : l'argile, les silts, les marnes, les limons et le mélange de ces matériaux tel que les marnes argileuses. Ils sont caractérisés par leur faible perméabilité et forte liaison entre les grains. En outre, le comportement des sols cohésifs est très évolutif (il n'est pas instantané), il subit l'influence de l'eau interstitielle.

Certains matériaux comme la montmorillonite, ont tendance à absorber l'eau, par conséquent à se gonfler, dans ce cas on peut constater que l'argile manifeste un retrait, c'est-à-dire diminution du volume [4].

#### **I.3.3. Sol organique :**

La matière organique se compose en deux fractions :

Une partie brute dans laquelle on reconnaît encore des structures végétales, et animales : débris de feuille, de tiges, de racines, d'organes d'insectes...

Une partie transformée résultant de l'évolution de la précédente : l'humus qui est composé de polysides d'acides organique et de protéines.

La transformation de la matière organique fraîche en humus colloïdal est l'humification. La transformation des tourbes franches en tourbe amorphe est la tourbification ; suivant les degrés de tourbification les propriétés physicochimique sont différentes.

La matière organique a une influence importante sur le comportement des sols. Si la matière Organique à un peu évolué (tourbe fraîche) sa texture retient beaucoup d'eau, elle est

Très compressible [5].

#### **I.4. Sols nécessitant un traitement :**

En règle générale, les sols médiocres qui peuvent être sujet à un renforcement sont :

##### **a. Les sols compressibles :**

Présentent des risques de tassement énormes comme les argiles, limons sous consolidés, la vase et les sols organiques (tourbes).

##### **b. Les sols pulvérulents lâches :**

Comme les sables fins aquifères, qui peuvent causer des problèmes de liquéfaction s'ils sont saturés et soumis à des chargements cycliques sous l'action des séismes.

##### **c. Les dépôts alluvionnaires récents :**

Ces formations contiennent de grandes proportions de vase, d'argile, et de matières organiques, ces sols représentent ainsi de grands risques de tassement, en plus de la faible portance qu'ils fournissent suite à leur caractère géologique (ère quaternaire) récent [6].

#### **I.5. Méthode de traitement des sols :<sup>2</sup>**

L'éventail des techniques de renforcement des sols est très vaste, il dépend essentiellement de la granulométrie des sols à traiter, dans ce présent travail on montrera les méthodes les plus utilisées.

##### **I.5.1 Renforcement des sols fins :**

Les méthodes d'amélioration des sols fins font appel à des techniques permettant de réduire l'indice des vides avec diminution de volume de l'eau interstitielles des sols partiellement ou complètement saturés [7].

Ces sols sont caractérisés par :

- grandes déformations qu'ils subissent suite aux charges appliquées.
- Les déformations ne sont pas instantanées, mais peuvent durer plusieurs mois, voir des années.
- Leur capacité portante est souvent faible [6].

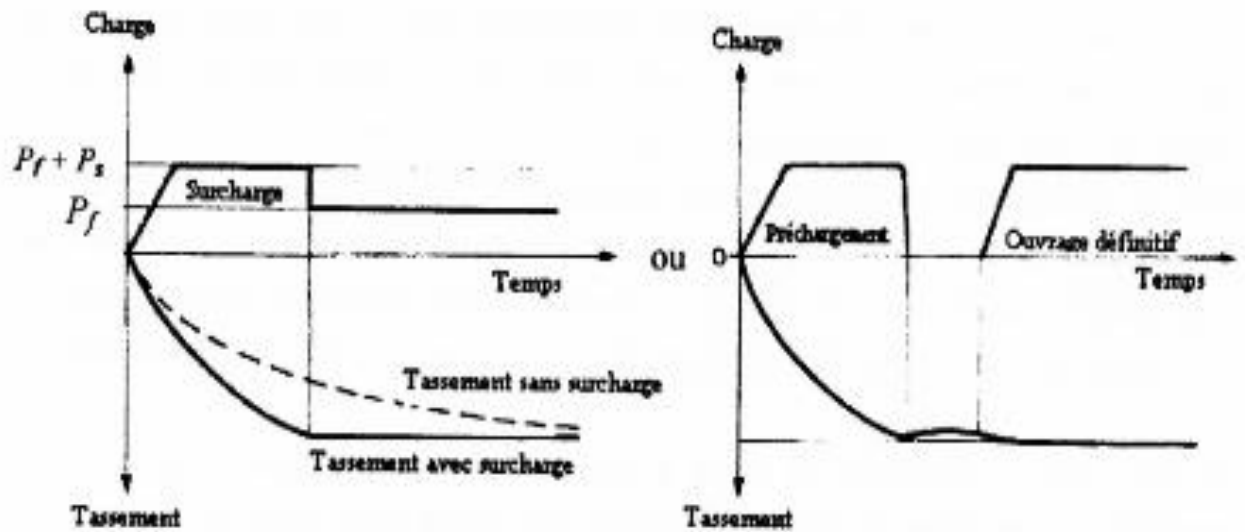
Il existe plusieurs types de méthodes permettant d'améliorer un sol fin pour qu'il supporte un ouvrage dans des conditions de tassement et stabilités admissibles.

##### **I.5.1.1. Préchargement :**

Afin que la consolidation puisse se produire, la meilleure méthode consiste à placer sur le sol un remblai de terre et le laisser suffisamment longtemps. Comme suit (Fig I.1) :



-Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol [8].



**Figure I.1** : Principe de Préchargement pour le contrôle des tassements [3].

Domaine d'application : On applique généralement cette méthode sur de mauvais terrains composés principalement de sols fins (faible perméabilité).

Cette méthode est également appliquée sur des sols de faible taux de travail et très compressibles, principalement de composition argileuse qui ont besoin d'être surcharger [6].

Il existe deux méthodes pratiques.

- Préchargement seul.
- Préchargement associé à un réseau drainant.

a) Préchargement seul :

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive, et augmenter éventuellement une surcharge assurée par les effets suivants :

- produire un développement rapide de tassement d'une consolidation primaire ;
- provoquer rapidement l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire ;

-augmenter la cohésion non drainé du sol [7].

b) Préchargement associé à un réseau drainant :

Lorsque l'épaisseur de la couche molle d'argile est importante, ou lorsque sa perméabilité est très faible, la consolidation de l'argile de fondation du remblai peut être très lente, une méthode très efficace pour accélérer la consolidation consiste à introduire dans le massif d'argile des éléments ou des réseaux drainant.

Les réseaux drainants sont constitués par des drains verticaux ou des tranchées drainantes.

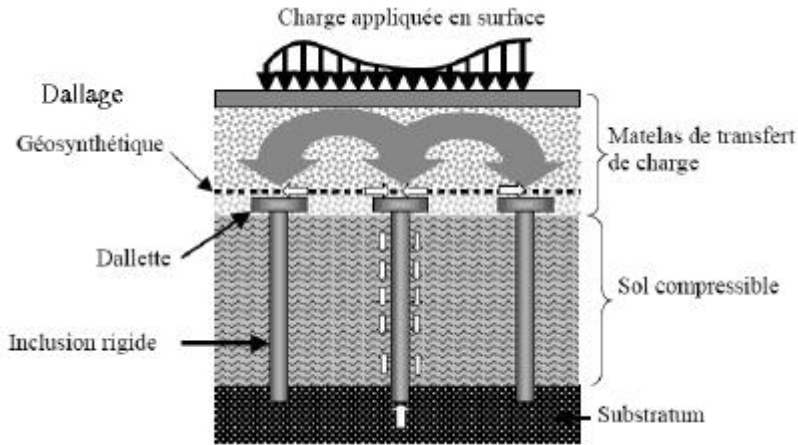
Sous la pression des terres au repos (sans chargement) les réseaux sont inactifs, ils deviennent efficaces dès que le sol est chargé, les réseaux drainants ont pour but d'accélérer l'évolution de la consolidation entraînée par un chargement du sol [7].

**I.5.1.2. Colonnes de sol traité en place :**

La technique, consiste à créer des colonnes constituées d'un mélange de sol et d'autres matériaux (généralement la chaux), Cette technique est appliquée principalement aux sols fins mous et compressibles [6].

**I.5.1.3 : Renforcement par inclusions rigides verticales : [9]**

Le renforcement par inclusions rigides, verticales est envisagé pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos... lorsque le sol est trop compressible pour supporter sans tassements importants l'ouvrage à construire. Les inclusions sont généralement verticales et disposées suivant un maillage régulier. Elles doivent présenter des caractéristiques intrinsèques de déformation et de raideur, compatibles avec les terrains encaissants et les structures à supporter. Différents modes de mise en œuvre (forage avec ou sans refoulement, battage, vibration) et différents types de matériaux (ballast, gravier, mélange sol-ciment et tous types de mortier ou béton) sont utilisables pour permettre de réaliser à moindre coût un système de fondations superficielles en lieu et place d'un système de fondations profondes.



**Figure I.2 :** Schéma de principe d'un renforcement par inclusions rigides verticales  
[D'après Berthelot *et al.* (2003)].

### I.5.2. Renforcement des sols grenus :

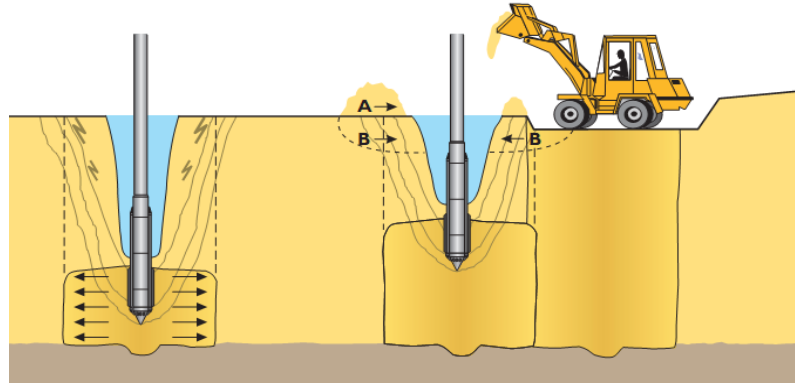
Ce qui empêche les sols grenus d'avoir une augmentation de la pression interstitielle, c'est leur perméabilité (sauf dans le cas de liquéfaction causée généralement par les séismes). Tout le contraire des sols fins, néanmoins dans l'amplitude de tassement, ce genre de sol peut rencontrer des problèmes tels que la résistance à la liquéfaction [6].

Parmi les méthodes de renforcement des sols grenus, on peut citer :

#### II.5.2.1. Vibrocompactage /vibroflotation :

Le terme vibrocompactage est à associer aux termes anglais de vibroflotation, La procédure de vibrocompactage sert à effectuer une vibration au sol grâce à une aiguille vibrante, dans le sable lâche en l'aidant par lançage (c'est-à-dire par un jet d'eau) jusqu'à des profondeurs pouvant atteindre 20 à 25 m et le compactage est effectué en remontant par passes de 0.5 à 1 m, (Fig I.3) l'augmentation de la consommation électrique signifie la fin de l'efficacité du traitement.

Le serrage du sable engendre une augmentation de la pression interstitielle qu'il faut laisser se dissiper avant de poursuivre le traitement, ou avant de le contrôler. De même, si le lançage a entraîné de l'air dans le sol, il y a intérêt à attendre qu'il se dissipe [8].

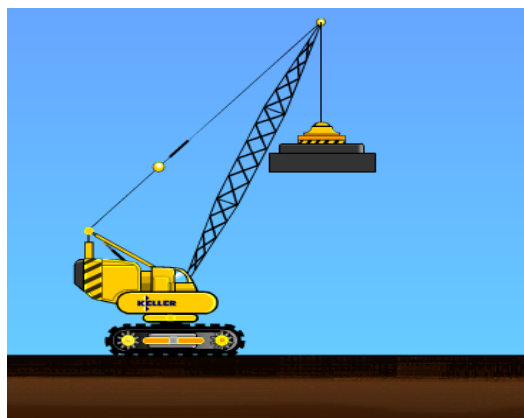


**Figure I. 3:** Procédé de renforcement du sol par vibrocompactage [11].

Le vibrocompactage est un procédé d'amélioration des sols bien adopté aux sols pulvérulents non cohésifs (sable, gravier, cailloux, certains remblais,...) de compacité faible à moyenne [10].

#### **I.5.2.2. Compactage dynamique :**

De façon successive, il consiste à faire chuter de lourds pilons (masse de 10 à 20 tonnes) d'acier au dessus de la surface du sol, partant d'une hauteur de 15 à 20m (Fig I.4). Avec des énergies de choc en surface cumulées atteignant 100 à 200 tf.m/m<sup>2</sup> on obtient des augmentations sensibles de densité de l'ordre de 5% jusqu'à 5 ou 6m de profondeur, ce qui correspond à des augmentations de 20% de densité relative. Cette méthode, a l'avantage de réduire les tassements différentiels en homogénéisant les tassements ultérieurs en surface et par suite, de permettre à la couverture d'isolation finale de la décharge de conserver leur qualité d'étanchéité et donc leur efficacité. Elle a par contre l'inconvénient des nuisances apportées par les vibrations des chocs lourds qui font sentir leur effet au loin [8].



**Figure I.4:** Procédé de renforcement de sol par compactage dynamique [11].

Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus (1 à 4%) (Cas des tourbes ou des remblais récents avec matières organiques). Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau. Ce procédé de renforcement n'est pas applicable en site urbaine [12].

### **II.5.2.3. Préchargement :**

Concernant les sols grenus, le préchargement est identique que pour les sols fins, excepté que la durée de consolidation est plus courte.

### **Conclusion**

Les techniques modernes d'amélioration des sols sont largement utilisées dans le cadre de la gestion et de la valorisation du patrimoine foncier. C'est ainsi que certains terrains, dont la seule valeur intrinsèque peut être représentée par leur emplacement unique, peuvent gagner une valeur ajoutée importante grâce à des techniques développées. Les techniques d'amélioration des sols sont largement utilisées à travers le monde afin de prévenir les risques sismiques ou pour consolider des terrains à la structure hétérogène, inconstructibles en l'état.

## II. Renforcement des sols par colonnes ballastées

### II.1. Préambule:

Les colonnes ballastées constituent une méthode de renforcement des sols par l'incorporation des colonnes de gravier compactées dans le sol. Ce procédé convient sur des sols argileux ou limoneux contenant plus de 10% à 15% de limons et d'argiles [13].

Les colonnes peuvent être réalisées en maillages, en alignement ou même de manière isolée. Leur dimensionnement, dépend du type d'ouvrage à réaliser, des charges à reprendre, des prescriptions relatives aux tassements absolus et différentiels ainsi de la nature du sol à traiter [14].

Le but de toute amélioration par colonnes ballastées est de conférer au sol de nouvelles propriétés mécaniques capables d'assurer la pérennité de l'ouvrage [6].

Le traitement du sol permet donc :

- Une amélioration de la portance ;
- Une réduction des tassements ;
- Diminution des risques de liquéfaction de sol dans les zones sismiques ;
- Une augmentation de la vitesse de consolidation (drainage radial).

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 [11].

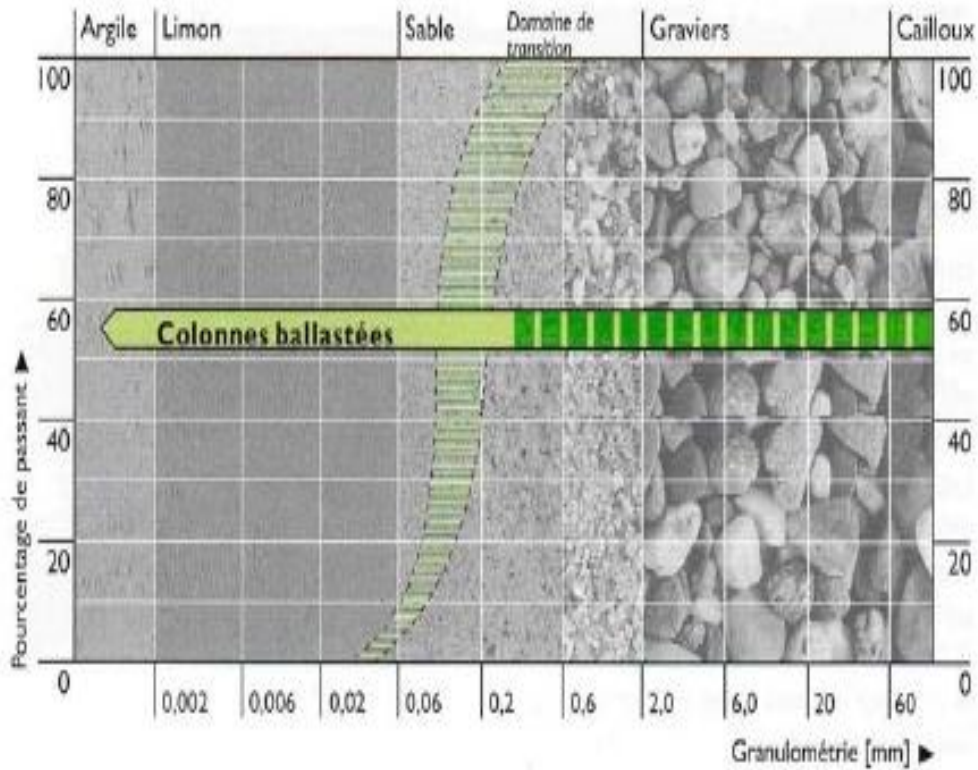
### II.2. Domaine d'application :

Dans la plus part des cas, quand il s'agit de bâtiments commerciaux et de réservoirs de stockage (silos, station d'épuration), on utilise souvent ce type d'amélioration, sous ses ouvrages fondés sur radier ou dallage qui peuvent recevoir des charges surfaciques et capables de supporter des tassements.

En ce qui concerne les ouvrages tels que des remblais, des murs de soutènements ou des immeubles et habitations individuelles, on peut recourir à l'amélioration de sol.

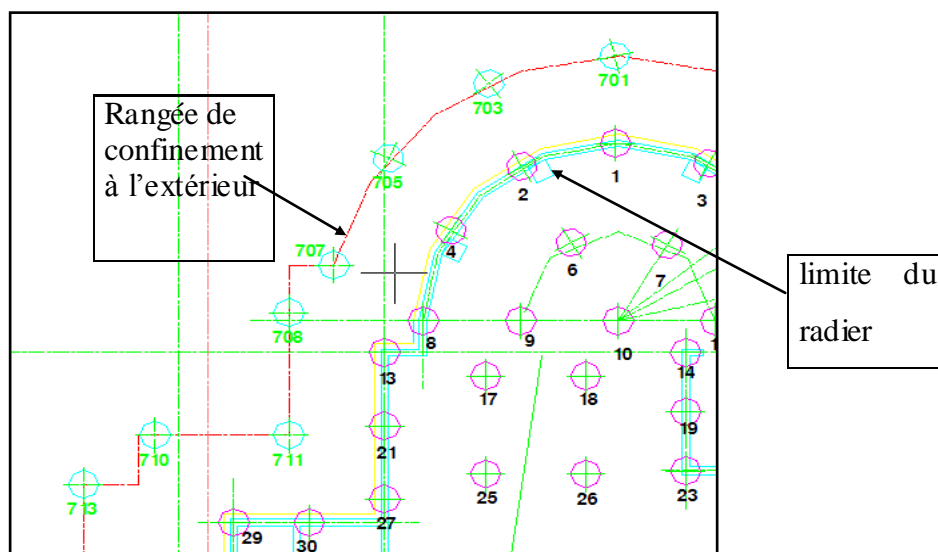
Cependant il est indispensable de s'assurer que la structure soit compatible avec les déformations conséquentes et possibles.

Les colonnes ballastées ont un intérêt uniquement dans les sols fins à prédominance argileuse et limoneuse, dans lesquels les surcharges entraînent la consolidation [14].



**Figure II.1:** Domaine d'application des colonnes ballastées [11]

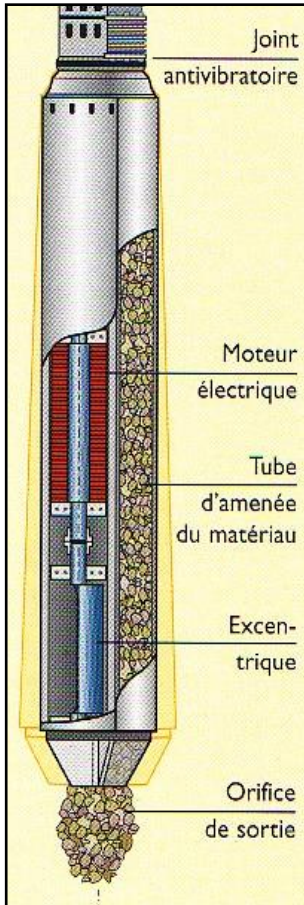
Il est également possible d'avoir recours aux colonnes ballastées dans des zones sismiques. En effet, les drains réalisés par les colonnes réduisent le potentiel de liquéfaction des sols. Il est nécessaire dans ce cas de réaliser des colonnes en périphérie de l'ouvrage [11].



**Figure II.2:** Confinement par colonnes ballastées [Projet 200 logement promotionnelles cité Tobal].

### II. 3. Mode opératoire :

Les principaux procédés utilisés pour la réalisation des colonnes ballastées vibrées sont :



- Par voie sèche : on utilise un lançage à l'air
- Par voie humide : on utilise un lançage à l'eau

Les vibreurs les plus utilisés par la société sont des vibreurs à lançage d'air, dont la section est un ovoïde (35 cm x 48 cm).

Des couches superficielles de bonne résistance, obligent parfois à réaliser des perforages. L'utilisation d'une tarière devient donc nécessaire.

Les vibreurs sont montés sur des porteurs à chenilles dont le poids est de l'ordre de 35 tonnes [11].

**Figure II.3:** Schéma d'un vibreur à air " type Keller"

#### II.3.1. Matériaux d'apport:

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles.

On utilise en général des graviers roulés ou concassés. Ces matériaux doivent respecter les caractéristiques minimales suivantes :

- Essai Los Angeles, norme NFP 18573 : LA < 35
- Essai Micro Derval, norme NFP 18572 : MDE < 30
- LA + MDE < 60

La granulométrie dépend essentiellement du matériel (type de vibreur). Les vibreurs à sas avec alimentation en tête de tube utilisent en général le fuseau granulométrique 10/40.



La norme NFP 18591, recommande moins de 5% de passant inférieur à 80  $\mu\text{m}$  [14].

### **II.3.2. Diamètre des colonnes ballastées :**

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De la dimension du vibreur servant au fonçage ;
- Des terrains traversés et de leurs caractéristiques ;
- De l'énergie dépensée (poussée verticale statique).

L'expérience sur le terrain montre que le diamètre des colonnes réalisées est compris entre 0,65 m et 1,00 m.

### **II.3.3. Définition du procédé :**

La technique la plus courante pour la réalisation des colonnes ballastées est le procédé Keller. Le matériau d'apport, mis en place est compacté dans le sol à l'aide d'un vibreur radial, placé à la pointe d'un tube qui lui sert de support, le vibreur pénètre dans le sol sous son propre poids tandis que le ballast est compacté dans le sol existant. La remontée du vibreur se fera progressivement [9].

### **II.4. Techniques de mise en œuvre :**

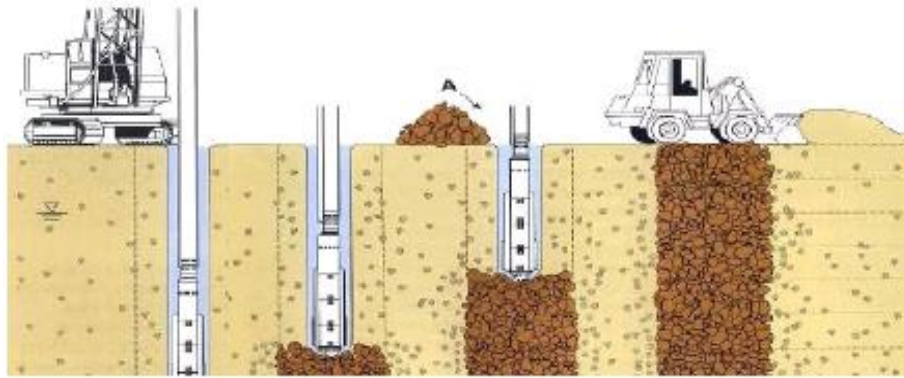
Deux procédés de mises en œuvre :

- Par voie humide.
- Par voie sèche.

#### **II.4.1. Colonnes exécutées par voie humide:**

La mise en œuvre en colonne ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution consiste à :

- Réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée.
- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique.
- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que L'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.
- En remontant et redescendant le vibreur de façon à contrôler par passes successives jusqu'à la surface, compacter le ballast jusqu'à la finition de la colonne [12].



**Figure II.4 :** Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide [11]

#### II.4.2. Colonnes exécutées par voie sèche :

La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche, dite encore par vibro-refoulement consiste à :

- Auto foncer le vibreur directement dans le sol par refoulement jusqu'à la profondeur désignée ;
- Remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionné par chargeur dans une benne coulissant le long du mât.
- Compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0,5 m jusqu'à finition de la colonne [7].



**Figure II.5 :** Mise en œuvre des colonnes ballastées par voie sèche [11].

### II.5. Conception du traitement :

Alors que le compactage du sol se mesure relativement par des sondages ; les effets des colonnes ballastées ne peuvent être contrôlés que par des essais de changement in situ. Pour cela, des méthodes de dimensionnement ont été développées qui prennent en compte la géométrie des colonnes ballastées et l'angle de frottement du matériau d'apport [7].

### II.6. Contrôle des colonnes ballastées :

En premier lieu, on doit contrôler les matériaux qui arrivent sur chantier : nature, granulométrie,...etc.), en effectuant un certain nombre d'essai (micro Derval, Proctor ; los Angeles granulométrie,...etc.) citer ci-dessus [7].

Les données importantes de chaque étape de compactage peuvent être mesurées enregistrées et imprimées sous forme de fiche individuelles et récapitulatives. L'appareillage de mesure se compose de:

- D'un appareil de commande dans la cabine du porteur ;
- D'une unité centrale avec enregistrement des données ;
- D'un ordinateur avec imprimante.



**Figure II.6 :** Clavier et unité centrale de l'appareil de mesure M4 [11]

Pour chaque colonne ballastée réalisée, un graphique parallèle en fonction du temps est édité, permet de vérifier :

- L'attente de la couche compacte en fin de forage de l'outil ;
- L'intensité de compactage à tous les niveaux de la colonne ;
- La continuité de la colonne sur toute sa longueur ;
- La profondeur en fonction de temps (vitesse de pénétration) ;
- La durée de réalisation d'une colonne ;
- Il est également possible d'enregistrer la consommation en énergie [7].

## II.7. Exemple d'application pratique de la technique des colonnes ballastées

- **Amélioration de sols par colonnes ballastées voie sèche construction d'une fromagerie Bel à Kolea (Algérie) [11].**

### Caractéristiques du projet

Cette fromagerie, constituée d'unités de production, de stockage de matières et d'administration, s'étend sur une superficie d'environ 7.000 m<sup>2</sup>.

Le projet prévoyait de fonder l'ensemble des bâtiments sur semelles isolées, soit des charges isolées variant d'environ 10 à 240 tonnes par semelle.

Le sol support de cet ouvrage était constitué d'une argile bariolée de résistance faible et hétérogène [ $R_d$  (Résistance à la compression simple) variant de 15 à 60 bars] sur une hauteur variant de 4 à 10m surplombant une argile grisâtre de bonne compacité.

Afin de réduire les tassements absolus à des valeurs admissibles pour la construction et d'éliminer les risques de tassements différentiels, il a donc été décidé de fonder les semelles isolées sur colonnes ballastées.

Les colonnes ballastées ont été dimensionnées afin de reprendre de manière homogène les charges appliquées par semelle et de porter la contrainte de service à 3 bars.

Pour ce faire, les colonnes ballastées ont été réalisées sur la hauteur de l'argile bariolée, soit des profondeurs variables de 4 à 10m.

Au total, plus de 8.000ml de colonnes ballastées ont été exécutés par l'entreprise Keller en un détail d'environ 1,5 mois, entre fin septembre et mi- novembre 2005.

### Conclusion

La technique d'amélioration de sol par colonnes ballastées peut être une variante très intéressante tant par sa rapidité d'exécution que par son coût compétitif face aux méthodes de fondations profondes traditionnelles.

### III. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées

#### III.1. Introduction :

Les premières méthodes « théoriques » de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées bien après que les spécialistes de la vibroflottation eurent étendu aux sols cohérents l'usage de leur matériel, conçu au départ pour l'amélioration dans 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 apportés par celles-ci.

Il nous semble judicieux d'inclure les plus célèbres de ces travaux dans ce chapitre puisqu'ils fournissent des ordres de grandeur très acceptables pour le dimensionnement rapide d'un traitement.

#### III .2. Hypothèses :

##### III.2.1. Contraintes d'exploitation [14] :

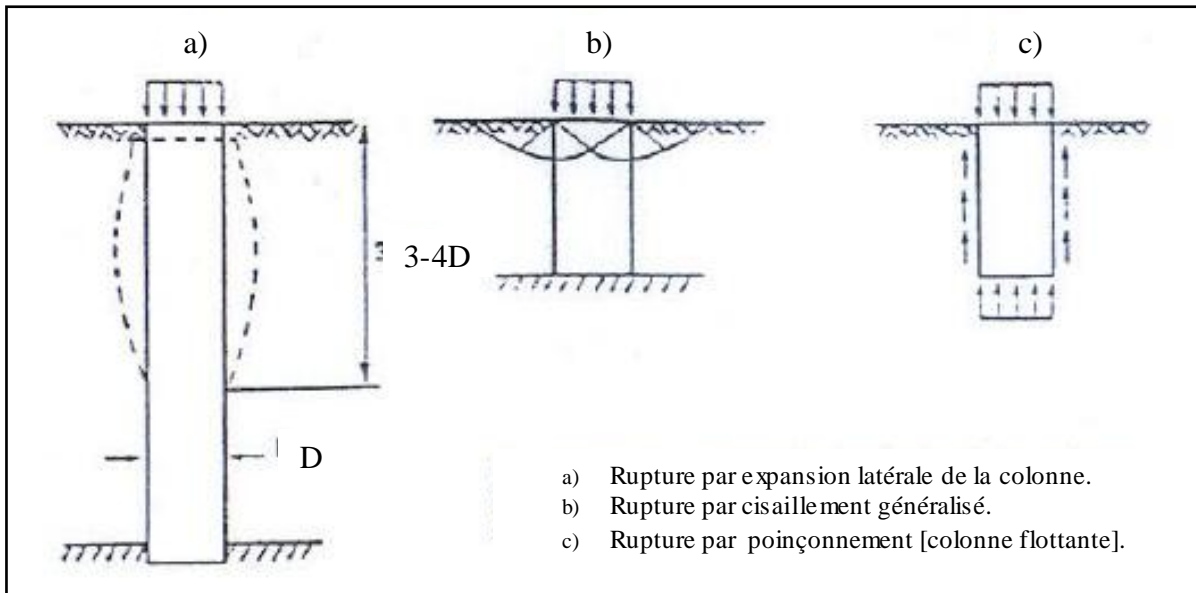
Avant de commencer tout dimensionnement, il est nécessaire de connaître les charges qui s'appliqueront sur les fondations. Celles-ci sont en général fournies par le bureau de d'étude de structures. Elles tiennent compte du poids propre et des charges d'exploitation sans pondération, appelées charges aux états limites de service.

$$P_{ELS} = G + Q \quad (1)$$

Les déformations admissibles sont également à connaître. On parle de déformations absolues (tassement depuis le début de construction) et différentielles (tassement entre éléments de fondations), ces valeurs sont définies soit par le client en accord avec les bureaux de sol et structure soit par des textes réglementaires (DTR, DTU) [11].

##### III.2.2. Contraintes maximales admissibles : [14]

La capacité portante ultime d'une colonne ballastée dépend de sa configuration géométrique, la rupture peut se faire d'après Datye (1982) suivant trois modèles :



**Figure.III.1:** Schéma de ruptures possibles.

Les colonnes reposant sur un horizon compact doivent être dimensionnées suivant leur longueur vis-à-vis d'une rupture par expansion latérale ou par cisaillement généralisé du sol en place.

Les colonnes dites flottantes, ne reposant pas sur un horizon compact, doivent vérifier la condition de non poinçonnement.

**a- Rupture par expansion latérale :**

On retrouve dans le schéma a) précédent, le contexte de l'essai triaxial, où l'étreinte latérale du sol,  $\sigma'_{h,max}$  joue le rôle de pression de confinement.

$$q_{re} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2}\right) \cdot \sigma'_{h,max} \quad (2)$$

$q_{re}$  : Contrainte maximale dans le cas d'une rupture par expansion latérale.

Dans le cas du pressiomètre, l'étreinte latérale du sol est égale à la pression limite équivalente.

$$\sigma'_{h,max} = P_{le}$$

Il s'agit là, de la seule vérification exigée par le DTU. 13-2

**b- Rupture par cisaillement généralisé :**

Ce type de rupture se passe lorsque les caractéristiques de la colonne sont très proches de celle du sol en place. Ce cas est peu fréquent mais il a été mis en équation par Brauns (1978).

$$q_{rc} = c_u \cdot \left[ \frac{q}{c_u} + \frac{2}{\sin(2\delta)} \right] \left[ 1 + \frac{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{col}}{2}\right)}{\tan(\delta)} \right] \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi_{col}}{2}\right) \quad (3)$$

$q_{rc}$  : Contrainte maximale dans le cas d'un cisaillement généralisé.

$\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{col}}{2}\right)$  : Coefficient de buté

### c- Rupture par poinçonnement du sol :

D'après Hughes et al (1975) et Brauns (1980), la colonne est considérée dans ce cas comme un pieu rigide qui développe tout au long de son fut un frottement latéral.

$$q_{rp} = 9 \cdot c_u + L_c \left( \frac{2 \cdot c_u}{R_c} - \gamma_c \right) \quad (4)$$

$q_{rp}$  : Contrainte maximale dans le cas d'un poinçonnement du sol.

$L_c$  : Longueur de la colonne.

$\gamma_c$  : poids volumique de la couche.

$c_u$  : cohésion non drainé.

## III.3. Evaluation des tassements et des contraintes :

### III.3.1. Méthode de Balaam et Booker :

Dans leur analyse du comportement de fondation rigide de grandes dimensions sur le sol renforcé par colonnes ballastées, Balaam et Booker (1981) ont développé une solution analytique exacte en élasticité linéaire à partir du modèle de la cellule élémentaire soumise aux conditions oedométrique.

En repartant des résultats établis par les auteurs,  $n$  et  $\beta$  peuvent alors être définis directement comme suit :

$$n = \left( \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} \right) \quad (5)$$

$n$  : Rapport des contraintes.

$\Delta q_s$  : Incrément moyen de la contrainte verticale effective dans le sol.

$\Delta q_c$  : Incrément de la contrainte verticale effective dans la colonne.

$$\beta = \left( \frac{S_{na}}{S_a} \right) \quad (6)$$

$\beta$  : Facteur de réduction de tassement d'après Balaam et Booker.

$S_{na}$  : Tassement du sol non amélioré.

$S_a$  : Tassement de sol amélioré [9].

### III.3.2. Abaque de Greenwood (1970) :

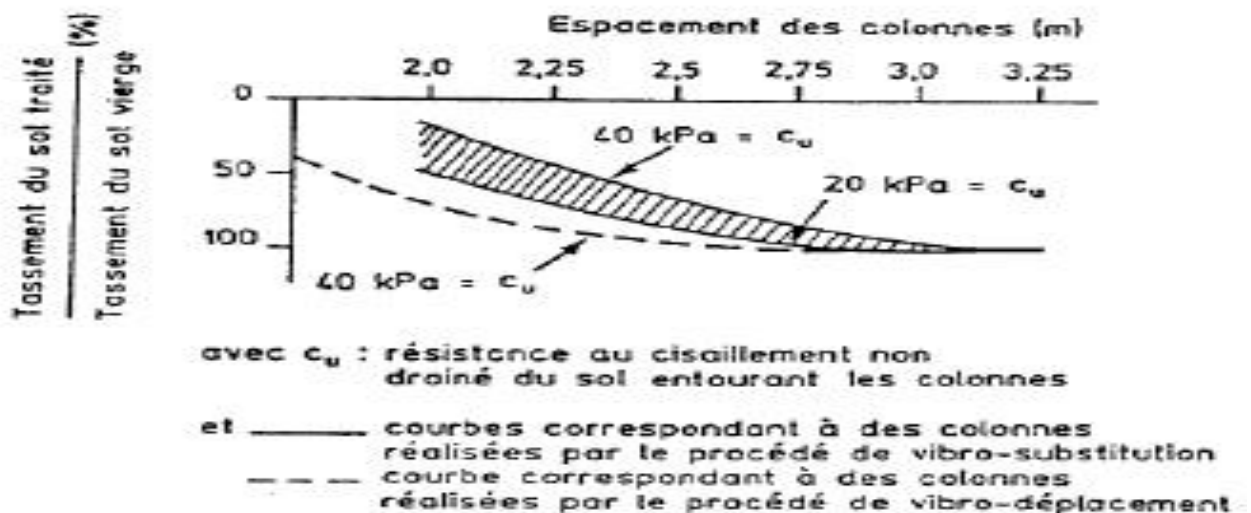
Greenwood avait proposé des courbes permettant d'effectuer un pré dimensionnement du point de vue de la réduction des tassements apportée par la réalisation de colonnes ballastées sous des fondations de grandes dimensions.

Ces courbes, présentées dans la figure (III.2), avaient l'avantage de paramétrer, ne serait-ce que de manière grossière, deux facteurs importants, à savoir la résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes et le procédé de réalisation des colonnes.

Pour les paramètres indiqués, ces courbes se situent dans la moyenne des résultats obtenus à partir des méthodes théoriques plus sophistiquées.

Les hypothèses correspondant à leur élaboration sont les suivantes :

- les colonnes reposent sur une couche plus ferme,
- le calcul ne tient pas compte des tassements « immédiats » ni des déplacements induits par les divers cisaillements mobilisés [15].



**Figure.III.2:** Diagramme des réductions de tassements observés sous des fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène (d'après Greenwood, 1970).



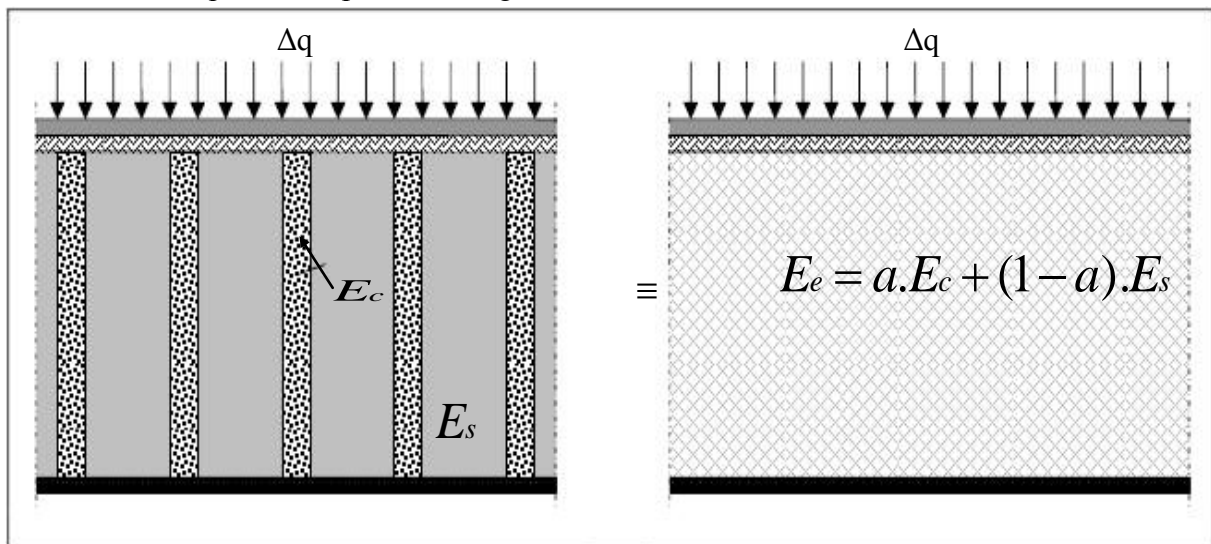
### II.3.3. Homogénéisation simplifiée :

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 :

$$E_e = a.E_c + (1 - a).E_s \quad (7)$$

$E_e$  : Module équivalent après l'homogénéisation.



a)- Sol composite traité

b)- sol homogène équivalent

Figure.III.3: Principe de l'homogénéisation simplifiée. [13]

L'équilibre des efforts permet d'écrire que :

$$\Delta q = \left( \frac{A_c}{A} \right) \cdot \Delta q_c + \left( 1 - \frac{A_c}{A} \right) \cdot \Delta q_s$$

En adoptant l'hypothèse restrictive que  $n = \left( \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} \right) = \frac{E_c}{E_s}$  (cas d'une fondation rigide), il

est alors possible d'écrire :

$$E_e = \left( \frac{A_c}{A} \right) \cdot E_c + \left( 1 - \frac{A_c}{A} \right) \cdot E_s$$

Ce qui amène:

$$\beta = 1 + \left( \frac{A_c}{A} \right) \cdot \left( \frac{E_c}{E_s} - 1 \right) \quad (8)$$

$A$  : Section de la cellule élémentaire.

$A_c$  : Section de la colonne.

$E_c$  : Module d'élasticité drainé du matériau constitutif de la colonne.

$E_s$  : Module d'élasticité drainé du sol.

$\Delta q$  : Incrément de l'étreinte latérale de la colonne.

### III.3.4. Méthode de PRIEBE : [11]

Cette méthode est couramment utilisée à travers le monde et reconnue comme fiable.

Il s'agit d'une méthode élasto-plastique. Elle suppose deux hypothèses importantes qui sont :

- La semelle qui repose sur le sol est rigide, cela conduit donc à des tassements identiques sur le sol et la colonne.
- Les caractéristiques du sol avant renforcement ne sont pas modifiées après la réalisation des colonnes.

La méthode de Priebe permet de déterminer la valeur du facteur de réduction des tassements «  $\beta$  » correspondant à un taux de substitution «  $a$  » pour un maillage donné. Après deux corrections sur «  $\beta$  », le tassement final est obtenu.

Le calcul du tassement est réalisable de façon précise uniquement dans le cas d'une charge infinie appliquée sur un radier infini. De ce fait, les calculs pour des semelles filantes ou isolées seront conduits à partir du résultat précédent

- Semelle de dimension infinie soumise à un chargement uniforme infini.

**Etape (1)** : Calcul du tassement  $S_0$

$$S_0 = \sum_i^n \frac{\sigma_{0i}(z) \cdot L_{ci}}{n_{2i} \cdot E_{si}}$$

Avec : (9)

$E_i$  : Le module d'élasticité de la couche  $i$ .

$\sigma_0$  : La contrainte appliquée sous la fondation.

$h_i$  : L'épaisseur de la couche  $i$ .

**Remarque** : dans le cas d'une charge de dimension infinie (radier ou dallage), le module d'élasticité à prendre en compte est le module oedométrique. Il se détermine à partir du module pressiométrique de la façon suivante :

$$E_{oed} = \frac{E_m}{\alpha} \quad (10)$$

Avec :

$E_m$  : Module pressiométrique.

$\alpha$  : Coefficient rhéologique, dépend du type de sol.

**Etape 2** : Introduction de la présence des colonnes.

La présence des colonnes est prise en compte par le biais d'un coefficient  $\beta_0$  dépendant directement du rapport des surfaces.

Les colonnes sont disposées selon un maillage, on obtient  $a$ , par la formule suivante :

$$a = \frac{A}{A_c} \quad (11)$$

Avec :

$a$  : Coefficient de substitution.

$A$  : La surface d'une maille.

$A_c$  : La surface de la colonne, dans la couche considérée.

Le coefficient  $\beta_0$  est déterminé à partir d'un abaque. La formule simplifiée en considérant  $\mu=1/3$  est la suivante :

$$\beta_0 = 1 + a \left[ \frac{5 - a}{4 \cdot K_a \cdot (1 - a)} - 1 \right] \quad (12)$$

Avec :

$\beta_0$  : Facteur d'amélioration.

$K_a$  : Coefficient de poussée du sol,  $K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,238$ , avec  $\varphi = 38^\circ$

Ce facteur d'amélioration  $\beta_0$ , peut aussi se déduire de l'abaque suivant :

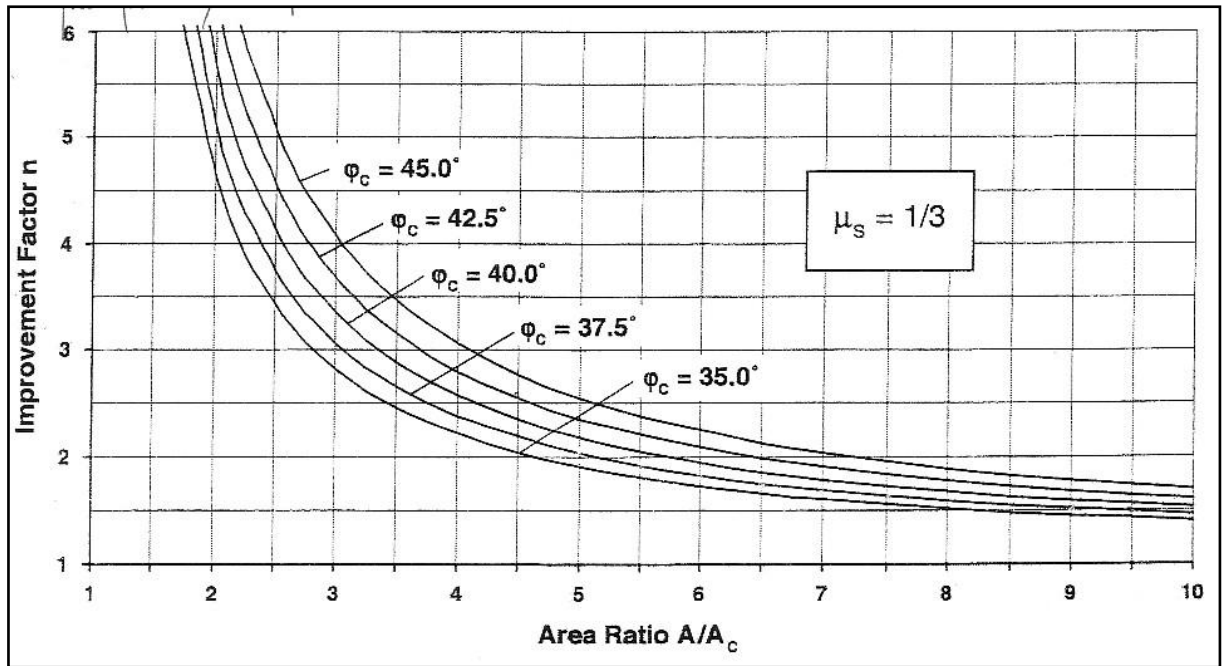


Figure.III.4: Abaque de dimensionnement de H.Priebe. [11]

**Etape 3 :** Introduction de la rigidité de la colonne.

La rigidité de la colonne n'étant pas infinie le coefficient  $\beta_0$  est diminué et devient  $\beta_1$ . En effet plus le contraste des modules est important entre la colonne et le sol, moins cette diminution affectera  $\beta_0$ .

$$\beta_1 = 1 + \bar{a} \left[ \frac{5 - \bar{a}}{4 \cdot K_a \cdot (1 - \bar{a})} - 1 \right] \tag{13}$$

Avec :

$\beta_1$  : Facteur d'amélioration.

$\bar{a}$  : Rapport des surfaces modifié,  $\bar{a}_i = a_i + \delta a_i$

$\delta a_i$  Dépend, du rapport module de la colonne sur module du sol de la couche i.

$$\frac{E_c}{E_{i,s}}$$

Avec :

$E_c$  : Le module d'élasticité de la colonne, pris égal à 60 MPa

$E_{i,s}$  : Le module de la couche de sol i.

$\delta a_i$  Est déterminé à partir de l'abaque suivant :

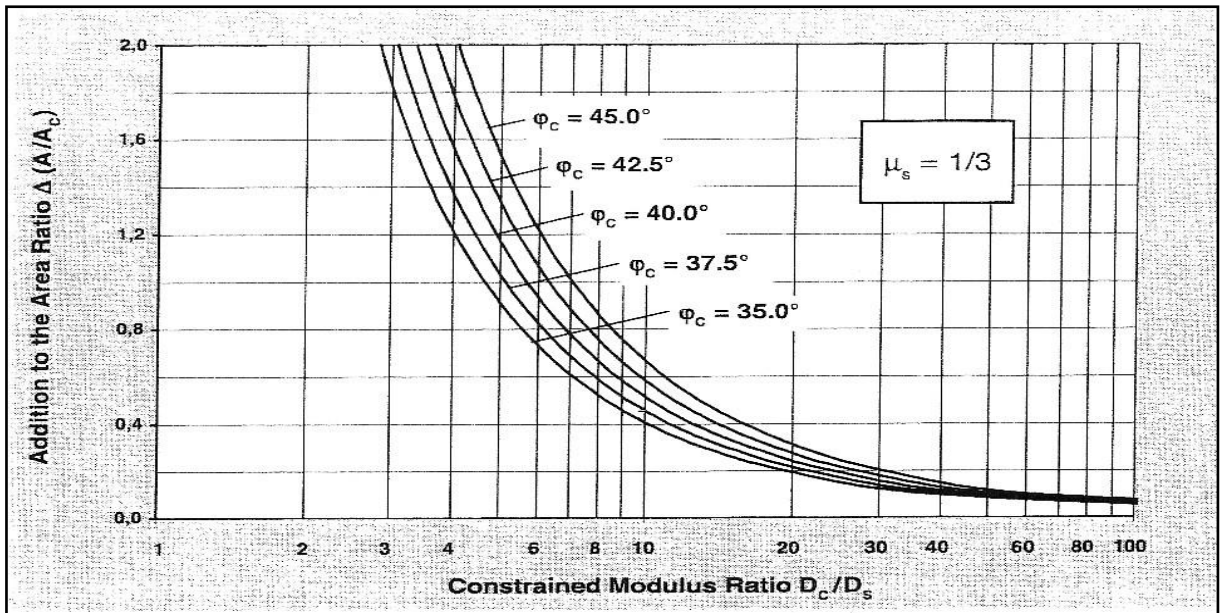


Figure.III.5 : Correction par la rigidité de la colonne. [11]

**Étape 4:** Introduction du facteur de profondeur.

Les tassements diminuant avec la profondeur, une dernière correction doit être effectuée sur le coefficient. Le facteur profondeur  $f_i$ , tient compte d'un modèle de diffusion des contraintes proportionnel au poids des terres situé au dessus. Le facteur de profondeur se détermine par la formule suivante :

$$f_{t,i} = \frac{1}{1 + \frac{(K_0 - 1) \cdot \sum (\gamma_i \cdot h_i)}{K_0 \cdot \sigma_c}} \quad (14)$$

Avec :

$K_0$  : Coefficient des terres au repos, d'après Jacky,  $K_0 = 1 - \sin \phi$

$\gamma_i$  : Poids volumique de la couche i.

$h_i$  : Epaisseur de la couche i.

$\sigma_c$  : Contrainte sur la colonne.

Avec :

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s} : \text{Rapport de concentration des contraintes, égal à : } \left[ \frac{5 - a}{4 \cdot K_{a,cd} \cdot (1 - a)} - 1 \right]$$

Ce facteur de profondeur peut aussi être déduit de la façon suivante :

$$f_{t,i} = \frac{1}{\left[ 1 - y \cdot \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sigma_o} \right]}$$

Avec :

y : Déterminé d'après l'abaque présenté ci-dessous figure 6.

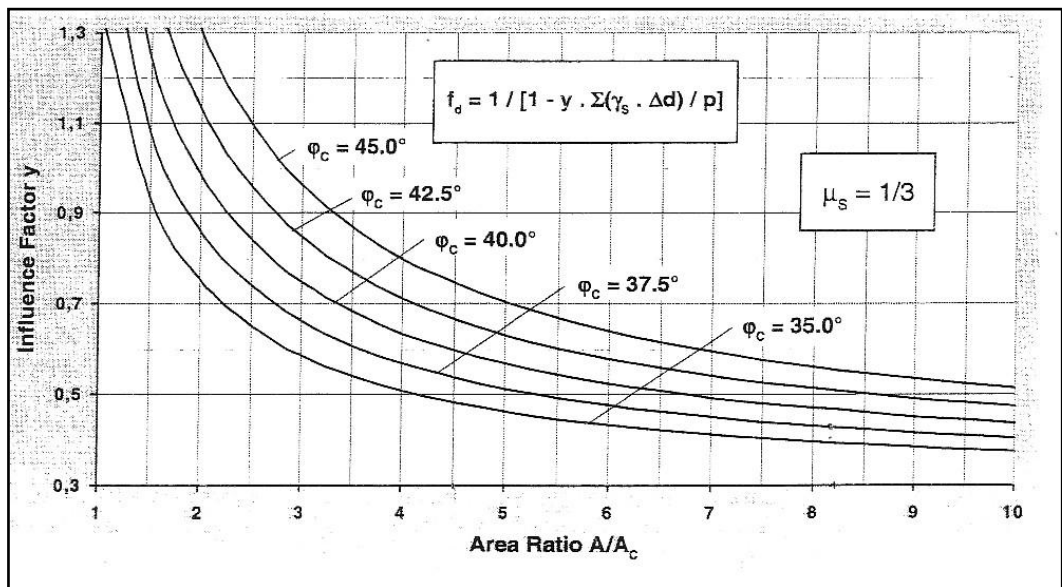


Figure.III.6: Détermination du facteur de profondeur. [11]

**Remarque :**

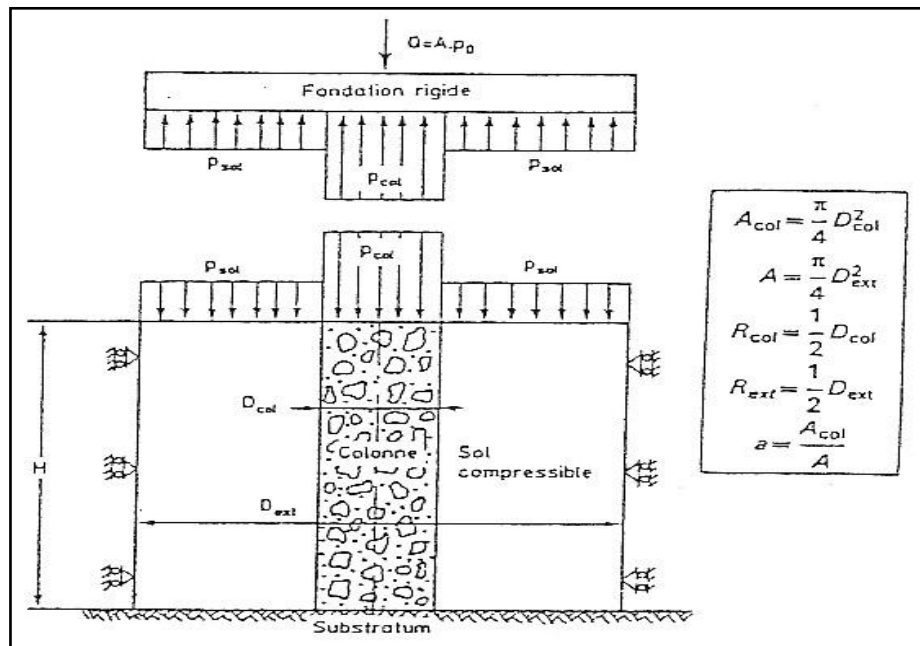
Il est convenable de calculer la moyenne du facteur de profondeur entre la surface et la base de la couche (i).

Le tassement final après toutes ces corrections devient :

$$S_3 = \sum_{i=1}^n \left( \frac{\sigma_0}{E_i} \times h_i \times \frac{f_{t,i}}{\beta_{i,1}} \right) \tag{15}$$

**Etape 5 :** Répartition des contraintes.

Le report des charges sous une fondation rigide se fait de la façon suivante :



**Figure.III.7:** Répartition des contraintes en surface à long terme  
(D'après Ghionna et Jamiołkowski 1981)

On a donc  $S_{col} = S_s$ , il est possible d'écrire l'équilibre des forces :

$$\sigma_0 \cdot A = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s (A - A_c) \quad (16)$$

Nous avons vu précédemment deux paramètres essentiels :

- Le rapport de concentration des contraintes défini par :  $n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s}$
- Le coefficient de réduction des tassements donné par:

$$\beta = \frac{\text{Tassement sans renforcement}}{\text{Tassement après renforcement}}$$

La conservation des modules de compressibilité permet d'écrire :  $\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s}$

La combinaison des équations précédentes donne alors :

$$\beta = 1 + (n - 1)a \quad (17)$$

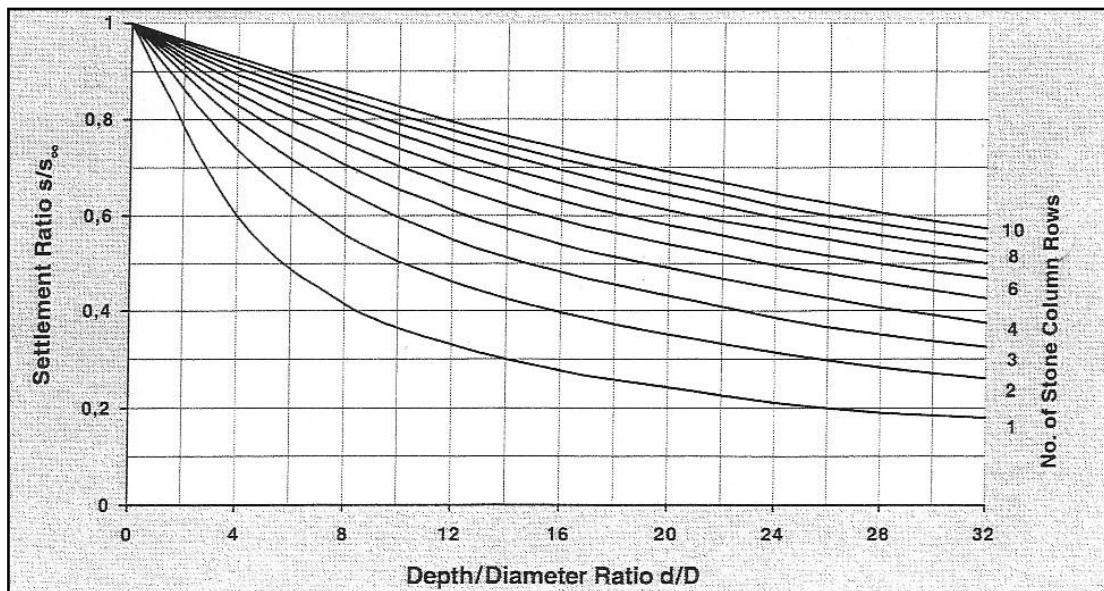
Les contraintes sont donc :

- sur le sol :  $\sigma_s = \frac{\sigma_0}{\beta} \leq \sigma_{\text{adm}} \text{ sol}$
- sur la colonne :  $\sigma_c = n \cdot \frac{\sigma_0}{\beta} \leq \sigma_{\text{adm}} \text{ colonne}$

➤ Semelle de dimensions définies

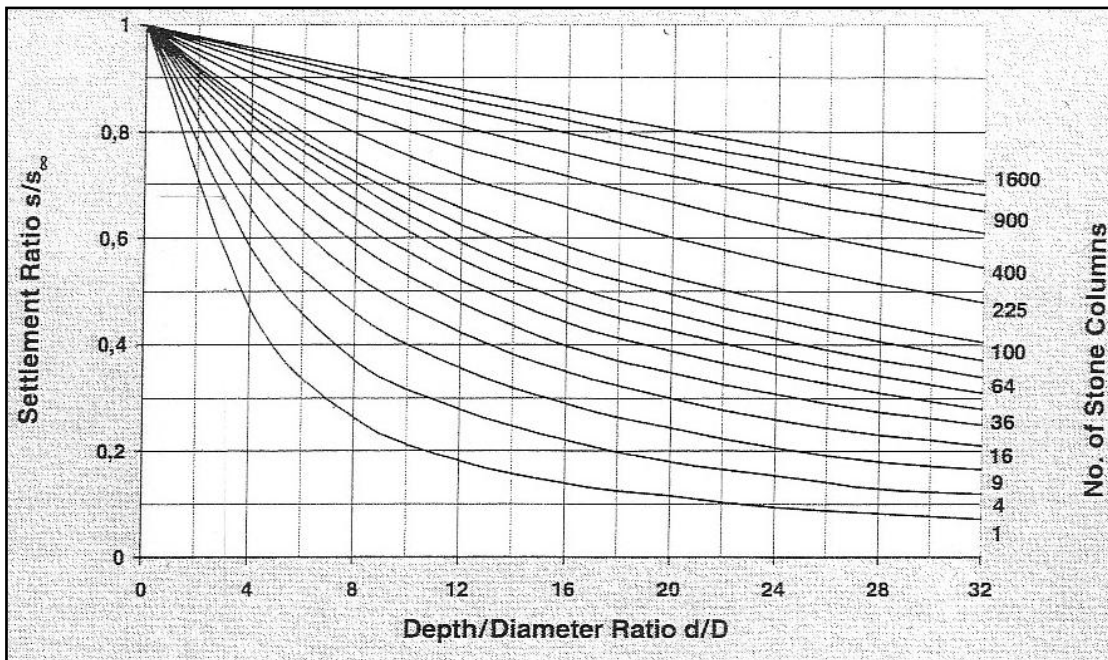
Dans le cas d'une semelle isolée ou filante, le calcul ne peut aboutir qu'en considérant dans un premier temps un maillage infini sous une semelle infinie chargée infiniment.

Deux séries d'abaques ont été établies, permettant de déterminer le coefficient  $\beta$  dans chaque couche améliorée en fonction du nombre de colonnes sous la semelle. [11]



**Figure.III.8:** Cas d'une semelle filante. [11]





**Figure.III.9:** Cas d'une semelle isolée. [11]

$d$  : Profondeur de la colonne.

$D$  : Diamètre de la colonne

$S$  : Tassement de sol après le traitement.

$S_c$  : Tassement de la colonne donné par :

$$S_c = \frac{\sigma_0 \cdot L_c}{n_{2i} E_s}$$

$\sigma_0$  : Est la contrainte apportée par la fondation à ELS.

$L_c$  : Désigne la longueur de la colonne (profondeur de traitement).

$n_2$  : Est un facteur d'amélioration.

### Conclusion :

D'après l'étude effectuée, on trouve que le domaine de dimensionnement des colonnes ballastées est très vaste, et plusieurs chercheurs consacrant leurs études dans le but de le développer.

## IV. Synthèse et interprétation des données géologiques et géotechniques

### IV.1. Présentation du projet : [15]

Au lieu dit : "cité Tobal" Bejaïa, Le projet prévoit la réalisation de six blocs à usage d'habitation et commercial. Cinq de ces blocs oscillent entre des R+6+1 SS et des R+13+1 SS et le dernier bloc correspond à un R+1+1 SS. Chacun de ces blocs est fondé sur des radiers reliés entre eux par des joints de rupture.

En ce qui nous concerne, nous avons choisi d'étudier un bloc (Bloc B " R+13+1ss") se rapportant à l'ouvrage, implanté : cité Tobal-Bejaia.

Le présent travail que nous allons traiter consiste à dimensionner, calculer et choisir le type de fondation à adopter, par rapport à l'importance de l'ouvrage et recourir au renforcement par colonnes ballastées pour améliorer le sol.

### IV.2. Situation du projet : [15]

Le site objet de la présente étude se trouve dans la plaine de la ville de Bejaïa, au niveau de la cité Tobal, entre la rue des frères Daoud et de Harfi Taous. Il se situe à l'ouest de la centrale électrique « SONELGAZ », et à une centaine de mètres à l'est du palais de justice. Le terrain est situé à +5<sup>m</sup> environ au dessus du niveau de la mer.



Figure IV.1: Vue aérienne du projet réalisée

[Google.Eearth , 2012]

### **IV.3. Localisation, cadre géologique et géotechnique : [15]**

D'après la carte géologique 1/50 000<sup>e</sup>, le terrain est formé d'alluvions anciennes au niveau inférieur ; basses terrasses, dépôts limoneux, sables et cailloutis.

Du point de vue géotechnique, sachant que la région de Bejaia n'est épargnée par le phénomène sismique, provoquant parfois des désordres dans les milieux. Est essentiellement lié à la présence d'un pli faille à kherrata.

Selon les règles parasismiques algériennes « RPA 99 » et la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie-classification 2003

Notre zone d'étude est située dans la willaya de Bejaia qui est connue par sa moyenne sismicité, elle se trouve dans la zone IIa, de catégorie S3 (concerne les sols meubles), et l'ouvrage est classé dans le groupe 1B (ouvrage de grande importance  $h \geq 48m$ ).

### **IV.4. Synthèse géotechnique**

#### **IV.4.1. Reconnaissance des sols :**

Dans le cadre de la campagne de reconnaissance géotechnique le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction L.N.H.C, et le laboratoire L.E.C ont réalisé plusieurs essais in situ cette campagne comprend :

- (07) sondages carottés jusqu'à 30m de profondeur avec analyse physico-mécanique au laboratoire ;
- (03) sondages pressiométriques (PR) jusqu'à 12m de profondeur ;
- (03) Pénétrètres statiques (CPT) jusqu'à 18m de profondeur ;
- (12) Pénétrètres dynamiques (PDL) jusqu'à 10m de profondeur.

Les échantillons prélevés ont subi des essais physiques et mécaniques, les mesures des paramètres physiques permettent d'identifier la nature du sol.

#### IV.4.2. Rappel sur la caractérisation physique des sols

- Poids spécifique apparent ( $\gamma$  ou  $\gamma_h$ ) :

C'est le poids d'un volume unité de sol  $\gamma_h = \frac{P_t}{V_t}$

- Poids spécifique sec : ( $\gamma_d$ ) :

C'est le poids d'un volume unité de sol sec  $\gamma_d = \frac{P_d}{V_T}$

- Poids spécifique des grains : ( $\gamma_s$ ) :

C'est le poids d'un volume unité de grain  $\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$

- Densité humide :  $d_h = \frac{\gamma_h}{\gamma_w}$

- Densité sèche :  $d_d = \frac{\gamma_d}{\gamma_w}$

- La teneur en eau naturelle : NP P 94-050 exprime le pourcentage d'eau (W%) dans le sol étudié, les valeurs obtenues varient autour de 20 à 25%

- Le degré de saturation ( $S_r$ %) caractérise le pourcentage des vides susceptible d'être occupé par l'eau, les valeurs obtenues s'étalent de 93 à 100%.

- Limites d'Atterberg (NF P 94-051): Les limites d'Atterberg permettent de donner un aperçu sur la consistance du sol.

- Limite de liquidité ( $W_L$ %)

Teneur en eau d'un sol au point de transition entre les états liquide et plastique.

- Limite de plasticité ( $W_P$ %) :

Teneur en eau d'un sol au point de transition entre les états plastique et solide.

- L'indice de plasticité ( $I_P$ %)

Différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Il marque l'ensemble du domaine plastique :

$$I_p = (W_l - W_p)$$

-La granulométrie ; NF P94-057

Les analyses granulométriques permettent de donner une idée sur la distribution des particules selon la taille des grains constituant le sol. Celle-ci est obtenue par tamisage pour les grains de diamètre apparent supérieur à 80µm et par la sédimentométrie pour les grains apparent inférieur à 80 µm.

Il a été réalisé (02) essais de sondages carottés d'après le L.E.C les résultats sont récapitulés dans le tableau (IV.1) suivant (voir l'annexe 1) :

Sondages	SC01					SC02		
Profondeur(m)	0.00- 2.30	2.30- 7.00	7.00- 9.60	9.60- 13.00	13.00- 18.00	0.00- 2.10	2.10- 10.50	10.50- 12.00
Profondeur Moyenne (m)	1.15	4.65	8.30	11.30	15.50	1.05	6.30	11.25
$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	-	16.6	-	-	16.9	-	16.7	16.3
$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	-	20.4	-	-	20.1	-	20.4	20.3
$S_r$ (%)	-	100	-	-	93	-	100	100
W (%)	-	23.4	-	-	20.6	-	22.9	24.6
$W_l$ (%)	-	-	-	-	38	-	31	48
$I_p$	-	-	-	-	18	-	25	21

**Tableau IV.1** : Caractéristiques physiques des couches de sol

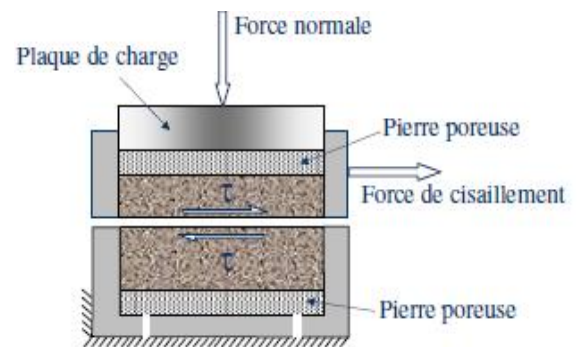
## IV. 5. Détermination des Paramètres mécaniques :

### IV. 5.1. Essai de cisaillement a la boîte : NF P 94-071-1

Il a été réalisé des essais de cisaillement rectiligne de type «  $C_U$  », un essai consolidé non drainé.

Treize (13) essais ont été effectués sur des échantillons de profondeurs différents.

L'angle de frottement interne  $\phi$  est compris entre 17 et 30°. La cohésion  $C_U$  correspondante oscille entre 0.15 et 0.65 bars



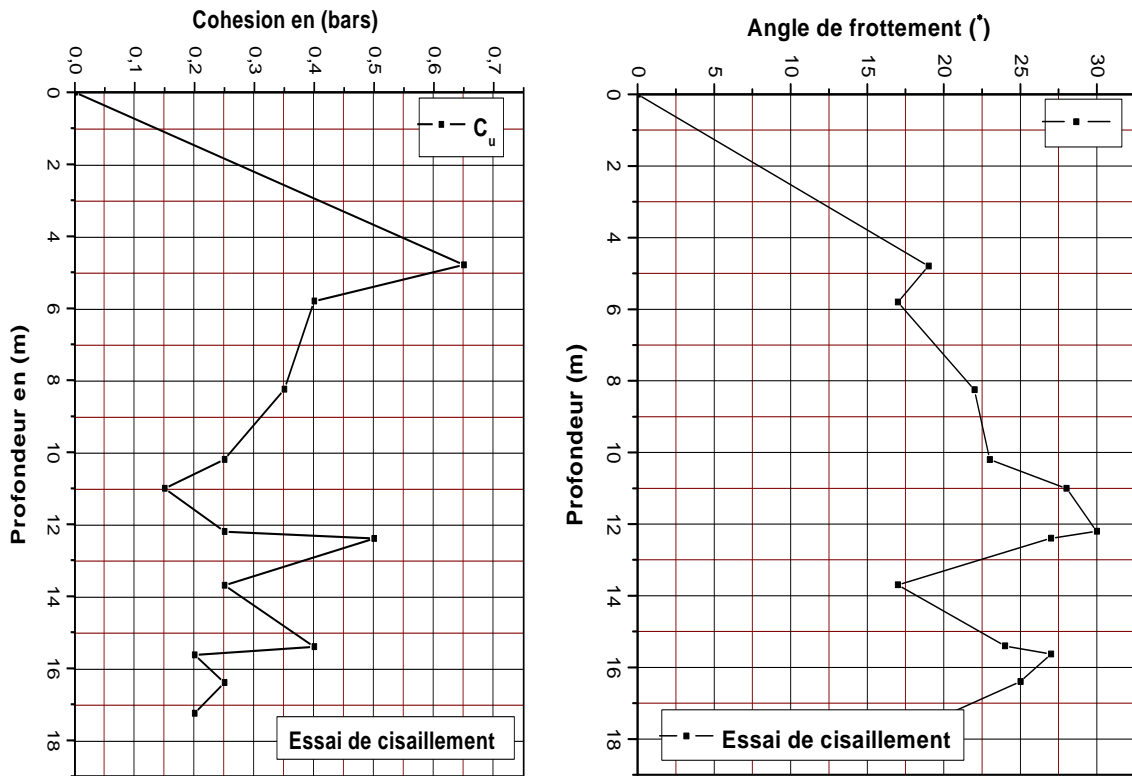
**Figure IV. 2 :** Appareil de cisaillement à la boîte

Dans notre étude, Le sol est dominé par des argiles marneuses, donc peu perméables. L'essai consiste à cisailier l'échantillon dans un état initial avec consolidation, ni aucun drainage préalable. les pressions interstitielles se dissipent lentement, les résultats obtenu ; angle de frottement ( $\phi$ ) et la cohésion drainer ( $C_U$ ).

Il a été obtenu les résultats suivant :

Profondeur (m)	4.8	5.8	8.25	10.2	11	12.2	12.4	13.7	15.4	15.63	16.4	17.25
Cohésion $c_u$ (bars)	0.650	0.400	0.350	0.250	0.150	0.250	0.500	0.250	0.400	0.200	0.250	0.200
Angle de frottement $\phi$ (°)	19	17	22	23	28	30	27	17	24	27	25	20

**Tableau IV.2 :** Paramètres de cisaillement rectiligne à la boîte.



Variation de cohésion non drainé  
en fonction de la profondeur

Variation de l'angle de frottement interne  
en fonction de la profondeur

**Figure IV.3 :** courbes représentatives des cohésions et des angles de frottement

[Essai de cisaillement]

#### Interprétation des résultats :

- Les résultats obtenus par l'essai de cisaillement, ont donné une cohésion très élevée de 0.650 bars correspond à une profondeur de 4.8m, contrairement à 11 m où la cohésion est la plus faible.
- En outre, l'angle de frottement interne varie de manière régulière jusqu'à une profondeur de 12.2m où l'angle de frottement égale à  $\varphi = 30^\circ$ .
- Les valeurs de cisaillement moyenne s'élèvent à :

$$\varphi = 30^\circ \text{ et } c_u = 0.30 \text{ bars}$$

#### IV.5.2. Les essais de compression à oedométrique : XP P 94-090-1

La consolidation d'un sol est l'ensemble des phénomènes de dissipation des surpressions interstitielles par évacuation d'eau et diminution du volume des vides.

L'essai consiste au chargement d'un échantillon « intact » par paliers successifs qui correspondent à des contraintes  $\sigma_z$  croissantes. Pour chaque palier, les déformations verticales (tassements) sont déterminées. L'éprouvette est aussi déchargée par paliers, avec mesure du gonflement.

Le laboratoire a étudié ce type de déformation par l'essai de compressibilité à l'Oedomètre.

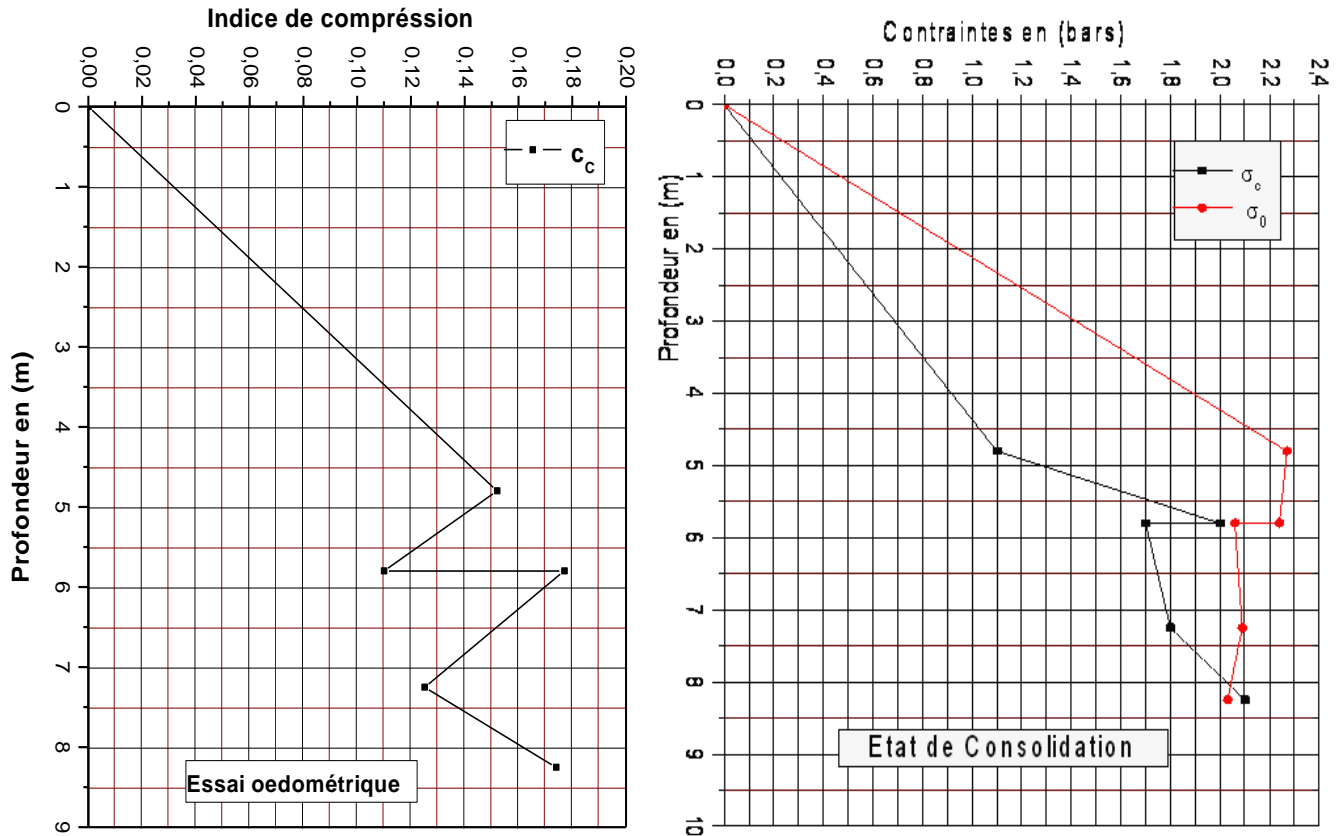
Il a été réalisé quatorze (14) essais Oedométriques, les résultats sont récapitulés dans le tableau (IV.3) suivant :

N°	Profondeurs (m)	Nature des sols	Essais Oedométriques			Contraintes effectives	
			$C_c$	$C_g$	$\sigma_c$ (bars)	$\sigma'_{ov}$ (bars)	OCR
01	4,60-5,00m	limon peu plastique	0.152	0.062	1.10	2.27	SC
02	5,60-6,00m	limon peu plastique	0.110	0.051	2.00	2.24	SC
03	5,60-6,00m	limon peu plastique	0.177	0.057	1.70	2.06	SC
04	7,00-7,50m	limon peu plastique	0.125	0.081	1.80	2.09	SC
05	8,00-8,50m	Limon plastique	0.174	0.050	2.10	2.03	SRC
06	8,60-9,00m	Limon plastique	0.188	0.047	2.30	2.04	SRC
07	10,70-11,30m	Sable, gravier	0.102	0.038	2.30	2.01	SRC
08	12,00-12,40m	Marne plastique	0.143	0.032	2.30	2.11	SRC
09	12,80-13,00m	limon peu plastique	0.215	0.036	3.60	2.04	SRC
10	13,00-13,40m	limon peu plastique	0.135	0.064	2.00	2.04	NC
11	13,40-14,20m	limon peu plastique	0.166	0.074	1.80	2.09	SC
12	13,50-13,90m	Marne grav. schiste	0.147	0.091	1.40	2.20	SC
13	15,20-15,60m	Schiste peu altère	0.125	0.044	1.40	2.09	SC
14	15,40-15,90m	Marne peu plastique	0.173	0.052	4.20	2.20	SRC

**Tableau IV.3 :** Paramètre de compressibilité oedométrique



On a choisi les cinq premières couches pour le tracer de notre courbe :



Variation des indices de compression  
en fonction de la profondeur

Variation des contraintes  
en fonction de la profondeur

**Figure IV.4 :** Courbes représentative des contraintes et des indices de compression  
[Essai œdométrique]

#### Interprétation des résultats :

- La contrainte maximale mesurée ( $\sigma_c$ ) est supérieure à celle calculée ( $\sigma_{oz}$ ), il s'agit d'un sol sur-consolidé donc les tassements seront très faibles, voir négligeable.
- Les sols sous consolidés sont généralement inconstructibles sans traitement particulier car ils continuent à se déformer même en l'absence de surcharge.
- Le terme  $\frac{C_c}{1+e_0}$  enregistré sur le terrain naturel et 8.25m de profondeur ( $0.05 < \frac{C_c}{1+e_0} < 0.20$ ), il s'agit donc d'un sol moyennement compressible.

### IV.5.3. Sondages pressiométrique :

Un sondage pressiométrique est par définition une succession de deux opérations :

- Un forage pressiométrique.
- Un ou plusieurs essais pressiométrique.

Les essais réalisés sont de type MENARD.

L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, selon une procédure fixée, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde en fonction de la pression appliquée sur les paroi du forage..

Cet essai permet d'obtenir une caractéristique de déformation du sol (module pressiométrique  $E_m$ ) et une caractéristique de rupture (pression limite  $P_L$ ), trois (03) sondages pressiométrique ont été réalisés dans un site limitrophe à notre projet.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau (IV.4) suivant :

Pressiomètre n°1				Pressiomètre n°2				Pressiomètre n°3			
Profondeur d'essai (m)	$E_m$ (bars)	$P_L$ (bars)	$E_m/P_L$	Profondeur d'essai (m)	$E_m$ (bars)	$P_L$ (bars)	$E_m/P_L$	Profondeur d'essai (m)	$E_m$ (bars)	$P_L$ (bars)	$E_m/P_L$
2	4	5.3	10	2	37	4	9	2	22	2.7	8
3	73	5.3	14	3	65	5.8	11	3	39	6.3	6
4	74	6	12	4	13	5.1	3	4	30	5.3	6
5	30	5.1	6	5	31	4.9	6	5	34	5.6	6
6	7	1.9	4	6	27	3.4	8	6	45	6.3	7
7	15	4.7	2	7	38	3.5	11	7	67	6.5	10
8	17	3.9	4	8	55	5.6	10	8	10	2.8	4
9	42	6.9	6	9	48	7.0	7	9	15	2.9	5
10	194	14.3	14	10	181	15.2	12	10	42	7	6
11	1000	16.2	62	11	136	14.9	9	11	36	10.4	3
-	-	-	-	12	139	14.9	9	12	71	9.4	8

**Tableau IV.4 :** Paramètres de l'essai pressiométrique.

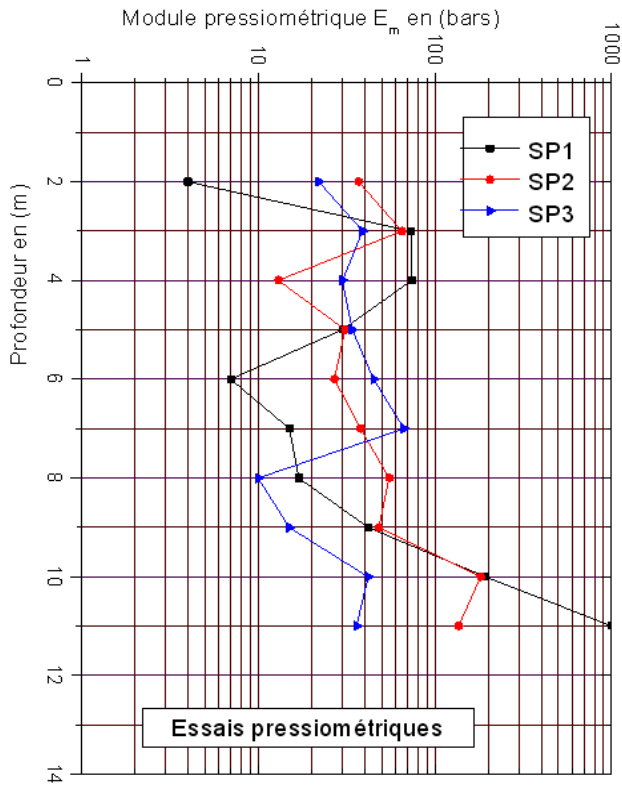


Figure IV.5 : Pressiomètre SP ( $E_m$ )

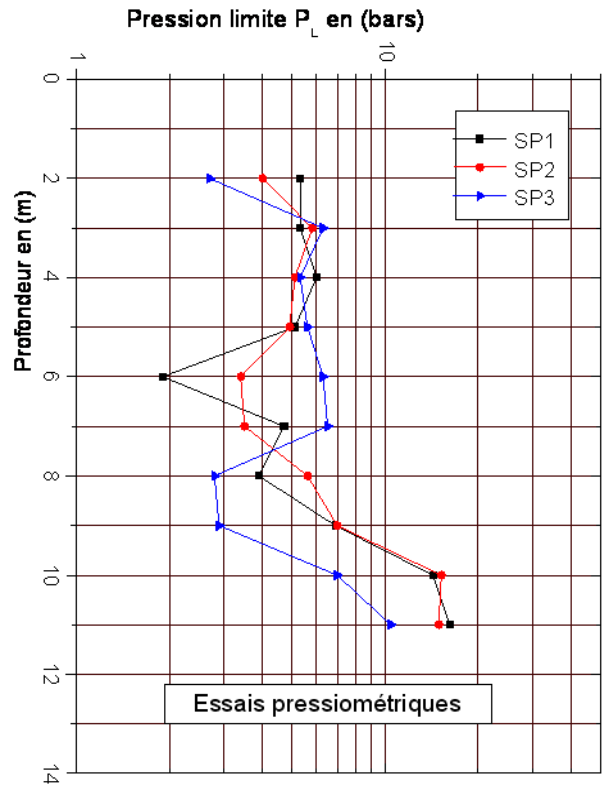


Figure IV.6 : Pressiomètre SP ( $P_L$ )

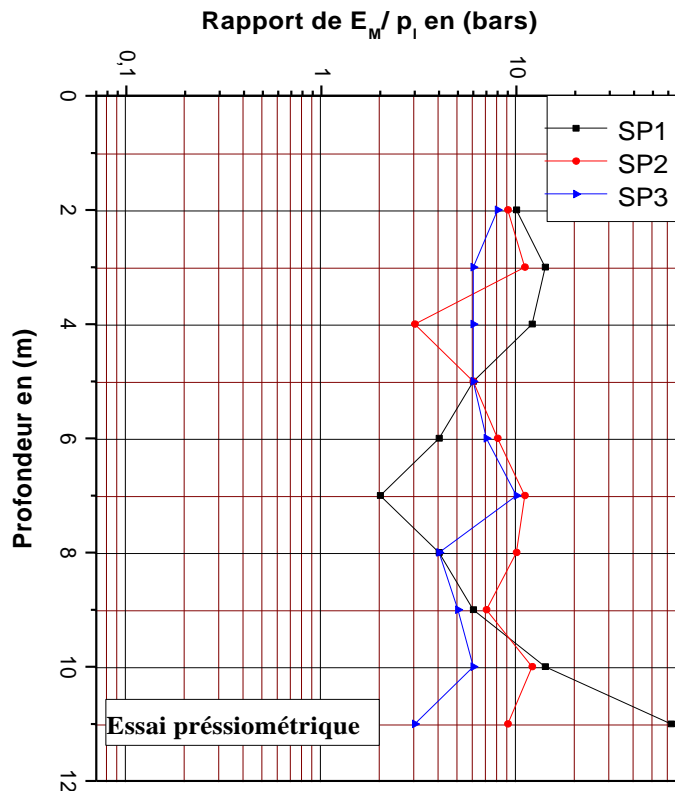


Figure IV.7 : Graphe semi logarithmique des valeurs de ( $E_m / P_l$ )

**Interprétation des résultats :**

- Le module préssiométrique ( $E_m$ ) égale à  $E_m = 7.94$  MPa et la pression limite ( $P_l$ ) est d'ordre  $P_l = 0.62$  MPa, il s'agit donc d'un sol argileux plastique.
- On remarque que ( $\frac{E_m}{P_l} < 12$ ) à partir de 2m jusqu'à 12m de profondeur, par conséquent la couche d'argile est normalement consolidée.

[Selon la classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome I, p.265)]

- Argile normalement consolidée (sol meuble de classe A), alors le coefficient rhéologique de sol  $a = 2/3 = 0.66$ .

[Selon DTR-BC 2.33 1 & G. Philipponnat 2002, p.192].

**IV.5.4. Pénétrömètre statique (CPT) :**

Le contrôle des colonnes ballastées par le pénétrömètre statique est le plus recommandé (Dhouib 2005), car :

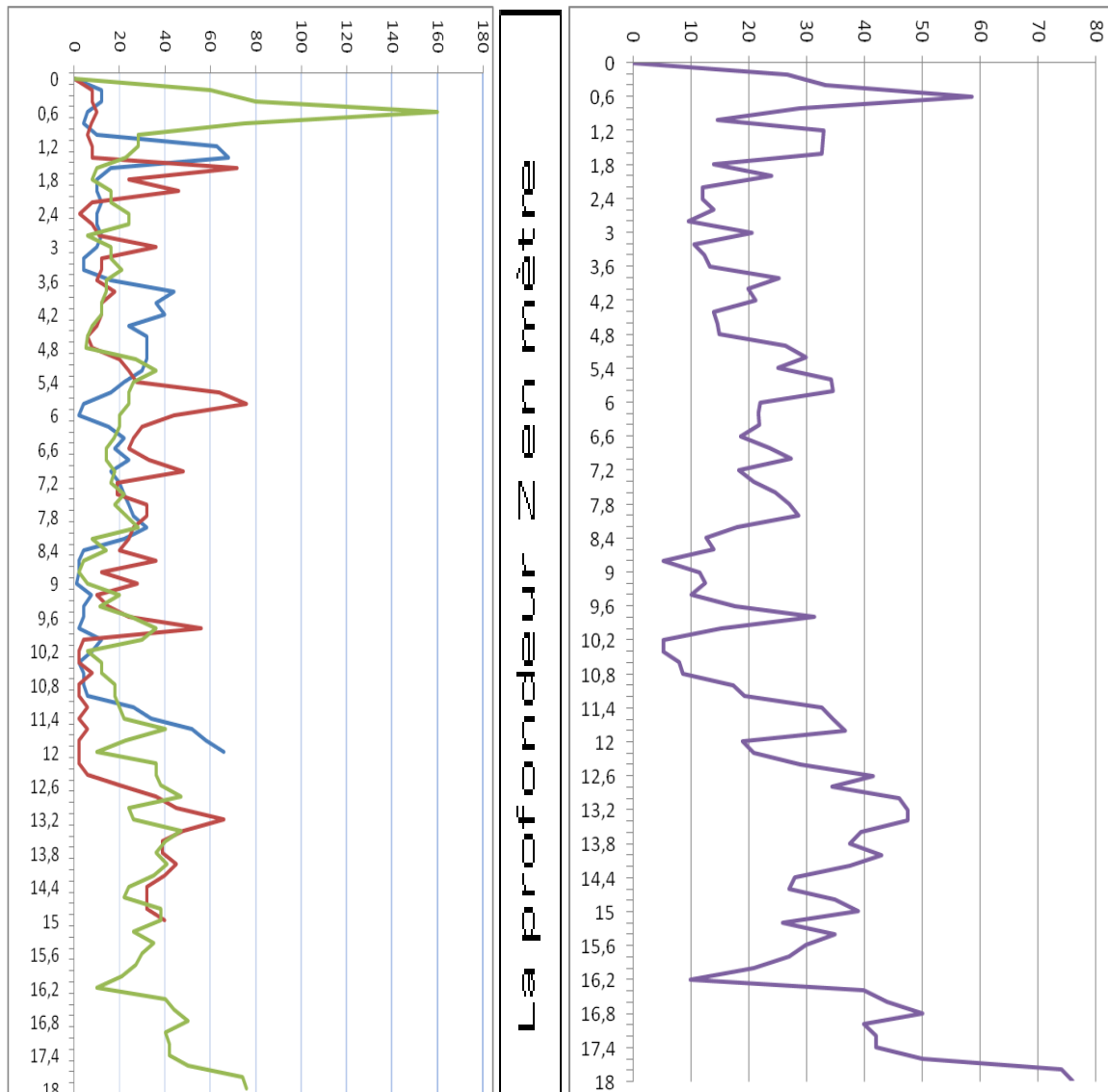
- Il assure une continuité des mesures ;
- Il représente une facilité d'exécution.

Mais, ce type d'essai peut s'affronté à certaines difficultés telles que :

- Le faux refus, dus à un blocage de la pointe du pénétrömètre sur les gros éléments du ballast ;
- Les déviations des tiges susceptibles de sortir de la colonne.

Les résistances en pointe  $Q_c$  en (bar)

La résistance en pointe  $Q_c$  moy en (bar)



Coupe des essais au pénétromètre statique.

Coupe moyenne des essais statique.

- Essai CPT<sub>1</sub>
- Essai CPT<sub>2</sub>
- Essai CPT<sub>3</sub>

—  $Q_c$  moyenne

**Figure IV.8** : Essais de pénétromètre statique.

**Interprétation des résultats :**

- les résistances en pointe ( $q_c$ ) enregistrées entre le terrain naturel et 5m de profondeur sont faible en surface ( $10 < q_c < 30$ ) ; il s'agit de la couche d'argile.
- Les ( $q_c$ ) en surface (de 0 à 2m) sont élevées ( $> 60$  bars) cela est due à la consistance du remblai par une faible teneur en eau.
- La présence des graviers ou bien cailloux, montre que la courbe à l'allure en « dents de scie »

**V. Etude géotechnique et dimensionnement des fondations****V. 1. Introduction :**

Indépendamment de l'obligation légale faite au maître de l'ouvrage public de faire réaliser une étude géotechnique, tout constructeur doit, dans son propre intérêt, prendre en compte la nature de sous sol pour adopter son projet en conséquence, de faire le système de fondation de l'ouvrage avec le meilleur rapport sécurité / coût et se garantir contre les effets de la réalisation des travaux sur les constructions voisines.

Pour des raisons de compétence, la responsabilité des problèmes liés au sol est transféré à un spécialiste « le géotechnicien » dont la mission porte généralement l'évolution du niveau de constructibilité du sol, sur les tassements, l'hydrogéologie, l'incidence sur l'environnement, les risques naturels et surtout le mode de fondation.

**V. 2. Définition des fondations :**

Fondations, la partie d'un ouvrage (de génie civil) reposant sur un terrain d'assise. Elles sont destinées à répartir et à transmettre au sol toutes les charges supportées par L'ouvrage (poids propre, surcharges...etc.).

- si les efforts sont reportés à la surface du sol, les fondations sont dites superficielles ;
- si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira des fondations profondes.

**V. 3. Différents types de fondation :**

On distingue principalement deux (02) modes de fondations: les fondations superficielles et les fondations profondes.

**V. 3. 1. Les fondations superficielles :**

Une fondation superficielle est une fondation qui repose sur le sol et qui est faiblement encastree. Elle a tendance à transmettre les charges qui ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes.

On distingue trois (03) types de fondations superficielles (figure V.1) :

**V. 3. 1. a. Les semelles filantes :**

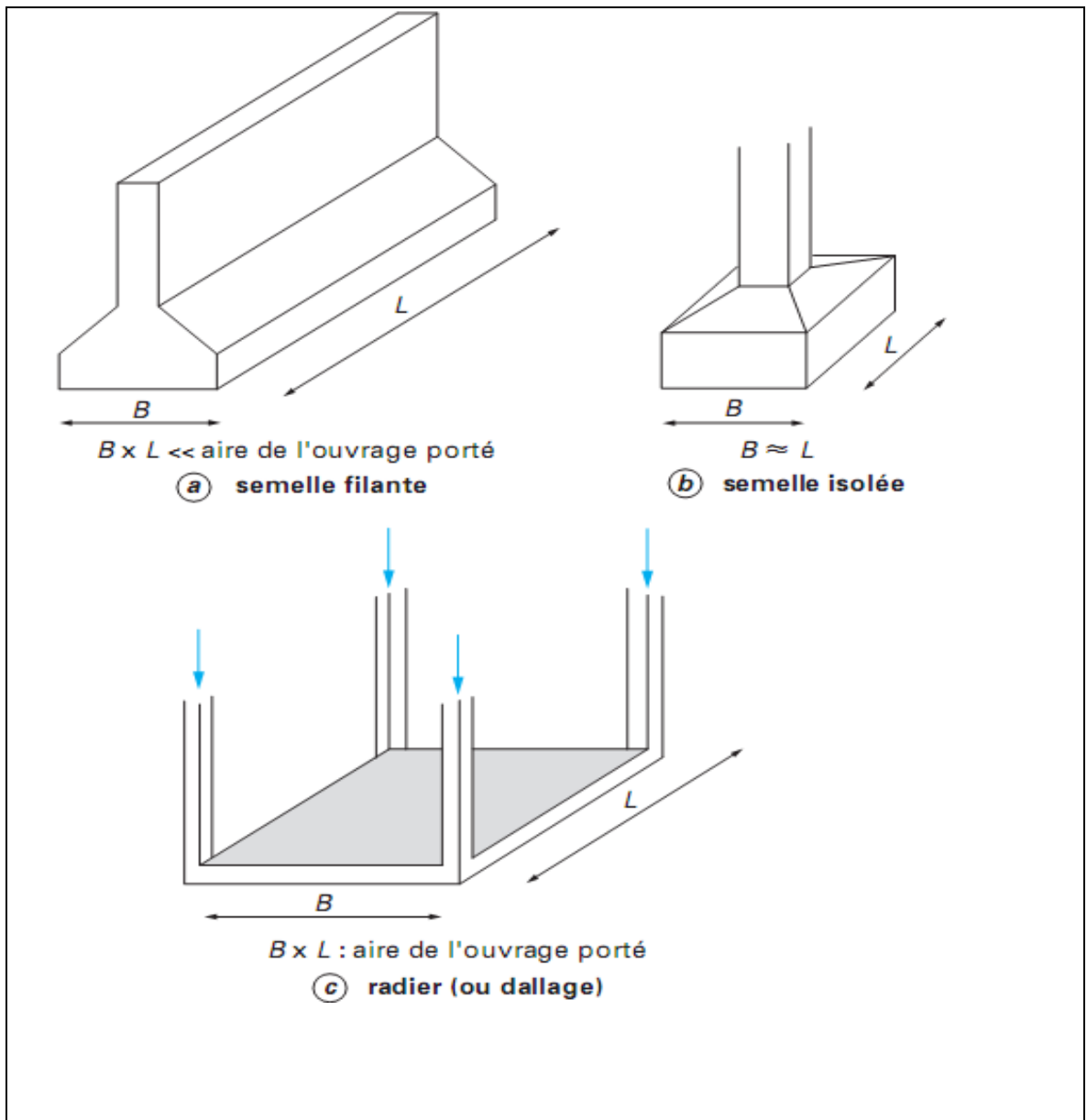
Généralement de largeur  $B$  (au plus quelques mètres) et de longueur  $L$  ( $L/B > 10$  pour fixer les idées).

**V. 3. 1. b. Les semelles isolées :**

Cette catégorie inclut bien les semelles de forme carrées ( $B/L=1$ ), rectangulaires et circulaires de diamètre  $B$ .

**V. 3. 1. c. Les radiers ou dallages :**

De dimensions  $B$  et  $L$  importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.



**Figure V.1 :** Types de fondations superficielles.



**V. 3. 2. Fondations profondes :**

Elles sont généralement utilisées quand la résistance des couches de terrains superficiels n'est pas suffisante pour supporter les charges transmises par une fondation superficielle ou que les tassements induits par ce type de fondation sont très importants.

**V. 3. 3. Fondations semi-profondes :**

Les fondations semi- profondes, entre les deux (superficielle et profonde) appelées souvent « puits » sont en général une forme cylindrique, de grand diamètre (B de 2 à 3m environ), d'une fiche (D) dépassant 3m, et réalisées en béton armé coulé en plein fouille.

En général :

- Si  $D/B < 1,5$  la fondation est dite superficielle.
- Si  $1,5 < D/B < 5$  à  $6$  la fondation est dite semi-profonde.
- Si  $D/B > 5$  à  $6$  la fondation est dite profonde.

Et D et B représentent successivement la profondeur de la base de la fondation et la largeur de la fondation.

**V. 4. Descente de charge :**

Les résultats de la descente de charge de chaque niveau sont bien résumés dans le tableau suivant: tableau (V.1).

L'évaluation de la descente de charge en fonction de la progression de réalisation des planchers nous permettra dans les chapitres suivants d'effectuer des calculs des tassements du sol renforcé par des colonnes ballastées.

Niveau (m)	indication	G (kN)	Q (kN)	$\sigma_G$ (kN /m <sup>2</sup> )	$\sigma_{ELS}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{ELU}$ (kN/m <sup>2</sup> )
-3.46	radier	7786.675	-	13.28	13.28	17.933
-0.4	Plancher 01	14828.635	1278.555	25.2979	27.479	37.424
3.34	Plancher 02	22859.82	2557.11	38.999	43.361	59.192
7.42	Plancher 03	31012.37	3835.665	52.90	59.451	81.24
10.48	Plancher 04	38834.94	4602.798	66.253	74.105	101.22
13.54	Plancher 05	45403.63	5237.313	77.459	86.394	117.972
16.6	Plancher 06	51972.32	5871.828	88.665	98.683	134.724
19.66	Plancher 07	58478.57	6500.628	99.765	110.85	151.318
22.72	Plancher 08	64984.82	7129.428	110.865	123.028	167.912
25.78	Plancher 09	71439.45	7747.923	121.877	135.095	184.361
28.84	Plancher 10	77603.16	8366.358	132.392	146.665	200.139
31.9	Plancher 11	83855.44	8984.793	143.058	158.387	216.121
34.96	Plancher 12	88913.02	9516.228	151.687	167.922	229.13
38.02	Plancher 13	94289.115	10047.663	160.859	178	242.871
41.08	Plancher 14	99665.2	10579.09	170.03	188.078	256.605
44.14	Plancher 15	104271.63	11055.723	177.889	196.75	268.442
47.2	Terrasse	107526.695	11464.785	183.442	203	276.986

**Tableau V. 1:** Descente de charge par niveau de bâtiment.

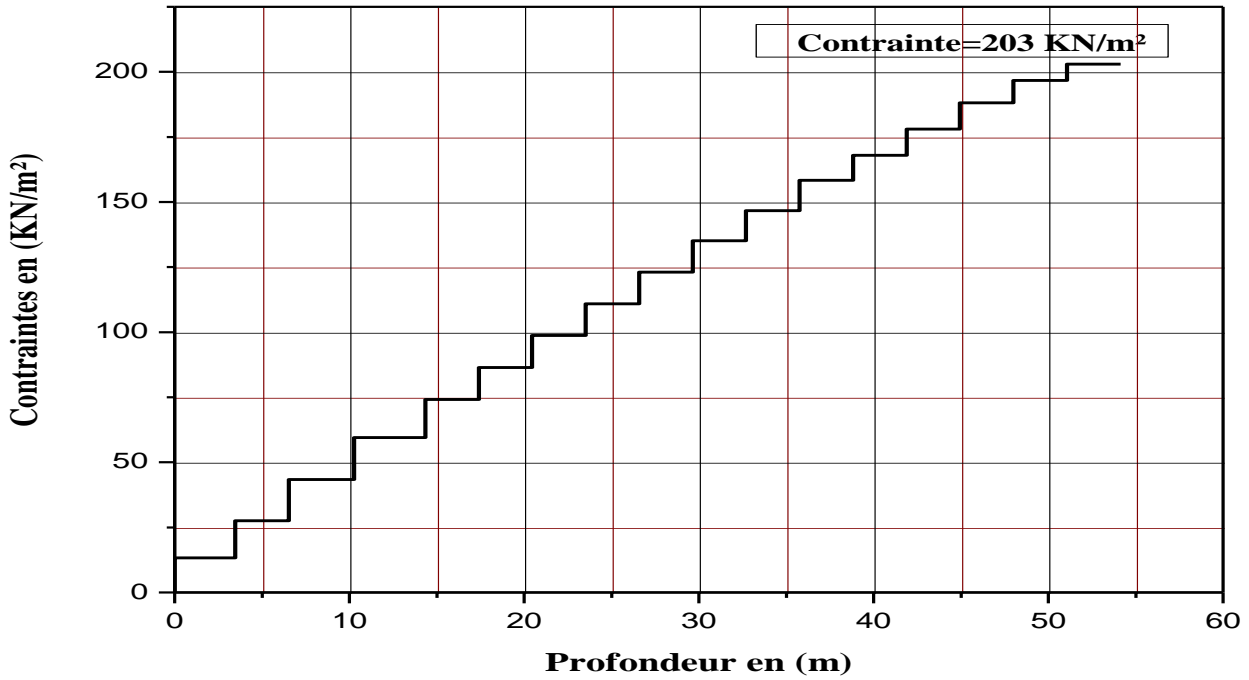


Figure V.2 : Évolution des contraintes en fonction des charges appliquée à L'ELS.

**V. 5. Evaluation de la capacité portante du sol :**

C'est la capacité du sol à résister aux charges d'un ouvrage sans désordres (résistance au poinçonnement et au tassement). Elle dépend des caractéristiques du sol. Il est indispensable de connaître cette capacité portante pour établir les fondations d'un ouvrage.

La capacité portante est donnée par la formule générale de TERZAGHI :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma + c N_c S_c + q N_q S_q$$

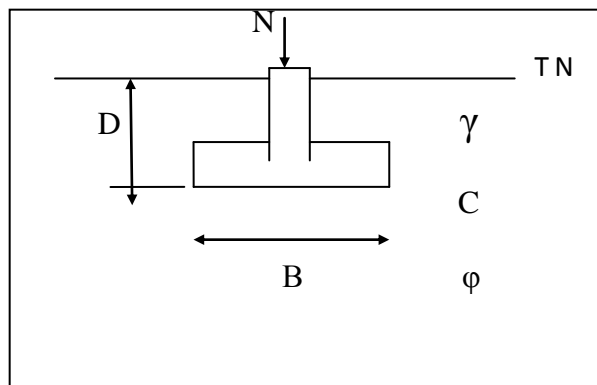


Figure V. 3 : Schéma d'une semelle isolé

B : Largeur de la semelle.

C : La cohésion de sol.

q : Surcharge verticale latérale à la fondation ( $q=\gamma \cdot D$ ) et D est la Profondeur de l'ancrage.

$\gamma$  : Poids volumique du sol.

$N_\gamma$ ,  $N_C$  et  $N_q$  : Facteurs de portance, ils dépendent de l'angle de frottement du sol ( $\varphi$ ).

$S_\gamma$ ,  $S_C$  et  $S_q$  : Sont des facteurs adimensionnels qui dépendent de la dimension de la semelle (facteurs de forme).

**a- Cas d'une semelle filante :**

On a:  $D = 2\text{m}$ ,  $\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi = 15^\circ$ ,  $C = 25 \text{ kN/m}^2$ ,  $B = 2\text{m}$ ,  $L = 25.54\text{m}$

Niveau de la nappe phréatique  $h_0 = - 2.00/\text{TN}$

Les facteurs de portance donné Selon le DTR-BC 2.331 et le DTU 13-12 :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \text{tag}^2 (\pi/4 + \varphi/2) = 4 \\ N_c = (N_q - 1) \cot \varphi = 11 \\ N_\gamma = 1,8 (N_q - 1) \text{tag} \varphi = 1.4 \end{array} \right.$$

Les coefficients de forme donnée selon le DTR-BC 2.33.1 (valeurs de Terzaghi):

$$\left\{ \begin{array}{l} S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \\ S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L} \\ S_q = 1 \end{array} \right.$$

Pour une semelle filante ( $L = \infty$ ),  $S_c = S_\gamma = S_q = 1$

$$\gamma' = (\gamma_h - \gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3 \quad (\gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3).$$

$$q = 20 \times 2 = 40 \text{ kN/m}^3$$

$$q_u = 0,5 \times 10 \times 2 \times 1,4 + 25 \times 11 + 40 \times 4 = 449 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 4,49 \text{ bars.}$$

**b- Cas de radier :**

$$\text{On a: } D = 3.46\text{m, } \gamma_h = 20 \text{ kN/m}^3, \varphi = 15^\circ, C = 25 \text{ kN/m}^2, B = 24.64\text{m, } L = 25.54\text{m}$$

Niveau de la nappe phréatique  $h_0 = - 2.00/\text{TN}$ .

$$q_o' = \gamma_h \times h_0 + \gamma' \times (D - h_0)$$

$$q_o' = 20 \times 2 + 10 \times (3.46 - 2) = 54.6 \text{ kN/m}^2$$

On a

$$\left\{ \begin{array}{l} N_q = e^{\pi \tan \varphi} \cdot \text{tag}^2 (\pi/4 + \varphi/2) = 4 \\ N_c = (N_q - 1) \cot \varphi = 11 \\ N_\gamma = 1,8 (N_q - 1) \text{ tag } \varphi = 1.4 \end{array} \right.$$

Et

$$\left\{ \begin{array}{l} S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} = 1.19 \\ S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L} = 0.8 \\ S_q = 1 \end{array} \right.$$

Alors

$$q_u = 0,5 \times 10 \times 24.64 \times 1.4 \times 0.8 + 25 \times 11 \times 1.19 + 54.6 \times 4 \times 1 = 683.634 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 6,83 \text{ bars.}$$

**V. 6. Calcul de la contrainte admissible :****V. 6.1. À partir des essais au laboratoire :**

La contrainte admissible est la pression maximale que le peut supporter avant sa rupture, elle est donnée à partir de la formule de TERZAGUI :

$$\sigma_{ad} = \gamma' \cdot D + \frac{q_u - \gamma' \cdot D}{F}$$

Avec :

$\gamma'$  : Poids volumique saturé du sol.

D : Profondeur d'ancrage de la fondation.

F : Coefficient de sécurité (en présence de la nappe, on adapte F=4).

$q_u$  : Capacité portante de sol.

**a- Cas semelle filante :**

$$\sigma_{ad} = 10 \times 2 + \frac{449 - 10 \times 2}{4} = 127.25 \text{ kN/m}^2$$

Alors  $\sigma_{ad} = 1.2725$  bars

**Discussion et analyse des résultats :**

Nous avons trouvé la contrainte admissible de sol dans le cas de la semelle filante égale à (1.27 bars) et elle est inférieure à celle apporté par le bâtiment qui est égale (1.89 bars).

Il en résulte que les semelles filantes ne conviennent pas vu le risque de poinçonnement du sol.

**b- Cas de radier :**

$$\sigma_{ad} = 10 \times 3.46 + \frac{683.634 - 10 \times 3.46}{4} = 196.85 \text{ kN/m}^2$$

Alors  $\sigma_{ad} = 1.96$  bars

**V. 6.2. À partir des essais in-situ :**

**V. 6.2. 1. À partir des essais pressiométrique :**

La contrainte ultime du sol est donnée par la formule :

$$q_u = K_p \cdot P_{le}^* + q_o'$$

$K_p$  : Facteur de portance pressiométrique qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol donne (Voir annexe 2).

$P_{le}^*$  : Pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne géométrique des pressions limites nette sur une profondeur égale à 1,5 B situé sous la semelle (DTR- BC 2.33.1).

$q_o'$  : Représente la contrainte effective due au poids des terres à la profondeur d'ancrage de la fondation.

Pressiometre (SP 01) :

On a:

$$P_{le}^* = p_1 - p_o$$

$$P_o = k_o \sum \gamma_{hi} h_i \quad \text{où } k_o \text{ coefficient de terre au repos } (k_o = 0,5)$$

$h = 1,5 B = 36.96m$  Domaine d'influence de la fondation.

$$P_{le}^* = \sqrt[10]{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3} \dots \dots P_{ln}}$$

$$P_{le}^* = \sqrt[10]{(5)(3.5)(3.6)(5.1)(1.9)(1.7)(3.9)(6.9)(14.3)(16.2)}$$

$$P_{le}^* = 5.86 \text{ bars}$$

Hauteur d'encastrement équivalente ( $D_e$ ) :

Cette valeurs de  $D_e$  tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur.  $D_e$  est donné par l'expression suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_{li}^*(Z) dz = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_0^n P_{li}^* \cdot \Delta z_i$$

D'où :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \sum_0^n P_{li}^* \Delta z_i = \frac{1}{5,86} [5.3 \times 3.46] = 3.129 \text{ m}$$

$$\text{Argile A} \Rightarrow k_p = 0.8 \left[ 1 + 0.25 \left( 0.6 + 0.4 \frac{L}{B} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

$$K_p = 0.8 [1 + 0.25 (0.6 + 0.4 \times 0.964) 0.127] = 0.82$$

$$q_o' = \gamma_h \times 2 + \gamma' \times 1.46 = 0.546 \text{ bars}$$

$$\text{Contrainte ultime (de rupture)} : q_u = K_p \cdot P_{le}^* + q_o' = 0,82 \times 5,86 + 0,546 = 5.386 \text{ bars}$$

$$q_{u01} = 5.386 \text{ bars.}$$

La même procédure de calcul est suivie, on trouve les valeurs  $q_u$  d'autres pressiomètres dans le tableau suivant :

N° de pressiomètre	Les valeurs de $q_u$ en bars
SP 02	5.89
SP 03	4.98



$$q_u = \min(q_{u01}, q_{u02}, q_{u03})$$

$$q_u = \min(5.38, 5.89, 4.89) = 4.89 \text{ bars}$$

**Calcul de la contrainte admissible :**

$$\sigma_{ad} = \gamma' \cdot D + \frac{q_u - \gamma' \cdot D}{F}$$

$$\sigma_{ad} = 10 \times 3.46 + \frac{489 - 10 \times 3.46}{3} = 186.06 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ad} = 1.86 \text{ bars.}$$

### V.6.2.2. À partir des essais pénétrométriques statique (CPT) :

Pénétrömètre statique 01:

$$q_u = K_C \cdot q_{ce} + q_o$$

$q_{ce}$  : Résistance de la pointe équivalente du sol, il s'agit de la moyenne sur une épaisseur de **1,5 B** sous la semelle, après avoir écrêté les valeurs de  $q_c$  supérieure à 1,3 fois la valeur moyenne.

$K_C$  : Coefficient de portance, (Voir annexe 3).

La hauteur d'encastrement équivalente ( $D_e$ ), à ne pas confondre avec la hauteur d'ancrage contenue dans le rapport de sol  $D$ , est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celle de la couche d'assise. Cette grandeur est calculée par la formule suivante:

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz = \frac{1}{q_{ce}} \sum_0^n q_{ci} \cdot \Delta z_i$$

$q_c(z)$  : Résistance de pointe lissée à la profondeur  $z$ ,

$D$  : Profondeur d'ancrage de la semelle par rapport au terrain naturel.

$$q_u = K_c \cdot q_{ce} + q'_o \qquad q'_o = \gamma D$$

Pour l'ancrage de radier  $D = 3.46 \text{ m}$

$$q'_o = \gamma_h \times h_0 + \gamma' \times (D - h_0)$$

$$q'_o = 0.2 \times 2 + 0.1 \times (3.46 - 2) = 0.546 \text{ kN/m}^3$$

$h = 1.5 B = 36.96 \text{ m}$  Domaine d'influence de la fondation

$$q_{c \text{ moy}} = \sum_1^{36.96} \frac{q_{ci}}{N} = 21.24 \text{ bars}$$

$$q_{c \text{ moy}} = 21.24 \text{ bars}$$

Toutes les valeurs  $q_c > q_{c \text{ moy}} \times 1.3$  sont à écrêter ;

Après lissage on trouve  $q_{ce}$  moyen égale :

$$q_{ce} = 12.1 \text{ bars}$$

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \sum_0^n q_{ci} \cdot \Delta z_i = 3,28 \text{ m}$$

$$K_c = 0.32 \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$$

$$\langle B = 24.64 \text{ m}, L = 25.54 \text{ m} \Rightarrow \frac{D_e}{B} = 0.133; \frac{B}{L} = 0.964 \rangle$$

$$K_c = 0.32 \left[ 1 + 0.35 (0.6 + 0.4 \times 0.964) 0.133 \right] = 0.335$$

$$q_{u01} = K_c \cdot q_{ce} + q_o = 0,335 \times 12.1 + 0.546 = 4.6 \text{ bars}$$

De la même, procédure on trouve les valeurs  $q_u$  d'autres pénétromètres dans le tableau suivant :

N° de pressiomètre	Les valeurs de $q_u$ en bars
CPT 02	4.67
CTP 03	5.46

$$q_u = \min (q_{u01}, q_{u02}, q_{u03})$$

$$q_u = \min (4.6, 4.67, 5.46) = 4.6 \text{ bars}$$

**Contrainte admissible:**

$$\sigma_{ad} = \gamma' \cdot D + \frac{q_u - \gamma' \cdot D}{F}$$

$$\sigma_{ad} = 10 \times 3.46 + \frac{460 - 10 \times 3.46}{3} = 176.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ad} = 1.76 \text{ bars.}$$

## V. 7. Calcul des tassements :

### V.7. 1. Calcul du tassement en utilisant la méthode oedométrique :

Le calcul du tassement de consolidation primaire se base en général sur les résultats de l'essai de compressibilité oedométrique. La méthode d'intégration du tassement par tranche est souvent utilisée. Son principal avantage est qu'elle permet de faire une analyse non linéaire du tassement en fonction des contraintes. Le tassement calculé correspond à la fin de consolidation primaire et le raisonnement doit se faire par conséquent en contraintes effectives.

La méthodologie est comme suit :

1-On décompose le sol sous la fondation en tranche d'épaisseurs  $H_i$  ;

2-Pour chaque tranche  $i$ , on détermine :

2.a-La contrainte verticale  $\Delta \sigma'_{zi}$  apportée par la fondation en son axe à mi-épaisseur de la tranche ;  $Z_i$  étant la profondeur du point considéré (point situé à mi-épaisseur de la tranche  $i$ ) ;

2.b-La contrainte  $\sigma'_{oi}$  due au poids des terres situées au-dessus du point considéré, éventuellement dégelées ;

2.c-La contrainte résultante (des 2 contraintes de 2.a et 2.b) ;

$$\sigma'_{zi} = \Delta\sigma'_{zi} + \sigma'_{oi}$$

2.d-Le tassement de la tranche considérée :  $S_i = H_i \left( \frac{\Delta e_{zi}}{1+e_{0i}} \right)$

Avec :

$\Delta e_{zi}$  : Diminution d'indice des vides due à  $\sigma'_{zi}$  ;  $\Delta e_{zi} = \Delta e_{1i} + \Delta e_{2i}$

- Cas de l'argile normalement consolidée ( $\sigma'_{oi} = \sigma'_{pi}$ )

$$\Delta e_{1i} = 0 \quad \text{et} \quad \Delta e_{2i} = C_C \log \frac{\sigma'_{zi}}{\sigma'_{oi}}$$

- Cas de l'argile surconsolidée ( $\sigma'_{oi} < \sigma'_{pi}$ )

$$\text{-si } \sigma'_{zi} < \sigma'_{pi} \quad \Delta e_{1i} = C_S \log \frac{\sigma'_{zi}}{\sigma'_{oi}} \quad \text{et} \quad \Delta e_{2i} = 0$$

$$\text{-si } \sigma'_{zi} > \sigma'_{pi} \quad \Delta e_{1i} = C_S \log \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{oi}} \quad \text{et} \quad \Delta e_{2i} = C_c \log \frac{\sigma'_{zi}}{\sigma'_{pi}}$$

3-Calculer le tassement total de consolidation  $S_t$  en faisant la somme arithmétique des tassements de toutes les couches :  $S_t = S_{\text{oedomètre}} = \sum_{i=1}^n S_i$

Avec :

-H : Epaisseur de la couche élémentaire (dans notre cas H=2m) ;

- $e_0$  : Indice des vides initial ;

- $C_C$  : Indice de compression ;

- $C_S$  : Indice de gonflement ;

- $\sigma'_p$  : Pression de préconsolidation.

#### a- Calcul du tassement du radier :

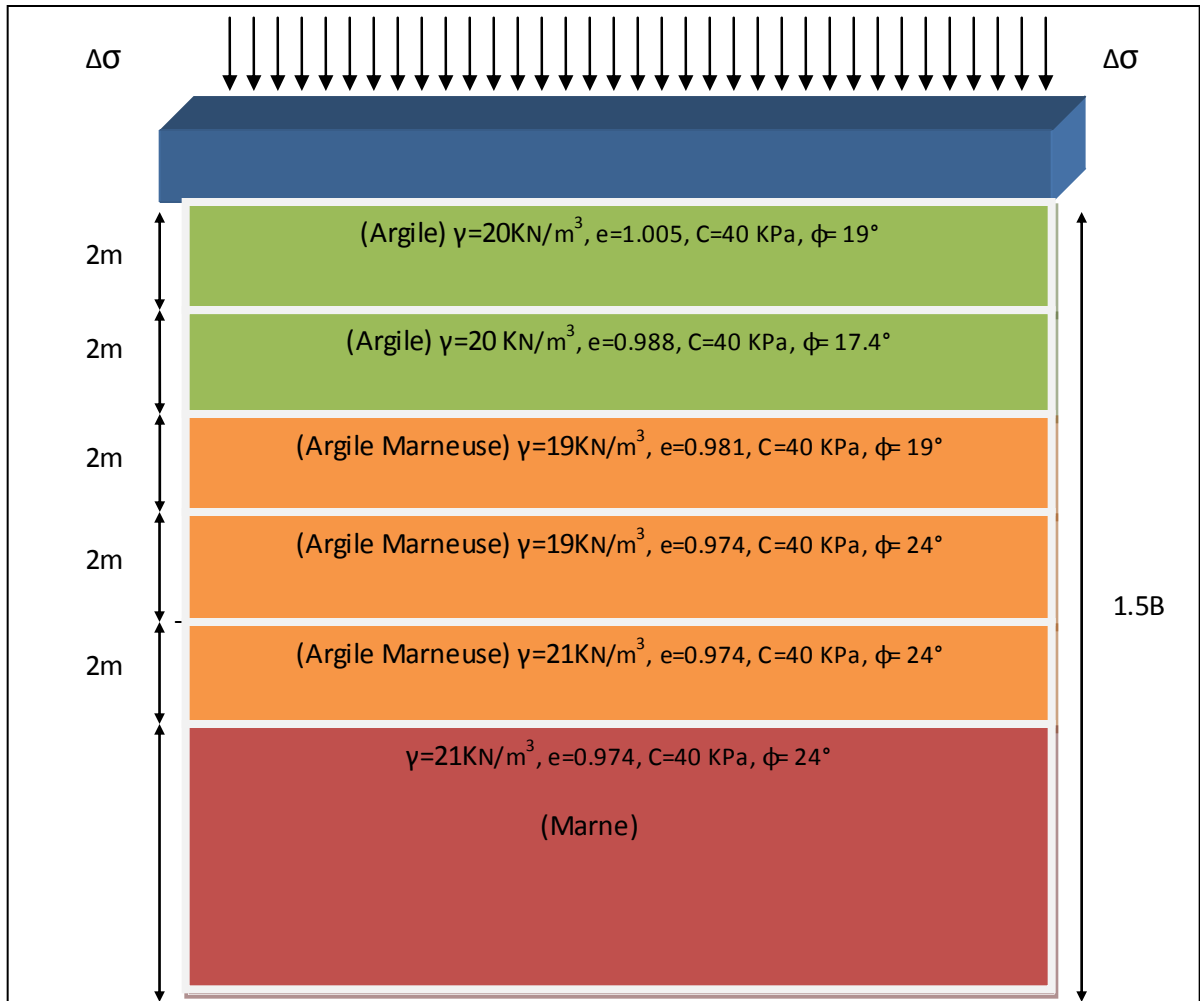
Application numérique :

1-Calcul de la contrainte verticale  $\Delta\sigma'_{zi}$

$$\Delta\sigma'_{z1} = 4 \times 0.248 \times 2.03 = 2.01 \text{ bars}$$

2-Calcul des contraintes  $\sigma'_{oi}$  :

$$\sigma'_{oi} = \sum \gamma'_i \times h_i$$



$$10t/m^2 = 1 \text{ bars}$$

$$\sigma'_{oi} = 1 \times 1 = 1 \text{ t/m}^2 = 0.10 \text{ bars}$$

3-Calcul de la contrainte résultante  $\sigma'_{zi}$  :

$$\sigma'_{zi} = \Delta\sigma'_{zi} + \sigma'_{oi}$$

$$\sigma'_{z1} = 2.01 + 0.10 = 2.11 \text{ bars}$$

Pour la première couche on-a  $\sigma'_{pi}=1.1 \text{ bars}$  alors est inferieur à  $\sigma'_{z1}=2.11 \text{ bars}$

$$\Delta e_{1i} = C_s \log \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{oi}} = 0.0645$$

$$\Delta e_{2i} = C_c \log \frac{\sigma'_{zi}}{\sigma'_{pi}} = 0.0429$$

$$\Delta e_{zi} = \Delta e_{1i} + \Delta e_{2i} = 0.1074$$

$$S_i = 2 \left( \frac{0.1074}{1+1.005} \right) = 10.71 \text{ cm}$$

La même procédure de calcul est suivie pour les autres sous couches, voir tableau (V-2).

Z	I	$\Delta\sigma'_{zi}(\text{bar})$	$\Delta\sigma'_{pi}(\text{bar})$	$\sigma_{oi}$ (bar)	$\sigma_{zi}$ (bar)	$C_c$	$C_s$	$\Delta e_{zi}$	$e_{0i}$	$S_i(\text{cm})$
1	0.249	2.02	1.1	0.10	2.12	0.152	0.062	0.10	1.005	10.71
3	0.247	2.01	2	0.30	2.31	0.152	0.062	0.06	0.988	6.03
5	0.238	1.96	2.1	0.50	2.46	0.165	0.059	0.048	0.981	4.85
7	0.213	1.84	2.2	0.70	2.54	0.102	0.038	0.025	0.974	2.53
9	0.209	1.78	2.63	0.90	2.68	0.164	0.044	0.021	0.974	2.13
11	0.175	1.7	1.73	1.1	2.8	0.149	0.069	0.041	0.974	4.15
$\sum \Delta S_i$										<b>30.40</b>

**Tableau V. 2 :** Récapitulatif du calcul de tassement oedométrique.

Le tassement total est de l'ordre de **30 cm**.

**V. 7. 2. Détermination à partir d'essais Pressiométriques:**

Un ouvrage de dimensions limitées charge le sol en deux domaines où ce dernier se comporte différemment :

- Un domaine <<sphérique>> où le sol tasse par consolidation (tassement de consolidation  $S_c$ )
- Un domaine <<déviatorique>>, situé à la périphérie, où le sol se déforme sous l'effet de contraintes normales et de cisaillement (tassement déviatorique  $S_d$ )

Le tassement total s'obtient par addition de ces deux tassements :  $S_t = S_c + S_d$

$$S_c = \frac{\alpha}{9.E_c} . (q' - \sigma_{v0}') . \lambda_c . B$$

$$S_d = \frac{2}{9.E_d} . (q' - \sigma_{v0}') . B_0 . \left( \lambda_d . \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

Avec :

- B : Largeur de radier
- $B_0$  : Largeur de référence = 0,6m

- $q'$  : Contrainte effective appliquée par la semelle,
- $E_c$  : Représente la valeur de  $(E_1)$  mesurée dans la couche d'épaisseur  $B/2$  située immédiatement sous la fondation,  $E_c = E_1$
- $\alpha$  : Coefficient rhéologique du sol.
- $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : Coefficient de forme, fonction du rapport  $L/B$ .

L/B	cercle	1	2	3	5	20
$\lambda_c$	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
$\lambda_d$	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

Valeur numérique de  $\lambda_d$  et  $\lambda_c$  (G.Philipponnat, 2002)

- $\sigma'_{v0}$  : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.
- $E_d$  : Est donné par la formule suivante basée sur les moyennes harmonique :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 E_2} + \frac{1}{E_{2-5}} + \frac{1}{2.5 E_{9-16}}$$

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85 E_2} + \frac{1}{E_{3-5}}$$

- Si les valeurs de  $E_6$  à  $E_{16}$  ne sont pas connus comme notre cas,  $E_d$  est donné par :

Calcul des modules pressiométrique harmoniques :

$$\frac{12.32}{E_1} = \frac{1}{39} + \frac{1}{30} + \frac{1}{34} + \frac{1}{45} + \frac{1}{67} + \frac{1}{10} + \frac{1}{15} + \frac{1}{42} + \frac{1}{36} + \frac{1}{71} + \frac{2.32}{71} = 0.366$$

$$\Rightarrow E_1 = 33.66 \text{ bars}$$

$$E_c = E_1 = 33.66 \text{ bars.}$$

On a  $E_d = 71$  bars.

On a aussi :

- La contrainte due au poids des terres :  $\sigma'_{v0} = 0.546$  bars.

- Argile normalement consolidée (sol meuble classe A) alors  $\alpha=2/3=0.66$

Remblais		Profondeur en (m)
	radier	- 3.46
Argile marneuse 0.B	$E_1 : 33.66 \text{ bars}$	- 12.32
0.5 .B		
Marne 1. B	$E_2 = 71 \text{ bars}$	
1.5 .B		36.96

-  $L/B=1.03$  tableau :  $\lambda_c = 1.1, \lambda_d = 1.2$

Pour une contrainte appliquée a L'ELS :  $q^=2.03 \text{ bars}$

Le tassement sphérique :

$$S_c = \frac{\alpha}{9.E_c} . (q^ - \sigma_{v0}^ ) . \lambda_c . B = \frac{0.66}{9 \times 33.66} \times (2.03 - 0.546) \times 1.1 \times 24.64 = 8.76 \text{ cm}$$

$$S_d = \frac{2}{9.E_d} . (q^ - \sigma_{v0}^ ) . B_0 . (\lambda_d . \frac{B}{B_0})^\alpha = \frac{2}{9 \times 71} (2.03 - 0.546) \times 0.6 \left( 1.2 \times \frac{24.64}{0.6} \right)^{0.66} = 3.65 \text{ cm}$$

alors :

$$S_f = 8.76 + 3.65 = 12.41 \text{ cm}$$



**V. 7. 3. Détermination à partir d'essais pénétrométriques statique :**

La fondation est ancrée à  $D = 3.46$  m de profondeur et à une largeur de 24.64 m, d'après G.PHILIPPONAT le tassement est influençable jusqu'à une profondeur  $D'$ , tel que  $D' = 1.5B$

Alors dans notre cas le sol sera influencé jusqu'à une profondeur de 36.96 m.

On calcule le tassement en utilisant le module oedométrique évalué à partir de la résistance au cône ( $q_c$ ) :

$$\Delta H = h \frac{\Delta \sigma'}{E_{oed}}$$

Formule empirique de Buisman :

$$E_{oed} = \alpha \cdot q_{cmoy}$$

Avec :

- $h$  : Hauteur de la couche élémentaire.
- $\alpha$  : Coefficient dépendant de la nature du sol. (Voir Annexe 4)
- $q_{cmoy}$  : La résistance moyenne à la pointe de pénétromètre statique (CPT)

$\Delta \sigma'$  : Incrément de contrainte au milieu de la couche considéré, apporté par la fondation de l'ouvrage.

- Tel que :  $\Delta \sigma = 4 \cdot I \cdot q$ 
  - $I$  : Coefficient d'influence donné sur (voir annexe 5)
  - $q$  : Contrainte engendrée par le bâtiment.

Calcul tassement par la méthode approché (CPT) :

- Calcul du tassement sur 12 m sous le centre de radier de  $B=24.64$ m

Application numérique :

Exemple de calcul de la première couche :

$Z = 1$  m,  $L/B = 2.07$  m au centre de radier ( $B = 12.32$  m).

$$z/B = 1.217 \rightarrow I = 0.248$$

$$\Delta\sigma = 4 \cdot I \cdot q = 4 \times 0.248 \times 2.03 = 2.013 \text{ bars.}$$

$$E_{oed} = \alpha' \cdot q_{cmoy}$$

On est en présence de sols de type argiles compactes et marnes ( $q_c < 30$  bars)

→  $\alpha'$ : Coefficient rhéologique du sol, tel que :  $2.00 \leq \alpha' \leq 5.00$  (d'après Sanglerat)

On est en présence de sol de type argiles plastiques, on prend :  $\alpha' = 3.5$  (voir annexe 4)

Et ( $q_{cmoy}$ ) de cette couche est de 20.86 bars.

On a divisé le sol à des couches élémentaire de  $H = 4$  m.

Alors :

$$E_{oed} = 3.5 \times 20.86 = 73.01 \text{ bars}$$

$$\Delta H = h \frac{\Delta\sigma'}{E_{oed}} = 4 \frac{2.013}{73.01} = 0.1103 \text{ m} \Rightarrow \Delta H_1 = 11.03 \text{ cm}$$

Et sa sera le même calcul pour les autres couches :

Et les résultats des ces calculs sont résumé dans le tableau V-3 :

	Z(m)	Z/B`	I	$\Delta\sigma$ (bars)	H(m)	$\alpha`$	$q_{cmoy}$ (bars)	$E_{oed}$ (bars)	$\Delta H_I$ (cm)
Couche n°1	2	0.016	0.248	2.013	4	3.5	20.86	73.01	11.03
Couche n°2	6	0.48	0.239	1.94	4	3.5	16.72	58.52	13.26
Couche n°3	10	0.81	0.217	1.76	4	3.5	18.01	63.03	11.18
Couche n°4	14	1.13	0.188	1.53	4	3.5	68.25	238.87	2.55
Couche n°5	18	1.46	0.159	1.29	4	3.5	71.66	250.82	2.06
Couche n°6	22	1.78	0.134	1.088	4	3.5	75.24	263.40	1.65
Couche n°7	26	2.11	0.114	0.92	4	3.5	79.01	276.53	1.34
Couche n°8	30	2.48	0.097	0.79	4	3.5	82.96	290.35	1.08
Couche n°9	33.5	2.72	0.084	0.68	4	3.5	87.11	304.87	0.89
$\Sigma \Delta H_I$ (cm)									<b>45.04</b>

**Tableau V. 3 :** Tassement pour des fondations type radier (CPT)

### V. 8. Discussion et analyse des résultats :

D'après les calculs que nous avons effectués on trouve que le tassement de notre bâtiment est inadmissible, car dans notre cas on a un tassement de 45.04 cm, et d'après SKempton et MacDonald le tassement admissible de ce type de fondation (radier) est de 65 à 100 mm.

Pour les radiers rigides en béton armé, Songlerat recommande un tassement absolu max de 30cm.

### Conclusion :

D'après les résultats obtenus, on peut noter que nous sommes en présence du terrain de faibles caractéristiques géotechniques.

Vus ces résultats nous déduisons qu'une fondation superficielle sans renforcement de sol n'est pas une solution fiable techniquement, dans se cas ont à opter pour un renforcement de sol par colonnes ballastées.

## VI. Dimensionnement des colonnes ballastées

### VI.1. Définition :

Les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées, ont été développées en tenant compte d'un réseau infini de colonnes, de type de fondation, du comportement mécanique des matériaux ainsi que de l'objectif (augmentation de la capacité portante du sol, de sa résistance au cisaillement, de la stabilité globale de l'ouvrage).

### VI.2. Méthode de PRIEBE :

Cette méthode est couramment utilisée à travers le monde, elle est reconnue comme fiable. Il s'agit d'une méthode élasto-plastique. Elle suppose deux hypothèses importantes qui sont :

- ✓  $S_{ol}=S_{col}$  : le tassement du sol est confondu à celui de la colonne.
- ✓ Le matériau de la colonne en état d'équilibre actif, les déformations de la colonne suivent celle du sol.
- ✓ Le matériau de la colonne est incompressible.
- ✓ Le terrain encaissant la colonne est compressible et ayant un comportement élastique linéaire caractérisé par un coefficient de poisson constant sur toute la profondeur.
- ✓ Les sections planes restent planes après déformation.

A partir de ses hypothèses, Priebe en déduit une amélioration globale du sol définie par le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ),

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s}$$

Dans le cas d'une fondation rigide (semelle ou radier), on peut alors exprimer les deux contraintes  $\sigma_s$  et  $\sigma_c$  Par :

$$\sigma_s = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right).a + 1}$$

Et

$$\sigma_c = \eta \cdot \sigma_s = \frac{\sigma_0}{\left(\frac{E_c}{E_s} - 1\right) \cdot a + 1} \cdot \frac{E_c}{E_s}$$

D'où, le rapport des contraintes dans les colonnes aux contraintes dans le sol :

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{0.5 + f(\nu, a)}{K_{ac} \cdot f(\nu, a)}$$

On déduit le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ), appelé ultérieurement  $n_0$  dans les publications de Priebe, qui caractérise l'efficacité du traitement :  $\sigma_s$ ,  $\sigma_0$ ,  $K_{ac}$

$$\beta = 1 + a \left[ \frac{0.5 + f(\nu, a)}{K_{ac} \cdot f(\nu, a)} - 1 \right] = \frac{\sigma_0}{\sigma_s}$$

Avec :

$\sigma_0$  : Contrainte appliqué par l'ouvrage en service (ELS).

$\sigma_s$  : Contrainte admissible du sol.

$\nu = \frac{1}{3}$  : Le coefficient de Poisson du sol

$K_{ac} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2} \right)$  : Coefficient de poussée du ballaste.

$\varphi_c$  : Angle de frottement interne du ballast.

Dans notre cas  $\varphi = 38^\circ$  (pour le calcul, on prendra  $\varphi = 37.5^\circ$ ).

$f(\nu, a)$  : Est une fonction donnée par :

$$f(\nu, a) = \frac{(1 - \nu)(1 - a)}{(1 + 2\nu) + a}$$

Après calculs, on aboutit à :

$$\beta = 1 + a \left[ \frac{5 - a}{4 \cdot K_{ac} \cdot (1 - a)} - 1 \right]$$

La compressibilité de la colonne se traduit, d'après l'auteur, par un accroissement  $\Delta a$  de la section de colonne, en fonction de la rigidité relative colonne/sol ( $E_c/E_s$ ), cet accroissement est donné par (Priebe, 1995) :

L'accroissement de la section  $\Delta\left(\frac{A_c}{A}\right)$  est donné par la valeur suivant ;

$$\Delta\left(\frac{A_c}{A}\right) = \left[ \frac{1}{\left[ \frac{A_c}{A} \right]_1} \right] - 1$$

Tel que :

$$\Delta \left[ \frac{A_c}{A} \right]_1 = - \frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (\eta_0 - 2) + 5}{2 \cdot (4 \cdot K_{ac} - 1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[ \frac{4 \cdot K_{ac} \cdot (\eta_0 - 2) + 5}{4 \cdot K_{ac} - 1} \right]^2 + \frac{16 \cdot K_{ac} \cdot (\eta_0 - 1)}{4 \cdot K_{ac} - 1}}$$

Le facteur d'amélioration ( $n_1$ ) peut être déterminé à partir de nouveau rapport des sections

$\bar{a} = a + \Delta a$  Soit ;

$$\eta_1 = 1 + \bar{a} \left[ \frac{\frac{1}{2} + f(v_s, a)}{K_{ac} \cdot f(v_s, a)} - 1 \right]$$

L'influence de la profondeur est caractérisée, d'après l'auteur, par un facteur de profondeur (noté) voir figure (VII.1), donné par l'expression suivante :

$$f_d = \frac{1}{1 - y \left( \sum_1^n \frac{\sigma_{si}}{\sigma_0} \right)}$$

Avec :

$\sum_i^n \sigma_{si}$  : Désigne la somme des contraintes verticales régnant au milieu des couches de sol encaissant (couche i à n).

$\sigma_0$  : Est la contrainte apportée par l'ouvrage.

$Y$  : Désigne le facteur d'influence qui est directement donnée par l'abaque figure (VI.1)

$$\eta_2 = f_d \cdot \eta_1$$

$\eta_2$  : Le facteur de réduction des tassements avec prise en compte de l'expansion des colonnes ballastées et de l'effet de profondeur.

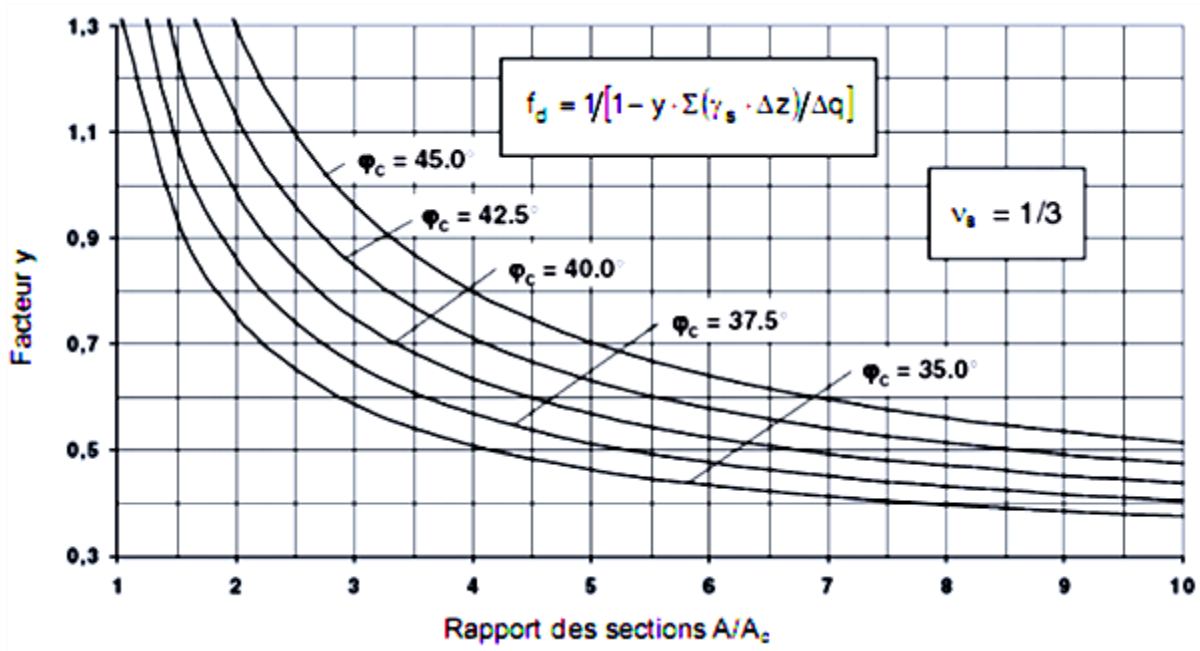


Figure VI.1 : Abaque donnant le facteur de profondeur en fonction du rapport des sections

$$\frac{A_c}{A} \text{ (Priebe, 1995).}$$

**VI.3. Application de la méthode Priebe (analytique) :**

Calcul de facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) :

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s}$$

$$\sigma_0 = 2.03 \text{ bars}$$

$$\sigma_s = 1.00 \text{ bars}$$

$$\rightarrow \beta = \frac{2.03}{1.00} = 2.03$$

Calcul de coefficient de substitution (a) :

$$\beta = 1 + a \left[ \frac{0.5 + f(v, a)}{K_{ac} \cdot f(v, a)} - 1 \right]$$

On remplace  $v = 1/3$  dans f on obtient :

$$f(v_s, a) = \frac{2-2a}{1+3a}$$

$$\rightarrow \beta = 1 + a \left[ \frac{5-a}{4 \cdot K_{ac} \cdot (1-a)} - 1 \right]$$

On obtient une équation de deuxième degré de forme :

$$xa^2 + ya + z = 0$$

#### Application numérique

$$\beta = 1 + a \left[ \frac{5-a}{4 \cdot K_{ac} \cdot (1-a)} - 1 \right]$$

$$K_{ac} = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c}{2}\right) \quad \rightarrow \quad \varphi_c = 38^\circ$$

$$K_{ac} = 0,238$$

$$\beta = 2.03$$

On a l'équation en fonction de coefficient substitution :

$$-a^2 + 104.75a - 28.42 = 0$$

Résolution de l'équation :

$$\sqrt{\Delta} = 104.36$$

$$a_1 = 0,195$$

$$a_2 = 104.55 > 1 ; \text{ (valeur à ne pas considérer).}$$

On prend  $a = 0.195$



$$\text{D'ou : } f(v_s, a) = \frac{2-2a}{1+3a}$$

$$\rightarrow f(v_s, a) = \mathbf{1.016}$$

$$1/a = A/A_c$$

$$A_{col} = \pi \times R^2 = \mathbf{0,502 \text{ m}^2}$$
 : surface d'une seule colonne

$$\frac{A_{col}}{A} = 0.195 \Rightarrow A = \frac{0.502}{0.195} = 2.57 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{A = 2.57 \text{ m}^2}$$

Calcul le nombre de colonne :

Soit  $n$  le nombre de colonnes sous le radier tel que :

$$n = \frac{A_{radier}}{A}$$

$\mathbf{A = 2.57 \text{ m}^2}$  : Aire totale d'une cellule unitaire (cellule de référence).

$\mathbf{A_{radier} = 586.16 \text{ m}^2}$  : Surface du radier.

$$n = \frac{586.16}{2.57} = 228.08$$

Donc :  $\mathbf{n = 228}$  colonnes sous le radier

$$\text{On a } m = \frac{A_{radier}}{n} = \frac{586.16}{228} = 2.57 \text{ m}^2$$

On opte pour un maillage carré ( $\mathbf{1.6 \times 1.6 \text{ m}^2}$ ) c'est-à-dire l'espacement entre colonnes doit être égale dans les deux directions.

#### VI.4. Détermination de la contrainte appliquée sur les colonnes ballastées :

$$\text{On a } : \beta = a \cdot n + (1 - a)$$

$$\text{d'ou } n = \frac{\beta - 1}{a} + 1$$

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \rightarrow \sigma_c = n \cdot \sigma_s$$

$n$  : Facteur de concentration des contraintes.

$\sigma_c$  : Contrainte transmise à la colonne

Application numérique :

$$n = 6,28$$

$$\sigma_c = 6,28 \text{ bars.}$$

On a  $\sigma_c < 8$  bar, d'après le DTU.13-2 est vérifiée.

#### **Vérification de la méthode de Priebe :**

La relation servant de vérification est la relation caractéristique du rapport des charges.

Donnée par :

$$\sigma_0 \cdot A = (\sigma_{col} \cdot A_{COL}) + \sigma_{sol} \cdot (A - A_{col})$$

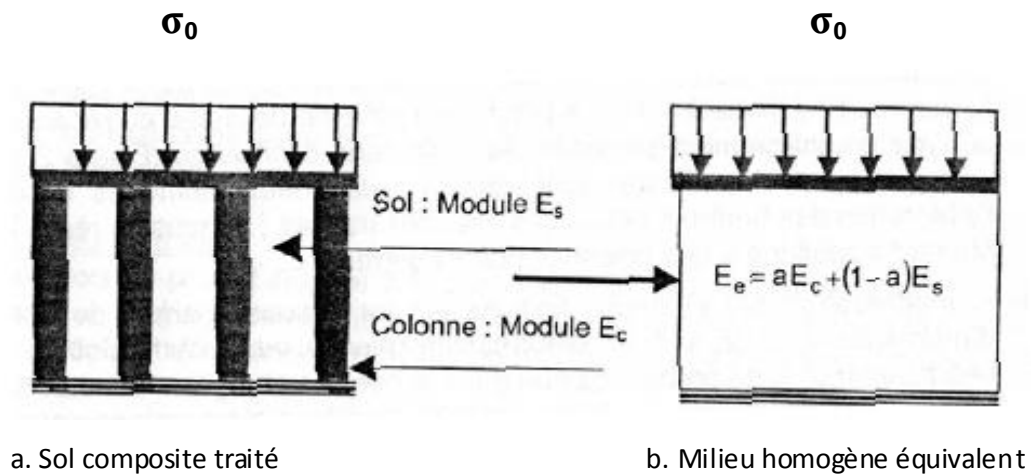
$$\sigma_0 \cdot A = 203 \times 2.57 = 521.71 \text{ KN}$$

$$\sigma_0 \cdot A = (\sigma_{col} \cdot A_{COL}) + \sigma_{sol} \cdot (A - A_{col}) = 628 \times 0.502 + 100 \times (2.57 - 0.502) = 522.06 \text{ KN}$$

On Remarque que les deux valeurs se rapprochent, donc le dimensionnement de réseau de colonnes par la méthode de « Priebe » est vérifié.

#### **VI.5. Méthode d'homogénéisation simplifiée :**

Cette méthode consiste à transformer le sol « composite » (sol+colonnes) en un milieu « homogène » équivalent, le milieu homogénéisé est caractérisé alors par les paramètres physiques et mécaniques équivalents.



**Figure VI.2** : Principe d'homogénéisation simplifiée

L'équilibre des efforts donne :

$$\sigma_0 = a \cdot \sigma_c + (1 + a) \cdot \sigma_s$$

Pour les fondations rigides :

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{E_c}{E_s}$$

$E_c$  : Module de Young de matériau constituant la colonne.

$E_s$  : Module élastique du sol.

Selon les auteurs, il est possible de déterminer un module équivalent [ $E_e$ ] :

$$E_e = a \cdot E_c + (1 - a) \cdot E_s$$

D'où :

La relation qui donne la valeur de tassement  $S_f$  sous la contrainte  $\sigma_0$  apportée par l'ouvrage est la suivante :

$$S_f = \frac{\sigma_0 \cdot L_c}{a \cdot E_c + (1 - a) \cdot E_s}$$

Application numérique :

Calcul du tassement du sol renforcé par colonnes ballastées, pour une contrainte de 2.03 bars, en utilisant la méthode d'homogénéisation simple.

Résultats des calculs sont dressés dans le tableau (VI.1) suivant :

couches	Epaisseur (m)	Type de sol	$E_s$ (bars)	$E_c$ (bars)	a	$E_{oed}$ (bars)	$E_{eq}$ (bars)	$S_f$ (cm)
01	0.00 - 3.00	Remblai	-	-	-	-	-	-
02	3.00-7.00	Argiles marneuses	54.03	600	0.195	73.01	160.49	1.25
03	7.00-11.00	Marnes argileuses	43.30	600	0.195	58.52	159.91	1.21
04	11.00-15.00	Marnes argileuses	46.64	600	0.195	63.03	154.55	1.14
05	15.00-19.00	Marnes argileuses	176.77	-	0.195	238.87	-	2.56
06	19.00-23.00	Marnes argileuses	185.60	-	0.195	250.82	-	2.06
07	23.00-27.00	Marnes argileuses	194.89	-	0.195	263.40	-	1.65
08	27.00-31.00	Marnes argileuses	204.63	-	0.195	276.53	-	1.34
09	31.00-35.00	Marnes argileuses	214.86	-	0.195	290.35	-	1.08
10	35.00-38.00	Marnes argileuses	225.61	-	0.195	304.87	-	0.663
$\Sigma S_f$								<b>12.95</b>

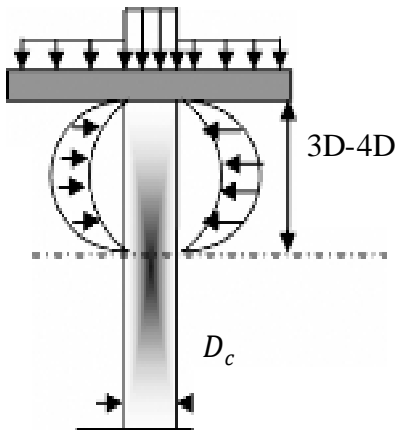
**Tableau VI.1 :** Tassement final ( $S_f$ ) sur une profondeur de 38m par la méthode d'homogénéisation.

Le tassement obtenu par la méthode d'homogénéisation est de **12.95 cm**

### VI.6. Mécanisme de rupture des colonnes ballastées [15] :

La capacité portante ultime d'une colonne ballastée dépend de sa configuration géométrique, la rupture peut se faire d'après Datye (1982) suivant trois mécanismes :

- ✓ rupture par expansion latérale (critère souvent dimensionnant),
- ✓ rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes),
- ✓ rupture par poinçonnement (colonnes flottantes).

a) Rupture par expansion latérale :

Par analogie aux conditions triaxiales, la contrainte de rupture effective  $q_{re}$  par expansion latérale est donnée en fonction de l'étreinte maximale latérale  $\sigma'_{hmax}$ , d'après Greenwood en 1970. Par ;

$$q_{re} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_{col}}{2} \right) \cdot \sigma'_{h,max}$$

**Figure VI.3 :** Vue d'une expansion latérale de colonne ballastée

Pour  $\varphi_c = 38^\circ \rightarrow q_{re} = 4 \cdot \sigma'_{hmax}$

Par l'essai préssiométrique :

$$\sigma'_{max} = \sqrt[n]{P_{L1} \cdot P_{L2} \dots P_{Ln}} = P_{le}^*$$

Où  $P_{le}^*$  est la pression limite nette équivalente

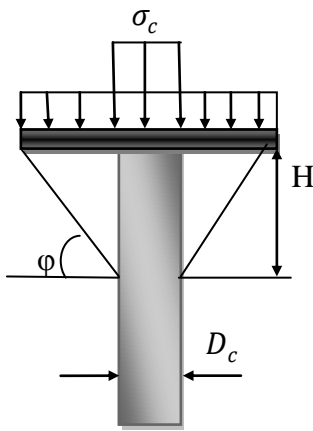
$$\sigma'_{hmax} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow q_{re1} = 4 \times 0,52 \rightarrow q_{re1} = 2,08 \text{ MPa}$$

La contrainte reprise en tête de la colonne ballastée qui est de 6.28 bars est inférieure à

$$q_{re} = \frac{2,08}{2} \text{ MPa} = 1,04 \text{ MPa}$$

Il s'agit là, de la seule vérification demandée par le DTU. 13-2

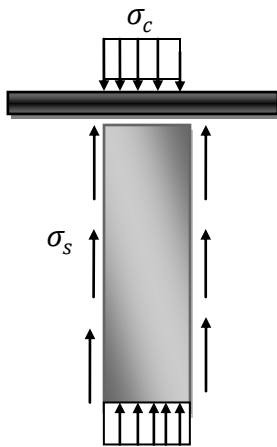
b) Rupture par cisaillement généralisé :

La profondeur minimale de la colonne admise par DTU.13-2 est de 8m. La rupture par cisaillement se produit lorsque la hauteur de la colonne est inférieure à  $4D$ .

On a la hauteur de la colonne égale à 16 m donc ;

$$4 \times 0.8 = 3.2 < 16 \quad \text{c'est vérifier, ce risque n'existe pas.}$$

**Figure VI.4 :** Vue d'un cisaillement généralisé de colonne ballastée.

c) Rupture par Poinçonnement (colonnes flottantes) :

La contrainte verticale régnant au sein de la colonne est maximale en tête de la colonne décroît en fonction de la profondeur (Soyez, 1985). Dans un milieu caractérisé par la cohésion non drainée  $C_u$ , la contrainte verticale de rupture vis – à – vis du poinçonnement est Calculée selon la formule suivante ;

$$q_{rp} = 9.C_u + L_c.(2C_u/R_c - \gamma_c)$$

**Figure VI.5 :** Vue d'un poinçonnement de colonne ballastée.

$\gamma_c = 21 \text{ KN/m}^3$  : poids volumique de la colonne.

$L_c = 16\text{m}$  : longueur de la colonne.

$R_c = 0.4\text{m}$  : rayon de la colonne.

$C_u = 0.3$  extrait à partir de l'essai au laboratoire (rapport de sol)

D'où :

$$q_{rp} = 9 \times 0.03 + 16000 \cdot (2 \times 0.03 / 400 - 0.021)$$

$$q_{rp} = 2.67 \text{ Mpa}$$

Il existe une longueur minimale ( $L_{min}$ ) de colonne pour que le poinçonnement soit évité :

$$L_{min} = \frac{1}{2} R_{col} \left( \frac{\sigma_{uo}}{C_u} - 9 \right)$$

$\sigma_{uo}$  : Contrainte verticale, qui est appliquée en tête de la colonne ;

$C_u$  : Cohésion apparente.

$C_u = 0.3$  bars : pris à partir des essais de laboratoire.

$$L_{min} = \frac{1}{2} 0,4 \left( \frac{2 * 628}{30} - 9 \right) = 6.57 \text{ m}$$

La rupture par poinçonnement est vérifiée, car  $L_c \geq L_{min}$

### VI.7. Contrainte admissible dans les colonnes à l'ELS :

La contrainte verticale admissible  $q_a$  dans la colonne est obtenue par application d'un coefficient de sécurité de 2 sur la contrainte verticale de rupture (DTU. 13-2).

La contrainte admissible retenue est la plus petite des valeurs 0.8 Mpa (valeur plafonnée par la norme (NF P11 212, DTU. 13-2) et contrainte admissible calculée  $q_a$ , soit :

$$q_a = \text{Min} (0.8 \text{ Mpa}, q_r / 2).$$

$$\text{Avec : } q_r = \text{min} (q_{rp}, q_{re}).$$

Application numérique :

$$q_r = \text{min} (2.08, 2.67) = 2.08 \text{ Mpa.}$$

$$q_a = \text{min} (0.8 \text{ Mpa}, 2.08/2) = 0,8 \text{ Mpa.}$$

La contrainte en tête de la colonne ballastée est admissible.

## VI.8. Calcul des incréments de tassement sous l'effet des phases de construction de l'ouvrage

### VI.8.1. Méthode de Priebe :

Le calcul du tassement est réalisable de façon précise, sous des couches homogènes, traversées par les colonnes ballastées, elles sont caractérisées par les modules de déformation du sol ( $E_{si}$ ), le tassement du sol après le traitement est donné par (Priebe, 1995) :

$$\Delta H = \sum_i^n \frac{\sigma_{oi}(z) \cdot L_{ci}}{n_{2i} \cdot E_{si}}$$

$\sigma_{oi}(z)$  : Contrainte apportée par la fondation à la profondeur de calcul.

$L_{ci}$  : Longueur de la colonne traversant la couche (i).

$n_2$  : Facteur d'amélioration qui tient compte de la compressibilité de la colonne et l'influence de la profondeur.

#### a) Caractéristiques géotechniques des colonnes ballastées

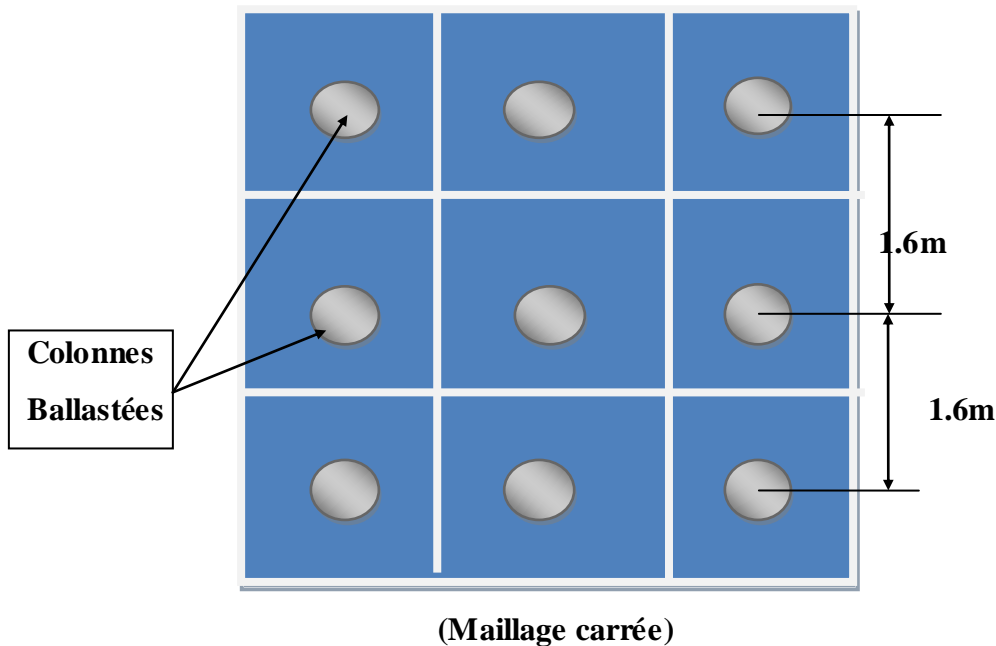
Les valeurs usuelles prises en compte sont les suivantes :

- ✓ module d'Young :  $E_{col} = 60 \text{ MPa}$
- ✓ angle de frottement interne :
  - Matériau roulé :  $\varphi'_{col} = 38^\circ$
- ✓ coefficient de Poisson :  $\nu'_{col} = 1/3$
- ✓ poids volumique des matériaux en place, saturé :  $\gamma_{col} = 21 \text{ kN/m}^3$

Données sur le renforcement :

- Maillage :  $1,6m \times 1,6 m$ .
- A :  $2,57 \text{ m}^2$ .
- $A_{radier}$  :  $629.3 \text{ m}^2$ .
- $A_{col}$  :  $0,502 \text{ m}^2$ .
- $1/a$  :  $5.13$
- Longueur des colonnes :  $16 \text{ m}$
- Cohésion colonnes :  $c \hat{=} 0$





**Figure VI.6 :** Disposition des colonnes ballastées sous le radier.

### VI.8.2. Calcul des contraintes par la méthode de Boussinesq :

Pour déterminer les contraintes dans des massifs de sol, on utilise des résultats obtenus par **Boussinesq** qui pose les hypothèses suivantes :

- Milieu de sol non pesant, soumis à l'action d'une force verticale.
- Milieu élastique, non pesant sans aucune force de volume, isotrope et homogène.
- Massif au milieu limité à sa partie supérieure par un plan horizontal.
- Un domaine à 3D semi-infini.

La contrainte verticale due à la charge concentrée est donnée par la solution de **Boussinesq**.

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi z^2} \cdot \cos \theta^s = \frac{3p}{2\pi} \cdot \left( \frac{z^3}{p^5} \right)$$

On constate que pour la contrainte normal ( $\sigma_z$ ) sur une facette horizontale est indépendante des propriétés élastiques du milieu (coefficient de poisson  $\nu$ , module de Young  $E$ ).

a) Cas d'une surface rectangulaire :

La contrainte verticale au sein d'un massif à la verticale au sommet d'une zone rectangulaire uniformément est donnée par la formule :

$$\Delta\sigma' = 4.I.q$$

- Calcul de tassement tel que la longueur de la colonne est de 16 m :

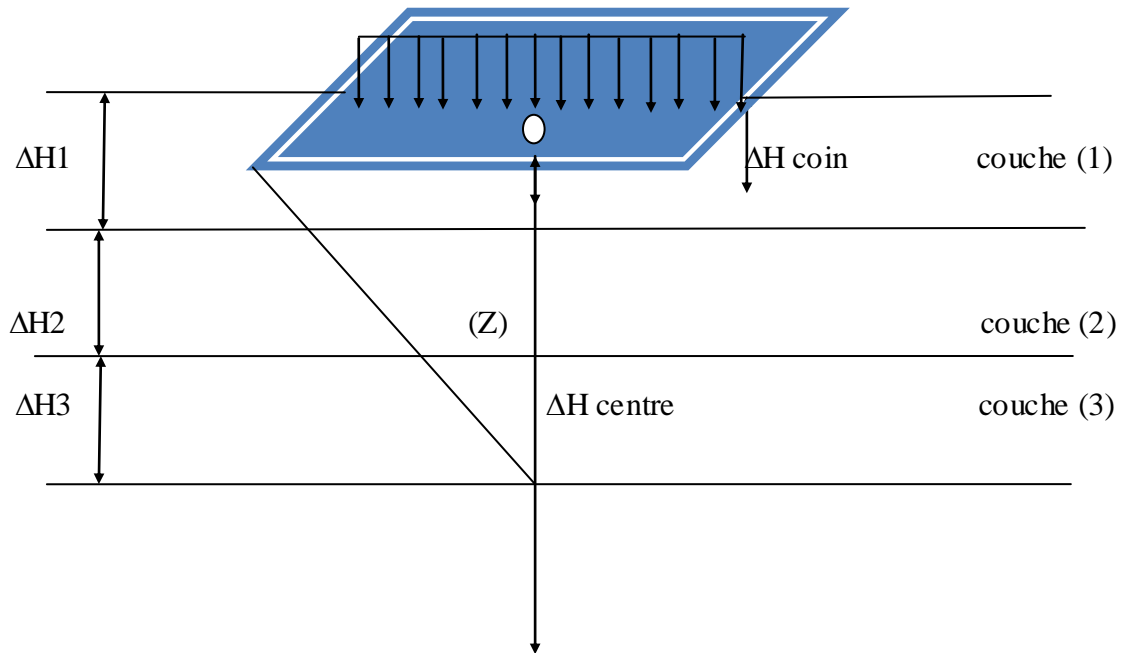


Figure VI.7 : Schéma de la distribution des contraintes.

### VI.8.3. Calcul du tassement :

#### VI.8.3.1. Formule empirique de Buisman :

Le module oedométrique ( $E_{oed}$ ), est relié à la résistance en pointe du cône CPT par la relation de Buisman suivante :

$$E_{oed} = \alpha' \cdot q_{cmoy}$$

$\alpha'$  : Coefficient rhéologique du sol, tel que :  $3,00 \leq \alpha' \leq 5,00$  (d'après Bachelier et Parez)

On est en présence de sol de type argiles plastiques, on prend :  $\alpha' = 3,5$  (voir annexe 3)

$q_{cmoy}$  : Résistance en pointe moyenne

$$q_{cmoy} = \frac{\sum q_{ci}}{n_i}$$

$$v = 0,30 \text{ et } E'_s = \frac{(1+v) \cdot (1-2v)}{(1-v)} = 0,74 E_{oed}$$

$E'_s$  : Module d'élasticité drainé

$$E'_s = 0,74 E_{oed} \quad (\text{Donnée par Phillipponnat, 2006})$$

Les résultats des calculs sont dressés dans le tableau (VI.2) suivant :

couches	Epaisseur (m)	Type de sol	$q_{c\text{ moy}}$ (bars)	$\alpha$	$E_{oed}$ (bars)	$E_s$ (bars)
01	0.00 - 3.00	Remblai	-	-	-	-
02	3.00-7.00	Argiles marneuses	20.86	3.5	73.01	54.03
03	7.00-11.00	Marnes argileuses	16.72	3.5	58.52	43.30
04	11.00-15.00	Marnes argileuses	18.01	3.5	63.03	46.64
05	15.00-19.00	Marnes argileuses	68.25	3.5	238.87	176.77
06	19.00-23.00	Marnes argileuses	71.66	3.5	250.82	185.60
07	23.00-27.00	Marnes argileuses	75.24	3.5	263.40	194.89
08	27.00-31.00	Marnes argileuses	79.01	3.5	276.53	204.63
09	31.00-35.00	Marnes argileuses	82.96	3.5	290.35	214.86
10	35.00-38.00	Marnes argileuses	87.11	3.5	304.87	225.61

**Tableau VI.2 :** Module ( $E_{oed}$ ) à partir du CPT (méthode Buissman).

### VI.8.3.2. Calcul de tassement au centre du radier :

Application numérique :

$$\Delta\sigma' = 4.I.q$$

I : Coefficient d'influence donné sur (voir annexe 5)

q : Contrainte transmise par la fondation.

D'où :

$$\frac{L}{B'} = 2.07, \quad \frac{z}{B'} = 0.16 \quad \text{pour } z = 2\text{m} \quad \rightarrow I = 0.248$$

$$\Delta\sigma' = 4 \times 2.03 \times 0.248$$

$$\Delta\sigma' = 2.013 \text{ bars}$$

**Tableau VI.3** : Résultats des tassements calculés au centre de la surface du radier

Profondeur (m)	3.00-7.00	7.00-11.00	11.00-15.00	15.00-19.00	19.00-23.00	23.00-27.00	27.00-31.00	31.00-35.00	35.00-38.00
épaisseur (m)	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	3,00
Z (m)	2.00	6.00	10.00	14.00	18.00	22.00	26.00	30.00	33.50
I	0,248	0,239	0,217	0,188	0,159	0,134	0,114	0,097	0,084
$\sigma_s$ (bars)	0.5	0.9	1.3	1.7	2.1	2.6	3.00	3.40	3.8
$\Delta\sigma$ (bars)	2,013	1,940	1,762	1,526	1,291	1,088	0,925	0,787	0,682
$E_s$ (bars)	11.10	13.85	12.86	3.39	3.23	3.08	2.93	2.79	2.66
$E_c/E_s$	0.43	0.34	0.35	1.91	1.94	2.03	2.18	2.38	1.78
$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$	0.180	0.183	0.183	0.142	0.142	0.140	0.137	0.133	0.145
$\frac{A_c}{A}$	0.180	0.183	0.183	0.142	0.142	0.140	0.137	0.133	0.145
$n_1$	4.243	4.242	4.243	4.245	4.245	4.245	4.245	4.245	4.244
$\gamma$	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
$f_d$	1.142	1.302	1.584	2.256	5.355	-	-	-	-
$n_2$	4.844	5.524	6.722	9.578	22.733	-	-	-	-
$E_{oed}$ (bars)	-	-	-	238.87	250.82	263.36	276.53	290.35	304.87
$\Delta H$ (cm)	3.08	3.10	2.12	2.46	2.00	1.59	1.29	1.05	0.640
$\Delta H_T$ (cm)	8.30			9.03					
$\Delta H_{Total}$ (cm)	17.33								

Le tassement total au centre du radier est de **17.33 cm** à une profondeur de **38 m**.

### VI.8.3.3. Calcul du tassement au coin du radier :

Pour le calcul de la contrainte en un point loin de centre verticale (au coin de la surface rectangulaire uniformément chargée), il existe des abaques basés sur la méthode des facteurs d'influence (voir annexe 6).

La contrainte verticale en un point situé à une profondeur  $z$  due à une charge uniformément répartie sur une surface rectangulaire est donné par :

$$\Delta\sigma' = I \cdot q$$

$I(m, n)$  : la contrainte en pourcentage de pression de contact.

$q$  : Contrainte transmise par la fondation.

Application numérique :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = \frac{B}{Z} = \frac{24.64}{6} = 4.11 \\ m = \frac{L}{Z} = \frac{25.54}{6} = 4.26 \end{array} \right. \quad \text{Pour } Z = 6\text{m}$$

→  $I = 0.247$  (Voir annexe 6)

→  $\Delta z = 0.247 \times 2.03 = 0.501 \text{ bars}$

Tableau VI.4 : Résultats du tassement calculé au coin de la fondation

Profondeur (m)	3.00-7.00	7.00-11.00	11.00-15.00	15.00-19.00	19.00-23.00	23.00-27.00	27.00-31.00	31.00-35.00	35.00-38.00
épaisseur (m)	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	4,00	3,00
Z (m)	2.00	6.00	10.00	14.00	18.00	22.00	26.00	30.00	33.50
I	0,249	0,247	0,240	0,230	0,205	0,190	0,170	0,150	0,140
$\sigma_s$ (bars)	0,40	0,80	1,20	1,60	2,00	2,40	2,80	3,20	3,60
$\Delta\sigma$ (bars)	0.505	0.501	0.487	0.466	0.416	0.385	0.345	0.304	0.284
$E_s$ (bars)	54.03	43.30	46.64	176.77	185.60	194.88	204.63	214.86	225.60
$E_c/E_s$	11.10	13.85	12.86	3.39	3.23	3.08	2.93	2.79	2.66
$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$	0.43	0.34	0.35	1.91	1.94	2.03	2.18	2.38	1.78
$\frac{A_c}{A}$	0.180	0.183	0.183	0.142	0.142	0.140	0.137	0.133	0.145
$n_1$	3.71	3.70	3.70	3.85	3.85	3.86	3.87	3.88	3.84
$E_{oed}$ (bars)	-	-	-	238.87	250.82	263.36	276.53	290.35	304.87
$\gamma$	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
$f_d$	1.98	9.75	-	-	-	-	-	-	-
$n_2$	7.34	36.1	-	-	-	-	-	-	-
$\Delta H$ (cm)	0.50	0.128	8.25	0.781	0.663	0.586	0.499	0.419	0.279
$\Delta H_T$ (cm)	8.88			3.23					
$\Delta H_{Total}$ (cm)	12.11								

Le tassement total au coin du radier est de 12.11 **cm** à une profondeur de **38**.

- Pour les argiles, on trouve 40mm de différentiel maximal (Skempton et MacDonald). En ce qui concerne le tassement total, la limite est de :
  - ✓ 65 mm pour les fondations isolées.
  - ✓ 65 à 100 mm pour les radiers.

L'Eurocode 7-1 (1994), préconise les mêmes limites que Terzaghi et Peck et indique « les plus grands tassements totaux et différentiels peuvent être admis si les tassements totaux ne provoquent pas de problèmes aux réseaux liés à l'ouvrage, et de basculement, etc.... ».

**Remarque :**

- 1) La contrainte verticale sous le centre de la fondation est presque le double de la contrainte qui s'exerce sous le coin.
- 2) Le traitement de sol à 38m de profondeur (domaine d'influence), diminue le tassement de 61.68 % par rapport au sol non traité.

**Conclusions et discussions des résultats :**

- Le dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.
- Le tassement est calculé en prenant en compte les dimensions réelles de la fondation (distribution des contraintes sur la profondeur d'influence) et les caractéristiques géotechniques du sol ( $E$ ,  $q_c$ , ...).
- L'implantation des colonnes ballastées dans le site étudié à 16 m de profondeur tel que le domaine d'influence se situe aux environs de 38 à 40 m, conduit à supporter les déformations (tassements différentiels, absolus) et à éviter la déstabilisation de la fondation.





## VII. Caractérisation des matériaux et essais de contrôle chantier

### VII.I. Introduction

C'est dans le cadre de la réalisation des colonnes ballastées par la l'entreprise Keller FS que notre stage de fin d'étude s'est déroulé, sur le chantier, situé cite Tobal - Bejaïa.

Lors de notre stage, nous avons assisté à l'exécution des colonnes ballastées, cette méthode a pour but de conférer au sol de nouvelles propriétés mécaniques capables d'assurer la pérennité de l'ouvrage tout en ayant pour fondation des semelles superficielles. Le drainage des sols fins en cas de séisme est aussi un point fort de cette technique.

Le diamètre des colonnes ballastées s'adopte automatiquement à la compressibilité du sol, ainsi le diamètre moyen dans notre site est compris entre 0,65 à 0,85 cm et une profondeur qui varie entre 11 à 17,5 m.

Une fois les travaux exécutés, des essais in situ ont été réalisés pour contrôler les colonnes ballastées. Le pénétromètre dynamique est une possibilité rapide pour vérifier la compacité et la continuité de la colonne ballastée. Pour que les essais soient représentatifs du nombre de colonnes exécutées, un essai sur 50 colonnes doit être envisagé. Des essais de chargement peuvent être entrepris sur une (01) colonne ou un groupe de colonnes.

La campagne de contrôle a été menée en collaboration avec le laboratoire des travaux publics de l'est (L.T.P.E), les essais de contrôle réalisés sont :

- Contrôle des matériaux qui arrivent sur le chantier (matériaux d'apport) : nature, granulométrie...etc. en effectuant un certains nombre d'essais (analyse granulométrique, Los Angeles, Micro-Deval ... etc.).

-20 essais en pénétromètres dynamique lourd (PDL).

-01 essai de chargement d'une colonne isolée.

### VII.2. Essai granulométrique :

#### VII.2.1. Définition :

On appelle granulats un ensemble de grains minéraux, de dimensions comprises entre 0 et 125 mm, de provenance naturelle ou artificielle, destinés à la confection :

- Des mortiers, des bétons,
- Des couches de fondation, des couches de base et de roulement des chaussées,
- Des assises et des ballasts de voies ferrées.

Les granulats sont appelés fillers, sablons, sables, gravillons, graves ou ballast suivant leurs dimensions.

### VII.2.2. Classe granulaire :

Un granulat est caractérisé du point de vue granulaire par sa classe d/D.

- Le premier désigne le diamètre minimum des grains d et le deuxième le diamètre maximum D.
- Lorsque d est inférieur à 0.5 mm, le granulat est désigné 0/D.
- Si un seul chiffre est donné, c'est celui du diamètre maximum D exprimé en mm.

Il existe cinq classes granulaires principales caractérisées par les dimensions extrêmes d et D des granulats rencontrées (Norme NFP18-101):

- Les fines                    0/D avec  $D \leq 0,08$  mm,
- Les sables                 0/D avec  $D \leq 6,3$  mm,
- Les gravillons            d/D avec  $d \geq 2$  mm et  $D \leq 31,5$  mm,
- Les cailloux                d/D avec  $d \geq 20$  mm et  $D \leq 80$  mm,
- Les graves                 d/D avec  $d \geq 6,3$  mm et  $D \leq 80$  mm,

#### VII.2.2.1. objectif

L'analyse granulométrique consiste à déterminer la distribution dimensionnelle des grains constituant un granulat dont les dimensions sont comprises entre **0,063** et **125 mm**.

On appelle :

Refus sur un tamis : la quantité de matériau qui est retenue sur le tamis.

**Tamisât** (ou **passant**) : la quantité de matériau qui passe à travers le tamis.

#### VII.2.2.2. Principe d'essai :

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes.

· Les masses des différents refus et tamisats sont rapportées à la masse initiale du matériau. Les pourcentages ainsi obtenus sont exploités sous forme graphique.

##### a- Matériel utilisé

- Les dimensions de mailles et le nombre de tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue.
- La norme actuelle (EN 933-2) préconise, pour l'analyse granulométrique, la série de tamis

suivante en (mm): **0.063, 0.125, 0.25, 0.50, 1, 2, 4, 8, 16, 31.5, 63, 125.**

**b- Résultats**

- Peser le refus du tamis ayant la plus grande maille : soit  $R_1$  la masse de ce refus.
- Poursuivre la même opération avec tous les tamis de la colonne pour obtenir les masses des différents refus cumulés ...
- Les masses des différents refus cumulés  $R_i$  sont rapportées à la masse totale de l'échantillon  $m_1$ .
- Les pourcentages de refus cumulés ainsi obtenus, sont inscrits sur la feuille d'essai. Le pourcentage des tamisats cumulés sera déduit.

**VII.2.2. 3. Tracé de la courbe granulométrique :**

Il suffit de porter les divers pourcentages des tamisats cumulés sur une feuille semi-logarithmique :

- En abscisse : les dimensions des mailles, échelle logarithmique
- En ordonnée : les pourcentages sur une échelle arithmétique.
- La courbe doit être tracée de manière continue.

**Interprétation des courbes :**

La forme de la courbe granulométrique obtenue apporte les renseignements suivants :

- Les dimensions **d** et **D** du granulat,
- La plus ou moins grande proportion d'éléments fins,
- La continuité ou la discontinuité de la granularité.

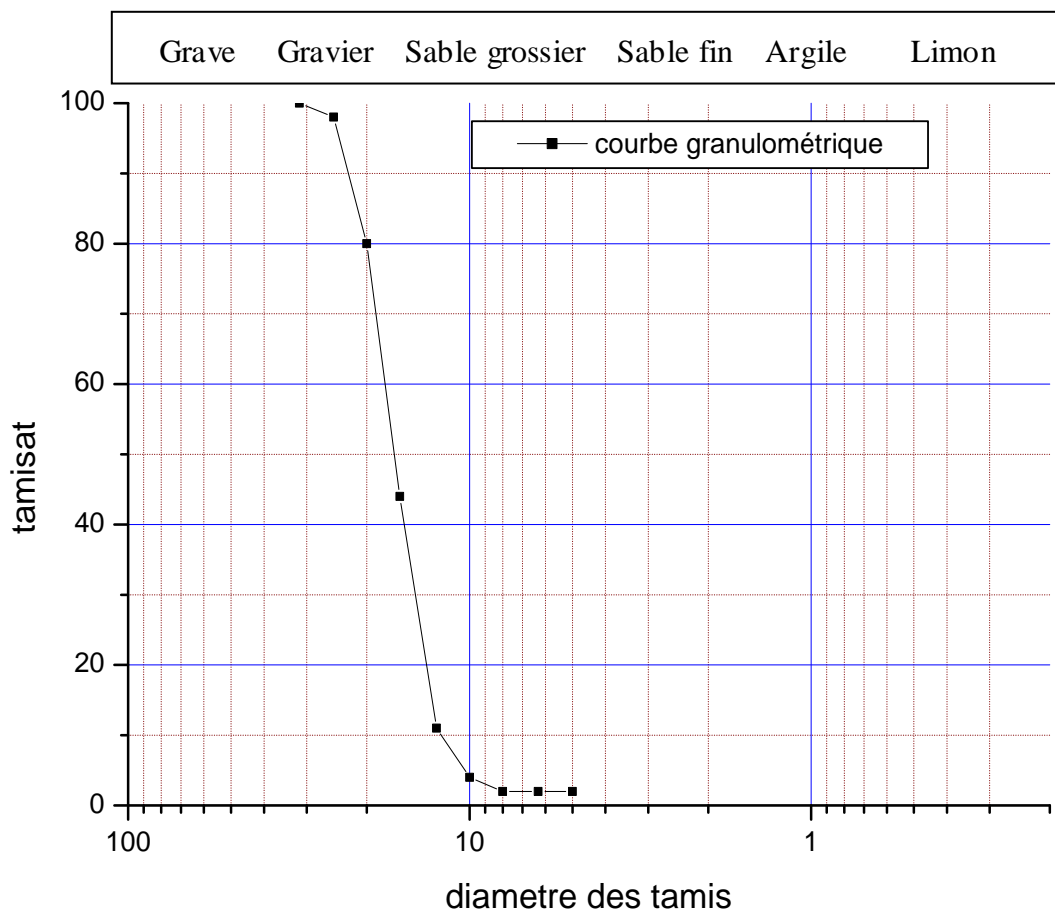
### VII.2.3 Application

On a effectuée une analyse granulométrique pour le matériau ballast roulé selon la norme (EN 933-1) et les résultats sont présentés dans le tableau (VI.1) suivant :

Echantillon	Pourcentage des Passant au Tamis (%)							
	Tamis (mm)							
Gravillon 15/25	31.5	25	20	16	12.5	10	8	6.3
	100	98	80	44	11	4	2	2

**Tableau VII .1 :** Analyse granulométrique de gravillon 15/25.

La figure (VII.1) illustre la courbe granulométrique du ballast utilisé.



**Figure VII.1 :** Courbe granulométrique de gravier (ballast) 15/25.

### VII.3. Essai Micro Deval (NF EN 1097-1)

#### VII.3.1. Principe :

L'essai Micro-Deval permet de déterminer la résistance à l'usure d'un échantillon de granulat.

Le coefficient Micro-Deval obtenu est le pourcentage de l'échantillon initial passant au tamis de 1.6 mm après usure par rotation dans un cylindre en présence de bille d'acier inox et d'eau.

Plus le pourcentage d'usure est bas, plus l'échantillon est résistant à l'usure.

#### VII.3.2. Appareillage :

En plus des appareillages usuels de laboratoire (tamis de 1.6, 6.3, 8, 10, 12.5, 14 mm, éprouvette graduée, étuve, balance...) il convient de disposer de :

- Cylindre d'essai ; de 1 à 4 cylindre ayant un diamètre de  $(200 \pm 1)$  mm et de longueur intérieure de  $(154 \pm 1)$  mm.

Les cylindres doivent être étanches à l'eau et ne présenter aucune aspérité intérieure, l'étanchéité étant assurée par un joint.

Ces cylindres, posés sur deux supports horizontal, doivent être entraînés par :

- Un moteur assurant une rotation de  $(100 \pm 5)$  tours par minute. Ce moteur est doté d'un compte tours qui lui permet de s'arrêter automatiquement au bout de 12000 tours, c'est à dire au bout de 2 heures.

-Billes d'inox de  $(10 \pm 0.5)$  mm.

#### VII.3.3. Mode opératoire :

Pour cet essai, préparer par lavage et tamisage les masses des fractions suivantes, en rajoutant la masse de bille indiquée :

coupure granulaire	350 grammes de la fraction :	150 grammes de la fraction :	masse de bille
10/14	10/12.5	12.5/14	5000
11.2/16	11.2/14	14/16	5400
8/11.2	8/10	10/11.2	4400
6.3/10	8/10	6.3/8	4000
4/6.3	5/6.3	4/5	2000

**Tableau VII.2:** Masse et fraction autorisées par FD P18-663

Note : Suivant ce tableau (VII.2), pour un gravillon donné, quel que soit la coupure granulaire, le coefficient Micro-Deval sera identique.

Dans la réalité, le  $M_{DE}$  obtenue varie suivant la coupure, il est donc conseillé de prendre toujours la même fraction pour pouvoir comparer les résultats.

Mettre la prise d'essai, la masse de bille d'inox (servant de charge abrasive) et compléter avec (2.5 +/- 0.05) l d'eau par cylindre.

Pour chaque essai, il est demandé de préparer deux cylindres identiques.

Mettre à tourner pendant 12000 tours; séparer l'échantillon obtenu des billes d'acier (par exemple à l'aide d'un aimant) et laver les granulats restant au tamis de 1.6 mm en éliminant tous le passant à ce tamis.

Sécher et peser le refus à 1.6 mm.

#### VII.3.4. Calcul du $M_{DE}$ :

Calculer alors le coefficient  $M_{DE}$  pour chaque cylindre (Micro-Deval en eau, par opposition au Micro-Deval à sec  $M_{DS}$  utilisé dans certaines normes) de cette façon :

$$M_{DE} = \frac{M - m'}{M} \times 100$$

Avec :

M : Masse de l'échantillon est égale à 500g.

m' : Masse du refus à 1.6 mm (poids final).

La valeur du  $M_{DE}$  à utiliser, arrondi à l'entier le plus proche, est la moyenne des deux essais.

### Résultats obtenus :

Après avoir effectué l'essai selon la norme (EN 1097-1); nous avons obtenu les résultats suivants :

$M = 500\text{g}$  et  $m' = 393\text{g}$

$$M_{DE} = \frac{500 - 393}{500} \times 100 = 21\%$$

Alors on trouve le coefficient  $M_{DE}$  égale à 21%

## VII.4. Essai Los Angeles (NF EN 1097-2)

### VII.4.1. Principe :

L'essai Los Angeles est utilisé pour déterminer la résistance à la fragmentation d'un échantillon de granulat.

Le coefficient Los Angeles obtenu est le pourcentage de l'échantillon initial passant au tamis de 1.6 mm après fragmentation dans un cylindre en présence de boulets d'acier.

Plus le pourcentage Los Angeles (noté LA) est bas, plus l'échantillon est résistant à la fragmentation.

### VII.4.2. Appareillage :

En plus des appareillages usuels de laboratoire (tamis de 1.6, 6.3, 8, 10, 12.5, 14 mm, étuve, balance...) il convient de disposer de :

- Machine Los Angeles, composée d'un cylindre et d'un moteur.

Le cylindre mesure à l'intérieur (508 +/- 5) mm et a un diamètre de (711 +/- 5) mm et fabriqué avec une tôle de 12 mm d'épaisseur.

Le moteur doit permettre d'entraîner ce cylindre à une vitesse comprise entre 31 et 33 tours par minute et être équipé d'un compte tours permettant un arrêt automatique après 500 tours.

- Boulets d'acier de diamètre compris entre 45 et 49 mm et de masse comprise entre 400 et 445 g

#### VII.4.3. Mode opératoire :

Pour cet essai, préparer par lavage et tamisage les masses des fractions suivantes, en rajoutant le nombre de boulets indiqués.

coupure granulaire	3500 g de la fraction :	1500 g de la fraction :	nombre de boulets :
10/14	10/12.5	12.5/14	11
11.2/16	11.2/14	14/16	12
8/11.2	8/10	10/11.2	10
6.3/10	8/10	6.3/8	9
4/6.3	5/6.3	4/5	7

**Tableau VII.3:** Masse et fraction autorisées par FD P18-663

Note : Suivant ce tableau (VII.3), pour un gravillon donné, quel que soit la coupure granulaire, le coefficient Los Angeles sera identique.

Dans la réalité, le coefficient LA obtenu varie suivant la coupure, il est donc conseillé de prendre toujours la même fraction pour pouvoir comparer les résultats.

Mettre la prise d'essai et les boulets et mettre à tourner pendant 500 tours.



Recueillir et laver les granulats restant au tamis de 1.6 mm en éliminant tous le passant à ce tamis.

Sécher et peser le refus à 1.6 mm.

#### Résultats de l'essai (LA) :

Le coefficient (LA) est donné par la formule :

$$LA = \frac{M - m'}{M} \times 100$$

Avec :

M : Masse d'échantillon qui égale à 5000g.

m' : Masse du refus à 1.6 mm (poids final).

#### VII.4.4. Calcul du coefficient LA :

Après avoir effectué l'essai selon la norme (EN 1097-2) nous avons obtenu ces résultats suivants :

$$M = 5000\text{g et } m' = 4150\text{g}$$

$$LA = \frac{5000 - 4150}{5000} \times 100 = 17\%$$

Alors on trouve le coefficient (LA) égale à 17 %

#### VII.5. Analyse et discussion des résultats :

On peut résumer les résultats des essais qu'on a effectués sur notre matériau d'apport (gravillon 15/25) dans le tableau suivant :

Nom d'essai	Classe Granulaire	Micro-Deval	Los Angeles
	Dimensions de ballast (mm)	Coefficient $M_{DE}$ (%)	Coefficient LA (%)
<b>Résultats</b>	15-25	21	17

**Tableau VII. 4 :** Caractéristiques du matériau d'apport.

Selon la recommandation sur la conception, le calcul, L'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous Bâtiment et sous ouvrages sensibles au tassement (version 2005) Page 6, impose que les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- $LA < 35$
- $M_{DE} < 30$
- $LA + M_{DE} < 60$

**Vérification de notre matériau d'apport :**

- $LA = 17 < 35$
- $M_{DE} = 21 < 30$
- $LA + M_{DE} = 38 < 60$

**Conclusion :**

D'après les résultats obtenus, on peut conclure que les caractéristiques de notre matériau d'apport vérifient les caractéristiques minimales demandées par les règles et recommandations sur les colonnes ballastées.

## VII.6. Contrôle des colonnes ballastées :

### VII.6.1. Contrôles en cours d'exécution : enregistrement de paramètres [11]

Les vibreurs de l'entreprise Keller sont équipés d'un ordinateur embarqué appelé « M4 », cet appareil renseigne l'opérateur de la machine sur :

- La profondeur de l'outil en mètre ;
- La consommation électrique de l'outil vibrant en Ampère ;
- La pression statique apportée par le treuil en bar ;
- Le débit de coulis éventuellement (Colonne ballastée injectée).

Tous ces paramètres sont imprimés en continu lors de la réalisation des colonnes ballastées.

### VII.6.2 Pénétromètre dynamique :



Un essai de pénétromètre dynamique doit être réalisé pour 50 colonnes (DTU. 13-2), il a pour but de vérifier la continuité et la compacité de la colonne. La valeur de la résistance en pointe ( $R_p$ ) doit être de 15 MPa au minimum. Pour cela, on compte le nombre de coups nécessaire pour que le train de tige puisse descendre de 20 cm. En fonction du poids du mouton et de la hauteur de chute, on peut ainsi déterminer la résistance en pointe ( $R_p$ ).

Figure VII.2 : Vue d'un pénétromètre dynamique.

### VII.6.3. Essai de chargement :

C'est un essai de chargement effectué sur une colonne ballastée à l'aide d'une plaque rigide circulaire. Il consiste à contrôler la capacité portante d'une colonne et à mesurer l'enfoncement de la plaque sous l'application de charges statiques (1,5 fois la charge de service) suivant un programme de chargement imposant les charges [15].

## VII.7. Exécution des essais :

### VII.7.1. Descriptif des essais

Un essai de chargement a été réalisé le 15/02/2012.

Le dispositif de mise en charge est constitué par un vérin hydraulique double effet dont la force et le déplacement doivent évidemment être compatibles avec la charge finale de l'essai et l'enfoncement maximal. Il est intercalé entre le « système de réaction ». Ce vérin est actionné par une pompe.

Notons qu'un lit de sable est mis en place entre la plaque et la tête de colonne afin de garantir une parfaite répartition des contraintes.

Le système de réaction peut être, soit un système d'ancrage, soit un massif poids. Dans notre cas, un engin de chantier de poids suffisant a été utilisé pour faire office de système de réaction.

Les tassements sont mesurés en 3 ou 4 points de la plaque à l'aide de comparateurs (indicateurs de précision au 100<sup>ème</sup> de millimètre), Chaque palier de chargement est contrôlé au moyen d'un manomètre à pression d'huile.

Grâce à une pompe hydraulique reliée directement au manomètre, on assure une charge constante pour chaque palier.

La colonne ballastée à tester est choisie de concert avec le maître de l'ouvrage et le contrôleur technique (CTC).

Ci-dessus, une photo qui illustre un essai de chargement d'une colonne ballastée :



**Figure VII.3 :** Dispositif d'essai de chargement d'une colonne isolée

**VII.7.2. Charge appliquée :**

La charge maximale à appliquée est de 150% de la charge de service  $Q_N$ , soit environ 53.5t en principe il s'agit de la charge admissible ( $Q_{ELS}$ ), d'une colonne ballastée à l'ELS conformément au DTU 13.2 et aux recommandations COPREC.

**VII.7.3. Paliers de chargement :**

- Préchargement de 0 à **0,25  $Q_N$**  maintenu pendant 15 minutes et déchargement rapide pour vérifier le bon fonctionnement du système et pour supprimer les défauts de contact entre le massif et la tête de colonne.
- Chargement de 0 à **1,5  $Q_N$**  par 6 paliers égaux de **0,25  $Q_N$** ,
- Chaque palier est maintenu constant pendant 60 minutes.
- Pour chaque palier, les lectures des déformations sont faites aux temps suivants :
  - Toutes les minutes entre 1 et 5 minutes,
  - Toutes les 5 minutes entre 5 et 30 minutes,
  - Toutes les 15 minutes entre 30 et 60 minutes.
- Déchargement par paliers de **0,25  $Q_N$**  tonnes, maintenus pendant 5 minutes avec lectures toutes les minutes.

Les paliers de chargement peuvent être raccourcis à 30 minutes voire moins si l'on obtient rapidement une déformation stabilisée. La déformation est dite « stabilisée » lorsque la vitesse d'enfoncement n'excède pas 0,02 mm/min.

**VII.7.4. Résultats et analyse de l'essai de chargement**

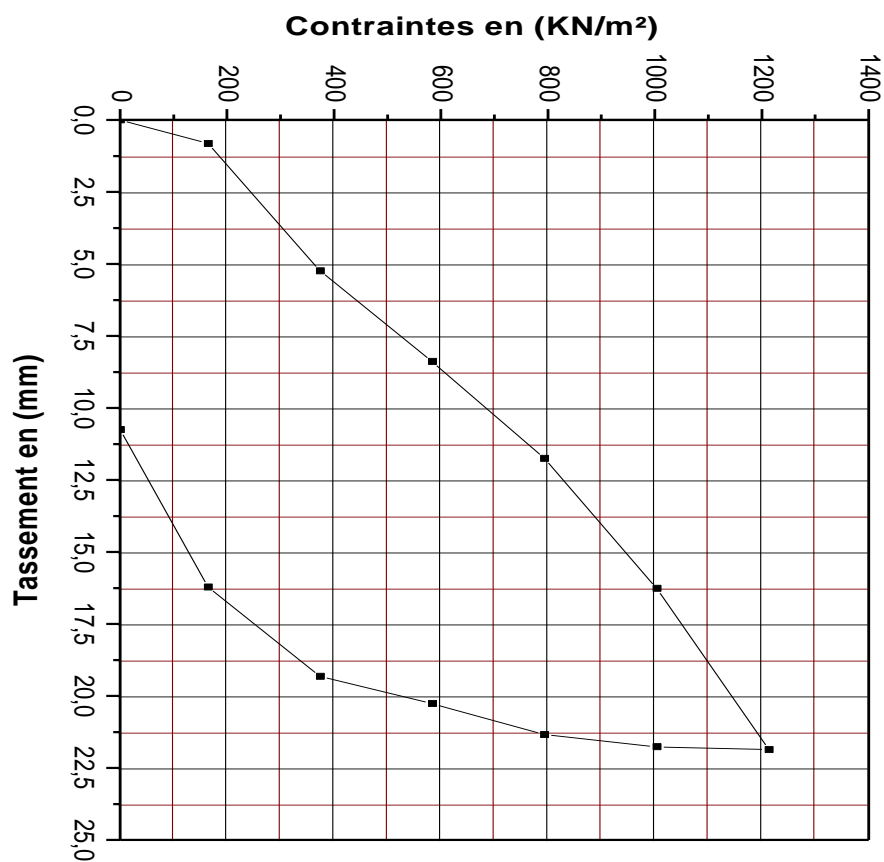
Les mesures sont faites aux paliers suivants : 25%, 50%, 75%, 100%, 125% et 150%, pendant le chargement et le déchargement

La synthèse des résultats est présentée dans le tableau (VII.5) ci-après :

paliers de charge	Charge appliquée (tonne)	Contrainte (KPa)	Chargement S (mm)	Déchargement S (mm)
0%	0	0	0	0
25%	7.25	164.77	0.82	16.2
50%	16.5	375	5.24	19.32
75%	25.75	585.27	8.39	20.27
100%	35	795.45	11.75	21.34
125%	44.25	1005.86	16.27	21.77
150%	53.5	1215.91	21.87	-

**Tableau VII.5** : Résultats de l'essai de chargement d'une colonne ballastée

On peut alors tracer la courbe de tassement en fonction des contraintes :



**Figure VII.4** : Courbe de chargement – tassement d'une colonne ballastée isolée.

**Discussions et interprétations des résultats :**

- On remarque, que les résultats des tassements obtenus par l'essai de chargement sont plus au moins serré. On constate qu'à la fin du dernier palier de charge ( $h= 21.87\text{mm}$ ).
- L'essai montre une contrainte ( $\sigma$ ) ne dépasse pas ( $1215.91\text{KPa}$ ), correspondant à un tassement de ( $h= 21.87\text{mm}$ ) on n'est strictement dans le domaine élastique.
- A partir de cette valeur le tassement diminue jusqu'à atteindre un tassement ( $h= 10.76\text{mm}$ ), ce qui signifie que la colonne n'a pas subi de rupture.
- Ainsi le chargement de la colonne ballastée, n'a pas engendré de rupture plastique et nous montre qu'on reste bien dans le domaine visqueux élasto-plastique.

**Conclusion :**

A l'issue de notre stage de chantier, et concernant les travaux réalisés nous avons pu bénéficier des compétences et du savoir faire de l'équipe en place et cela nous a permis d'avoir un aperçu et une fenêtre ouverte sur le monde professionnel.

### VIII. Etude numérique d'un renforcement de sol par colonnes ballastées

#### VIII.1. Introduction :

Une des méthodes fiables pour le dimensionnement du renforcement de sol par colonnes ballastées est le calcul aux éléments finis.

La modélisation sous le logiciel Plaxis permet à partir de deux types de modèles d'avoir des informations plus ou moins complètes sur les déformations et les contraintes dans le sol :

- ✓ Modèle axisymétrique est utilisé pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales.
- ✓ Le modèle en déformation plane est plus complet mais possède ces limites en matière de semelle isolée. Pour cela, le meilleur moyen est la modélisation en trois dimensions, mais elle reste très peu utilisée, car les modèles demandent plus de temps pour être créés.

Le logiciel Plaxis propose deux types de calculs : élastique ou élasto-plastique. Dans ce dernier type, le critère de rupture utilisé est le modèle de Mohr-Coulomb. Celui-ci fait appel aux paramètres intrinsèques du sol, qui sont l'angle de frottement interne  $\phi$  et la cohésion  $c$ .

#### VIII. 2. Démarche : [6]

- L'étude des colonnes ballastées en utilisant la modélisation numérique se fera en introduisant des paramètres dits d'entrée, qui sont figés soit par la nature de sol, soit par l'ouvrage à construire, ces paramètres sont donnés par les essais géotechniques, et via la descente de charge de l'ouvrage en question.
- Après, viennent des paramètres qui dépendent du concepteur, ce dernier peut les faire varier afin d'avoir les résultats recherchés, ces paramètres dépendent du matériel utilisé, et du budget disponible.
- Quand aux paramètres envisagés à travers ce modèle, ils sont : le tassement final, le taux de travail, et le temps de consolidation.



**VIII. 3 .Caractéristiques des matériaux : [18]****VIII. 3. 1. La loi de comportement :**

Le logiciel Plaxis V8 comporte plusieurs modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol, chacun des modèles est conçu pour décrire le comportement d'un type de sol, et nécessite un certain nombre de paramètres. D'après le manuel de Plaxis V8, les modèles existants sont comme suit :

**VIII. 3. 1.1. Modèle élastique linéaire :**

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young,  $E$ , et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

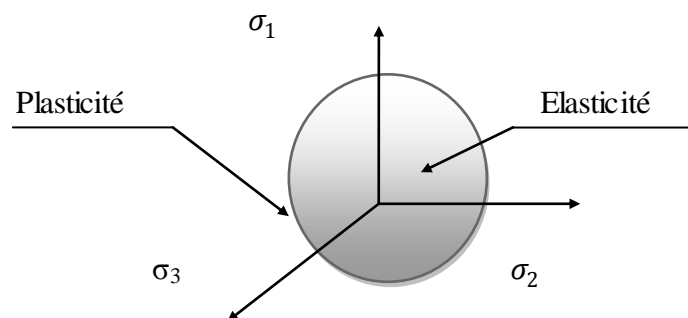
**VIII. 3.1. 2. Modèle de Mohr-Coulomb :**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young,  $E$ , le coefficient de Poisson  $\nu$ , la cohésion  $c$ , l'angle de frottement  $\varphi$ , et l'angle de dilatance  $\psi$ .

**VIII. 3. 1.3. Modalisation tridimensionnelle : [19]**

La modalisation se fait en ce basent sur l'approche expérimentale, elle doit de plus satisfaire certains principes généraux et devra faire l'objet d'un développement théorique (mathématique, physique, élasticité, élément fini).

Dans le cas des problèmes tridimensionnelles (3D), qui reflète en générale le comportement des ouvrages géotechniques, le domaine d'élastique initiale (actuelle) et généralement définie par un scalaire  $f(\sigma_{ij})$ , appelle fonction de charge de matériau, cette dernière exprime les lois de comportement (critère de plasticité).



**Figure VIII.1** : Schéma des plans principaux de contrainte dans le domaine sphérique.

Avec :

$$\sigma_{ij} = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{pmatrix}, \quad \varepsilon_{ij} = \begin{pmatrix} \varepsilon_1 & 0 & 0 \\ 0 & \varepsilon_2 & 0 \\ 0 & 0 & \varepsilon_3 \end{pmatrix}$$

$\sigma_{ij} = \delta_{ij} \iff$  Tenseur de contrainte déviatorique.

- Le déviateur de contrainte :  $q = \sigma_1 - \sigma_3$ .
- La trace  $\sigma_{i,j} = 0 \Rightarrow \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$
- $\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33} = \varepsilon_v = -\frac{\Delta v}{v}$
- On appelle critère élastique la condition  $f(\sigma_{ij}) < 0 \rightarrow$  on n'est strictement à l'intérieur de domaine.
- On appelle critère plasticité la condition  $f(\sigma_{ij}) = 0$  et  $\dot{f}(\sigma_{ij}) = 0 \rightarrow$  on n'est strictement dans le domaine de plasticité.

Le critère de Morh- coulomb :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2C \cos \varphi = 0$$

Et

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{KK} \cdot \delta_{ij}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{11} = \frac{1}{E} [\sigma_{11} - \nu(\sigma_{22} + \sigma_{33})] \\ \varepsilon_{22} = \frac{1}{E} [\sigma_{22} - \nu(\sigma_{11} + \sigma_{33})] \\ \varepsilon_{33} = \frac{1}{E} [\sigma_{33} - \nu(\sigma_{11} + \sigma_{22})] \end{array} \right.$$

#### VIII. 3.1. 4. Méthode des éléments finis : [6]

La méthode des éléments finis a permis de faire des progrès considérables dans la compréhension des divers types de comportement des ouvrages surtout avec le développement que connaît le domaine informatique.

**VIII.4. Géométrie du modèle : [18]**

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches. Les points et les lignes sont définis par l'utilisateur, alors que les couches sont générées par le programme. Il est recommandé de commencer la création du modèle géométrique par le dessin du contour. L'utilisateur peut, de plus, spécifier les limites de couches, les éléments de structure, les lignes séparant les étapes de construction, les charges et les conditions aux limites.

**VIII.5. Modèle de l'homogénéisation simplifié : [6]**

L'idée de recourir à une méthode d'homogénéisation pour l'étude des sols renforcés par colonnes ballastées part du fait qu'il est possible d'assimiler, d'une certaine façon, le sol renforcé à un matériau homogène équivalent ayant les paramètres suivants.

$$E_e \cdot A_{eq} = E_{col} \cdot A_{col} + E_{sol} \cdot A_{sol}$$

$$E_e = a \times E_{col} + (1-a) E_{sol}$$

$$\gamma_{eq} = a \cdot \gamma_{sol} + (1 - a) \cdot \gamma_{col}$$

Avec :

$E_e$  : Module d'élasticité du sol homogénéisé

$E_{sol}$  : Module d'élasticité du sol

$E_{col}$  : Module d'élasticité de la colonne

$A_{eq}$  : Surface du sol homogénéisé

$A_{sol}$  : Surface du sol non traité

$A_{col}$  : Surface total des colonnes

$\gamma_{eq}$  : Poids volumique équivalent

$$c_e = (1 - a) \cdot c_u$$

$$\tan \varphi_{eq} = m \tan \varphi_{col} + (1 - m) \tan \varphi_{sol}$$

$$m = \frac{n_1 - 1}{n_1}$$

$c_e$  : Cohésion équivalente.

$\varphi_{eq}$  : Angle de frottement équivalent.

m : facteur d'homogénéisation

$n_1$  : facteur d'amélioration de sol

➤ **Conditions aux limites :**

- Conditions en déplacement imposé nul

Chaque limite verticale du modèle est à déplacements horizontaux nuls (nœuds horizontalement bloqués, nœuds verticalement libres).

La base du modèle est à déplacements verticaux imposés nuls. Les nœuds sont verticalement libres.

- Conditions aux limites en contraintes imposées (chargement)

La charge appliquée sur le dallage est assimilée à une pression surfacique uniformément répartie.

### VIII.6. Evaluation des tassements par le logiciel PLAXIS 2D fondation :

#### VIII.6.1. Présentation de modèle :

##### a- Dimension de modèle :

Dans notre cas nous avons un radier de 24.64 m de longueur, alors on-a généré un modèle de déformations plane de dimensions suivantes:

- L'axe (ox) :  $6 \times B = 6 \times 24.64 = 147.84$  m et on raison de facilité des calculs on-a augmenté cette valeur à 160 m.
- L'axe (oy) :  $(1.5 \times B) + D$  or ce dernier est l'ancrage de radier,  $(1.5 \times 24.64) + 3.46 = 40.42$  m et on raison d'éclairer plus les déformations verticaux on-a adapté une valeur de 53 m.

##### b- Lithologie utilisée :

D'après les résultats de rapport du sol on-a les sous couches et ses caractéristiques suivantes :

N° de couche	Dimension de la couche	La nature de la couche	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (kpa)	$\phi$ en degré	E <sub>oed</sub> (bars)
Couche TV	0 à -4m	Terre végétal	20	1	19	73.01
Couche 01	-4m à -9m	Argiles marneuse	17.4	25	17	58.52
Couche 02	-9m à -13m	Marnes argileuse	19	25	17	63.03
Couche 03	-13m à - 21m	Marnes argileuse	17	40	24	238.9
Couche 04	- 21m à -53m	Marnes	21	24	24	320

**Tableau VIII.1 :** Caractéristiques mécaniques de sous couches du sol étudié

Et l'angle de dilataance de toutes les couches de sol (dont  $\phi \leq 30^\circ$ )  $\psi = 0$ .

**C - Phases de calcul :**

Phase 1 : Etude de sol vierge

Après avoir ouvrir de la fouille à 3.46m avec blocage on-a introduit les caractéristiques de radier et celles mécaniques des sous couches de sol, et la figure (VII.1) suivante montre le maillage de ce modèle.

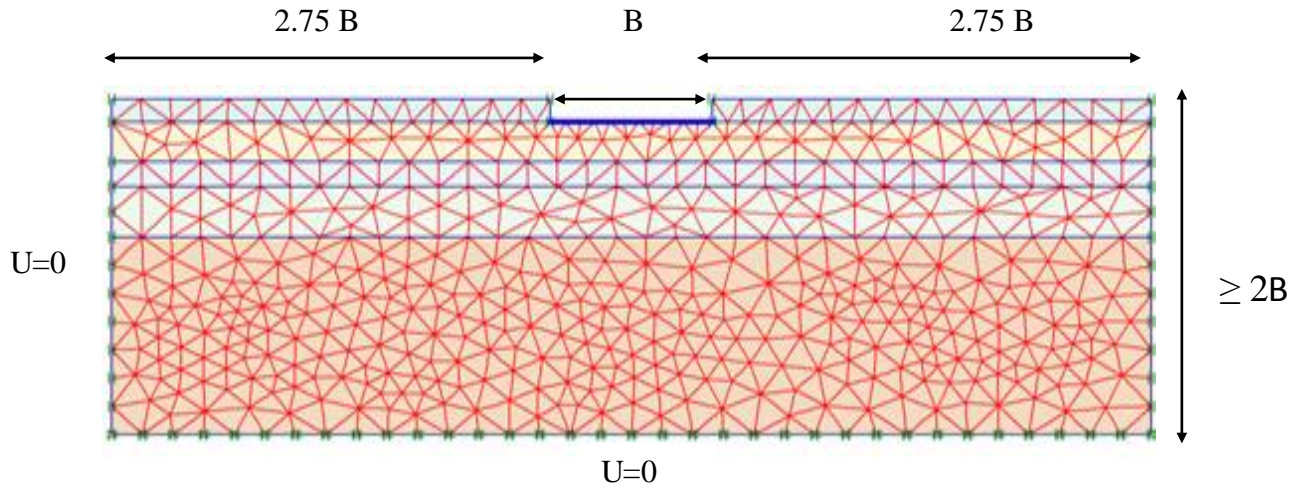


Figure VIII.2 : Maillage en 2D du système radier-sol

Après l'application d'une charge qui égale à 2.03 bars on a obtenu un tassement de 58.25 cm, et un déplacement horizontal de 6.45 mm les figures (VIII-2) et (VIII-3) montrent la déformation de sol.

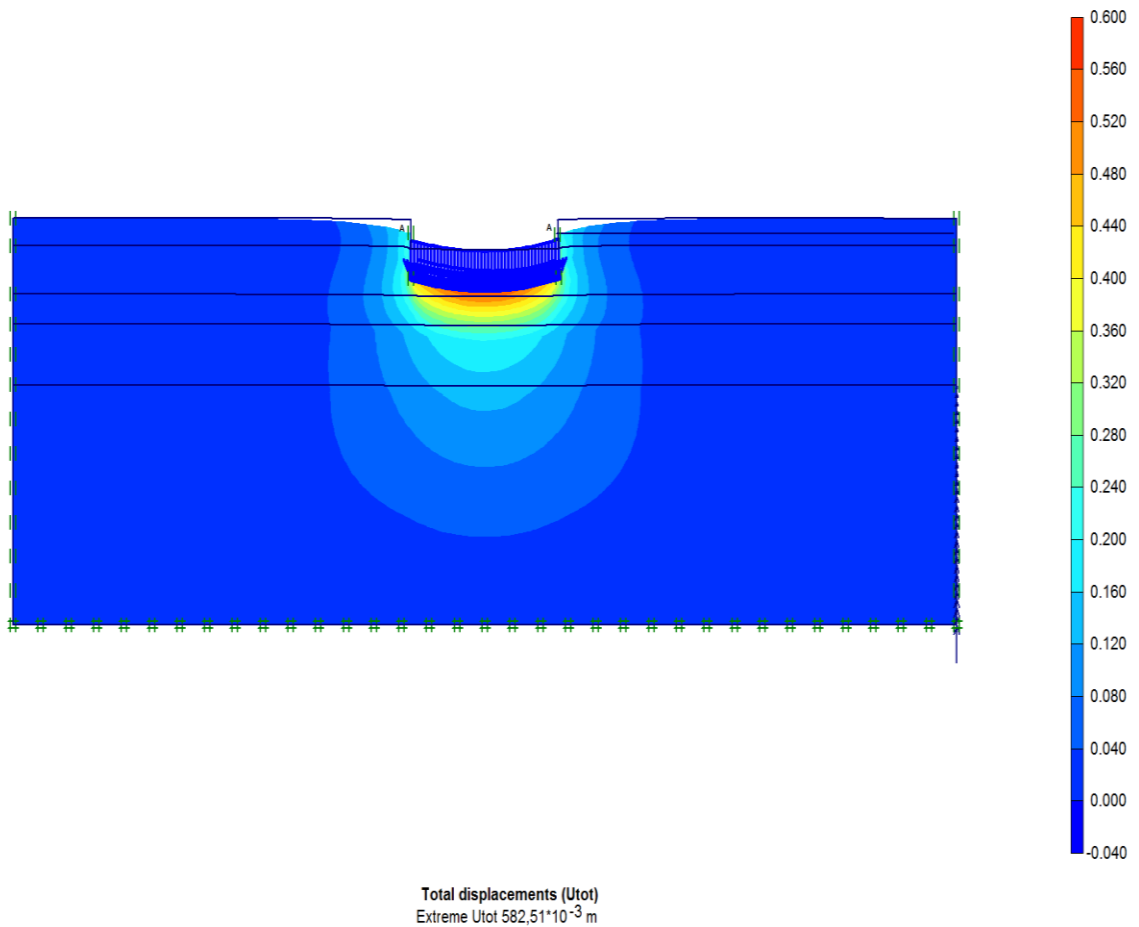
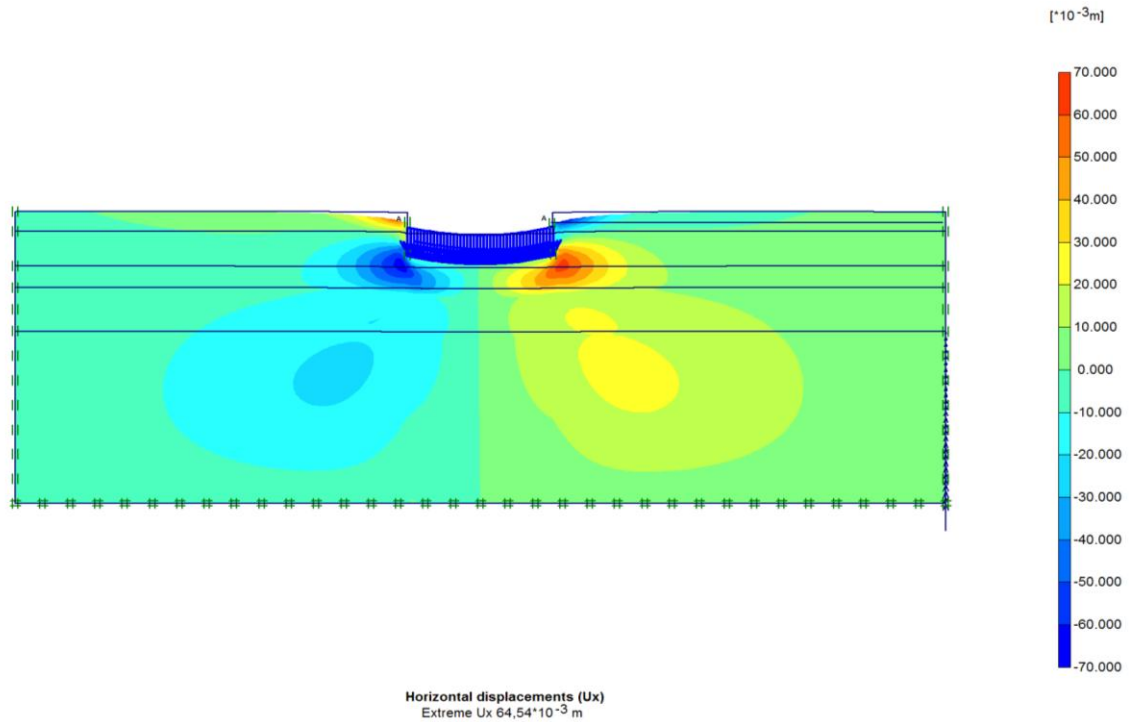


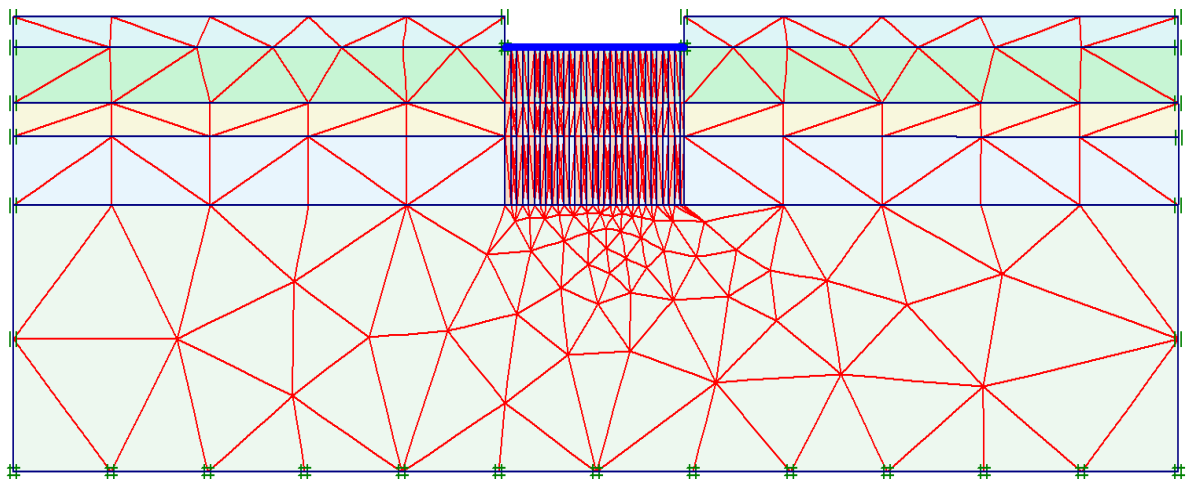
Figure VIII.3 : Tassement du sol sans renforcement



**Figure VIII.4:** Déplacement horizontal du sol sans renforcement.

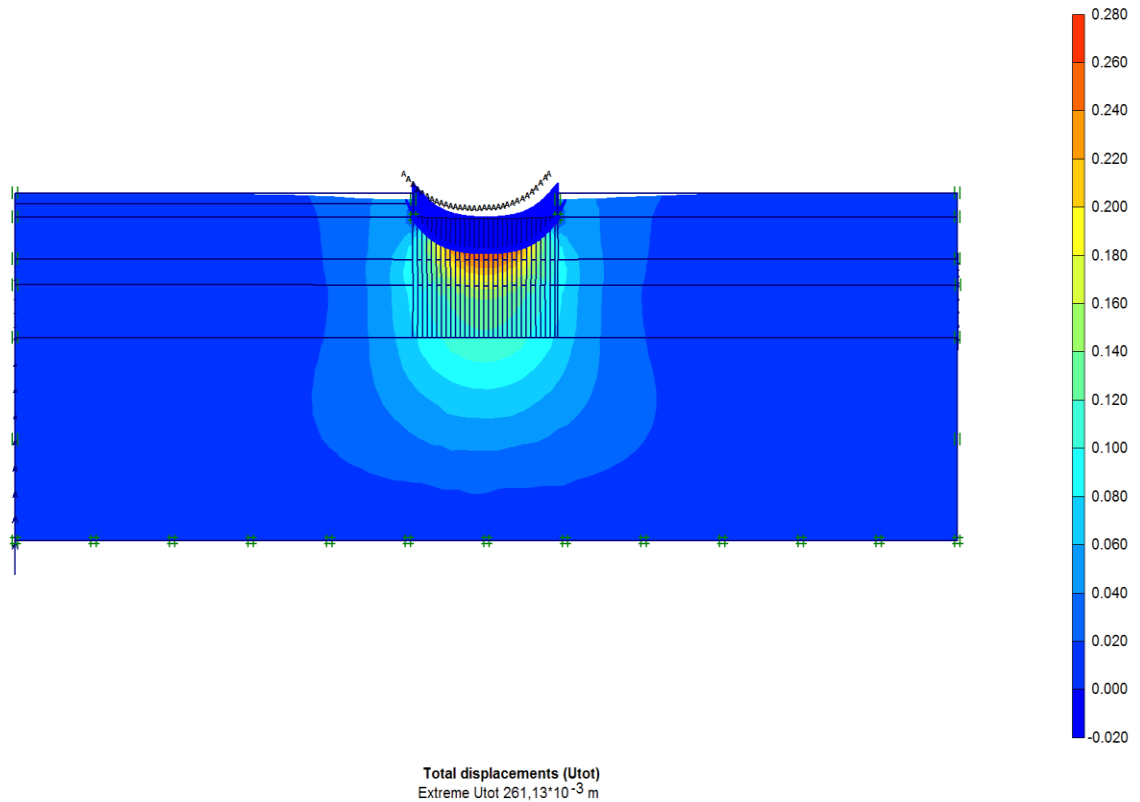
#### Phase 2 : Introduction des colonnes ballastées

D'après les résultats indiqués dans les schémas précédant nous confirme l'obligation de renforcer notre sol, alors la figure suivante (figure VIII-4) nous montre le maillage du sol après le renforcement par colonnes ballastées.



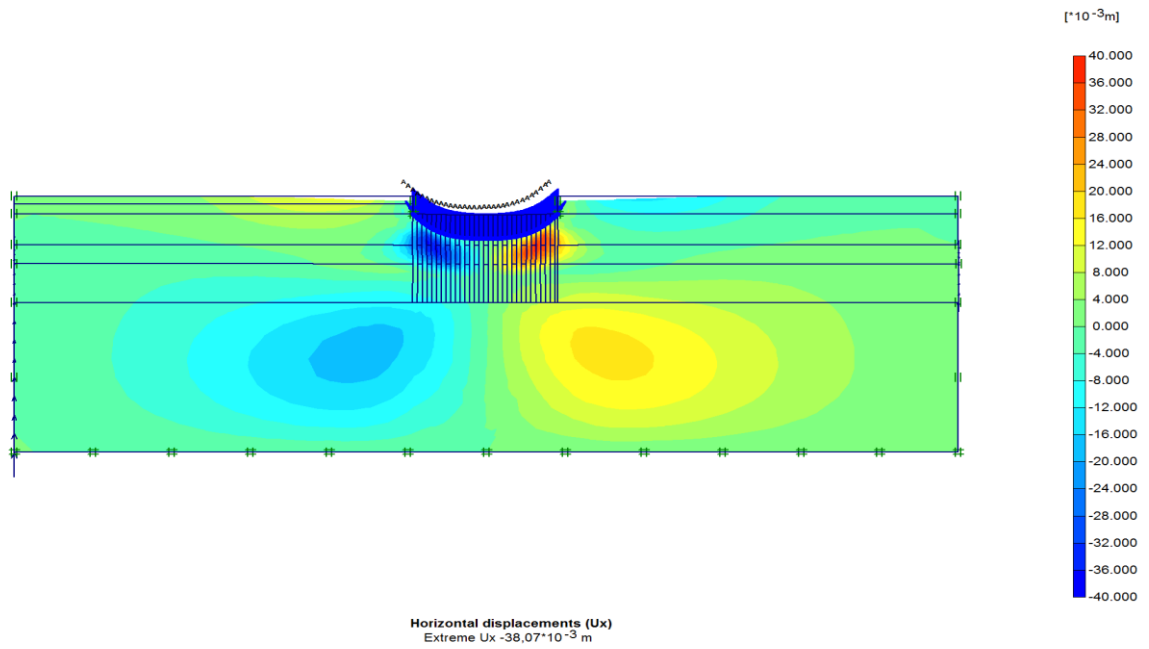
**Figure VIII.5 :** Maillage en 2D du système radier-sol renforcé par colonnes ballastées.

Après lancement du calcul de ce modèle (sol renforcé par colonnes ballastées) on-a acquis un tassement de 26.113 cm et un déplacement horizontal de 3.8 mm de côté B (largeur de radier) et de 26.53 cm ,4mm côté L (longueur de radier) et les figures suivantes montrent les allures de ces tassement.

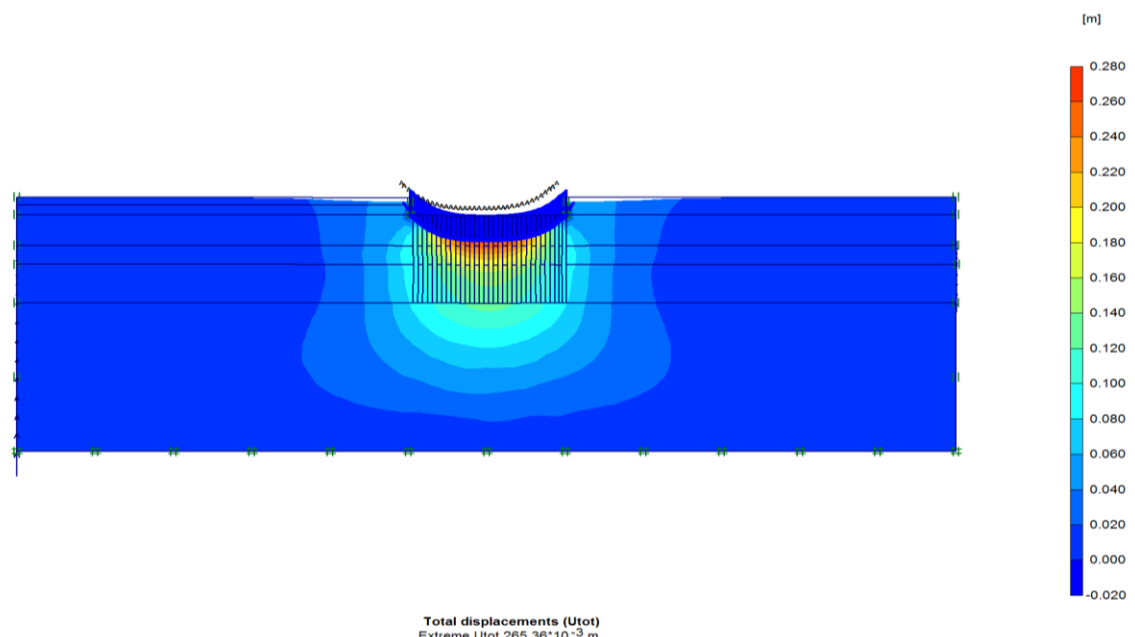


**Figure VIII.6:** Tassement de sol renforcé par colonnes ballastées  
(Côte B largeur de radier)

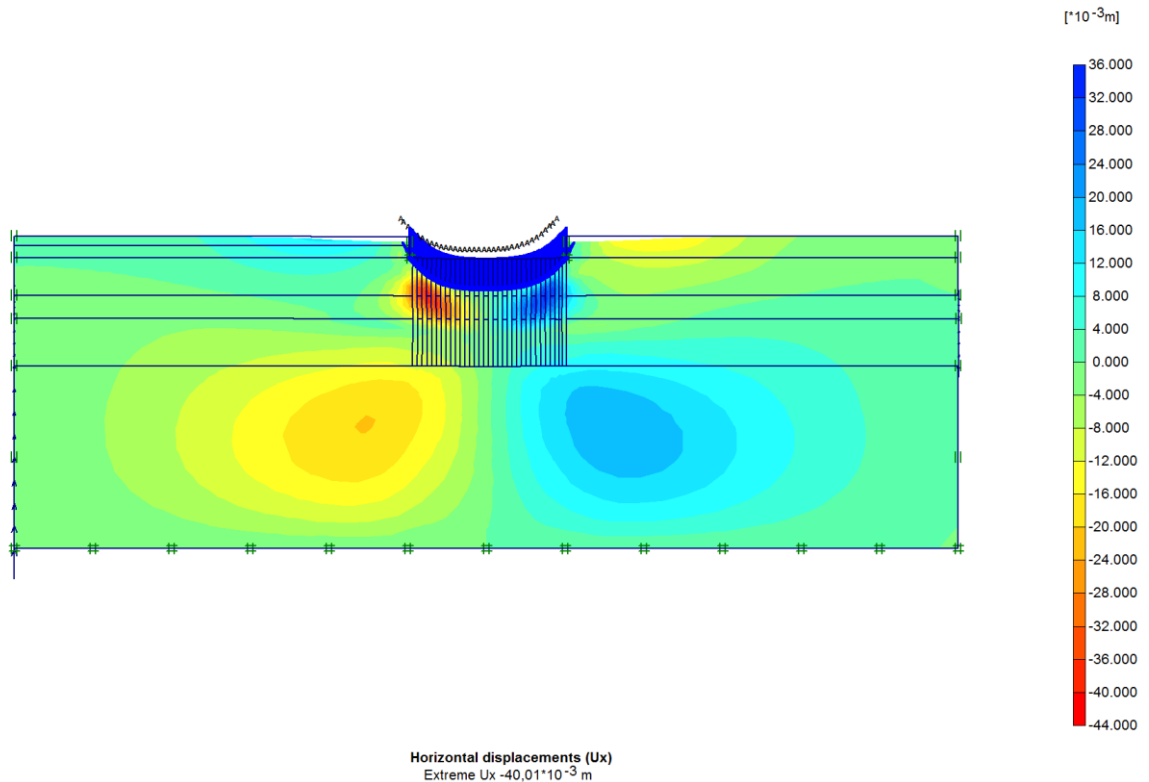




**Figure VIII.7 :** Déplacement horizontal de sol renforcé par colonnes ballastées  
(Côte B largeur de radier)



**Figure VIII.8 :** Tassement de sol renforcé par colonnes ballastées  
(Côté L longueur de radier)



**Figure VIII.9** : Déformation horizontale de sol renforcé par colonnes ballastées  
(Côté L longueur de radier).

### VIII.7. Etude comparative :

Calculs des tassements avant et après traitement du sol, pour chaque incrément de chargement du au poids propre du bâtiment, en utilisant différentes méthodes.

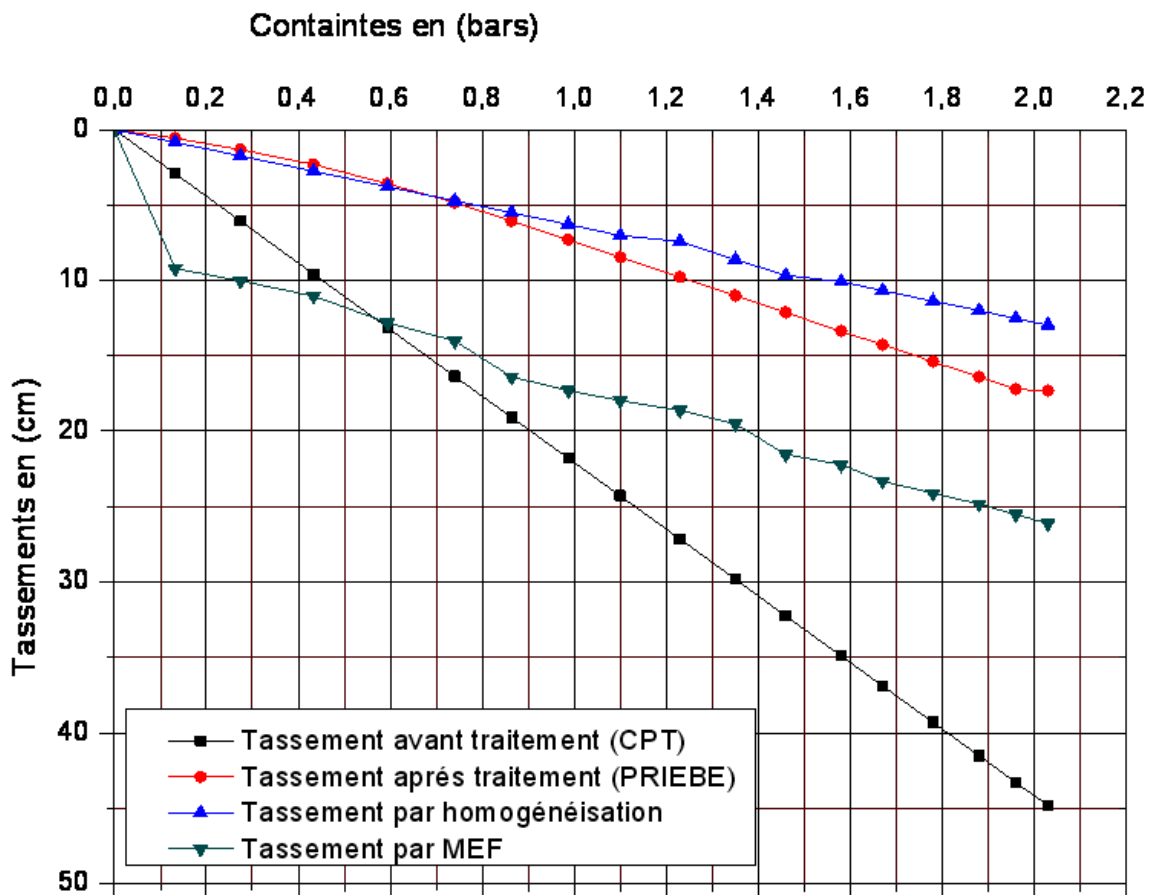
Résultats des calculs sont dressés dans le tableau (VIII.2) suivant :

étages	Contraintes à l'ELS (bars)	Tassements avant traitement CPT (cm)	Tassements après traitement Priebe (cm)	Tassement après traitement homogénéisation (cm)	Tassement par La méthode MEF (cm)
radier	0.132	2.93	0.57	0.84	9.22
Sous sol	0.274	6.07	1.31	1.75	10.01
Entre sol	0.433	9.56	2.31	2.76	11.03
RDC	0.594	13.13	3.59	3.79	12.8
1 <sup>er</sup> étage	0.74	16.36	4.82	4.73	14.01
2 <sup>eme</sup> étage	0.864	19.08	6.06	5.51	16.4
3 <sup>eme</sup> étage	0.987	21.79	7.31	6.30	17.3
4 <sup>eme</sup> étage	1.10	24.29	8.46	7.02	17.98
5 <sup>eme</sup> étage	1.23	27.16	9.78	7.42	18.62
6 <sup>eme</sup> étage	1.35	29.81	11	8.62	19.5
7 <sup>eme</sup> étage	1.46	32.25	12.12	9.67	21.52
8 <sup>eme</sup> étage	1.58	34.9	13.35	10.08	22.21
9 <sup>eme</sup> étage	1.67	36.88	14.26	10.66	23.31
10 <sup>eme</sup> étage	1.78	39.31	15.38	11.36	24.12
11 <sup>eme</sup> étage	1.88	41.52	16.4	12.00	24.82
12 <sup>eme</sup> étage	1.96	43.29	17.21	12.51	25.52
13 <sup>eme</sup> étage	2.03	45.04	17.33	12.95	26.11

Tableau VIII.2: Récapitulatif des résultats du tassement en fonction des contraintes

(Avant et après traitement)

La figure (VIII.9), illustre les différentes méthodes du calcul :



**Figure VIII.10 :** Graphe représentative des tassements de différentes méthodes en fonction des contraintes appliquées.

#### Analyse et interprétation des résultats :

- D'après les résultats obtenus de tassement par différentes méthodes, on remarque une convergence des résultats et cela est dû aux différents paramètres utilisés tel que (module de déformation «  $\nu$  »...etc.) .
- La méthode de Priebe offre des résultats très favorables par rapport au calcul numérique (PLAXIS 2D) alors la méthode de Priebe reste favorable et conseillée à utiliser.

#### Conclusion :

On peut conclure d'après les résultats obtenus par cette modélisation numérique par (PLAXIS 2D) que cette méthode est efficace et utile car elle nous confirme les résultats envisagés par d'autres méthodes.

Et d'après l'étude comparative qu'on a effectuée on trouve que la méthode de Priebe reste la plus fiable.

## Conclusion générale

Le travail de recherche à été consacré à l'étude des différentes méthodes de renforcement de sol, et plus particulièrement sur le renforcement de sol par colonnes ballastées et les méthodes de dimensionnement de ces dernières.

L'objectif de cette technique est de diminuer les tassements sous les fondations, améliorer la capacité portante. Les données géotechniques montrent que le sol objectif de notre étude (cité Tobal) n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges transmises sous la fondation. Par ailleurs les tassements prévisibles estimés par les différentes méthodes aboutissent à des valeurs inadmissibles par rapport aux tolérances du bâtiment. Devant ces contraintes de faible portance et de tassements excessifs nous avons eu recours au renforcement de sol par la technique des colonnes ballastées.

En adoptant le renforcement du sol par colonnes ballastées, les différentes méthodes analytiques (Priebe, Homogénéisation) sont concordantes avec un coefficient de réduction de l'ordre de (2.6). Les calculs numérique 2D basés sur le critère de plasticité de Moh coulomb donnent un tassement du sol renforce de l'ordre de 26 cm d'en il en résulte une réduction de 2.23.

Additivement à la réduction du tassement, les colonnes ballastées de par leur forte raideur contribuent effectivement à l'augmentation de la contrainte admissible du sol.

Ce travail de fin d'étude basé sur la synthèse des technique de renforcement de sol en s'appuyant sur le procédé des colonnes ballastées à été complété par un stage pratique de chantier qui nous a permis sans doute d'examiner de très près les méthodes de mise en œuvre, contrôle en cours de d'exécution et l'approbation par un essai de chargement d'une colonne ballastée en vraie grandeur.

# Références bibliographiques

- [1] : V.Merrien, D.Amitrano, J.P.Piguet, (2003). « Éléments de géotechnique ».19p.
- [2] : J.Degoutte, P.Royet, (2009). « Aide mémoire de mécanique des sols » publications de L'ENGREF (école nationale du génie rural des eaux et des forets).11p.
- [3] : J.P.magnan, « Description, identification et classification des sols ».4p.
- [4] : A.Bouafia, (2010) : Conception et calcul des ouvrages géotechniques Edition page bleues .17p.
- [5] : N.Sertien, (2006). Amélioration des sols .4p.
- [6] : A.Elmoukni, R.Saadaoui, (2009).PFE « Modélisations des colonnes ballastées avec plaxis 2D ».13p, 15p.
- [7] : Bouzekri ; (2010). Cours stabilisation (5ème année, université de Bejaia).
- [8] : P. Habib, (1997).Applications de la mécanique des sols et des roches Edition Eyrolles . 193p, 194p, 195p
- [9] : I-B. Zighmi, Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées. Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou.32p, 38p, 39p, 78p.(PFD, Magister)
- [10] : S. Corneille, (2007).Thèse Doctorat « Etude de comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides » .19p.
- [11] : Brochures de Keller
- [12] : B. Djebroun, Kh. Grine, (2008).PFE « Traitement du sol par colonnes ballastes cas de la centrale électrique d'Alger ».1p.

---

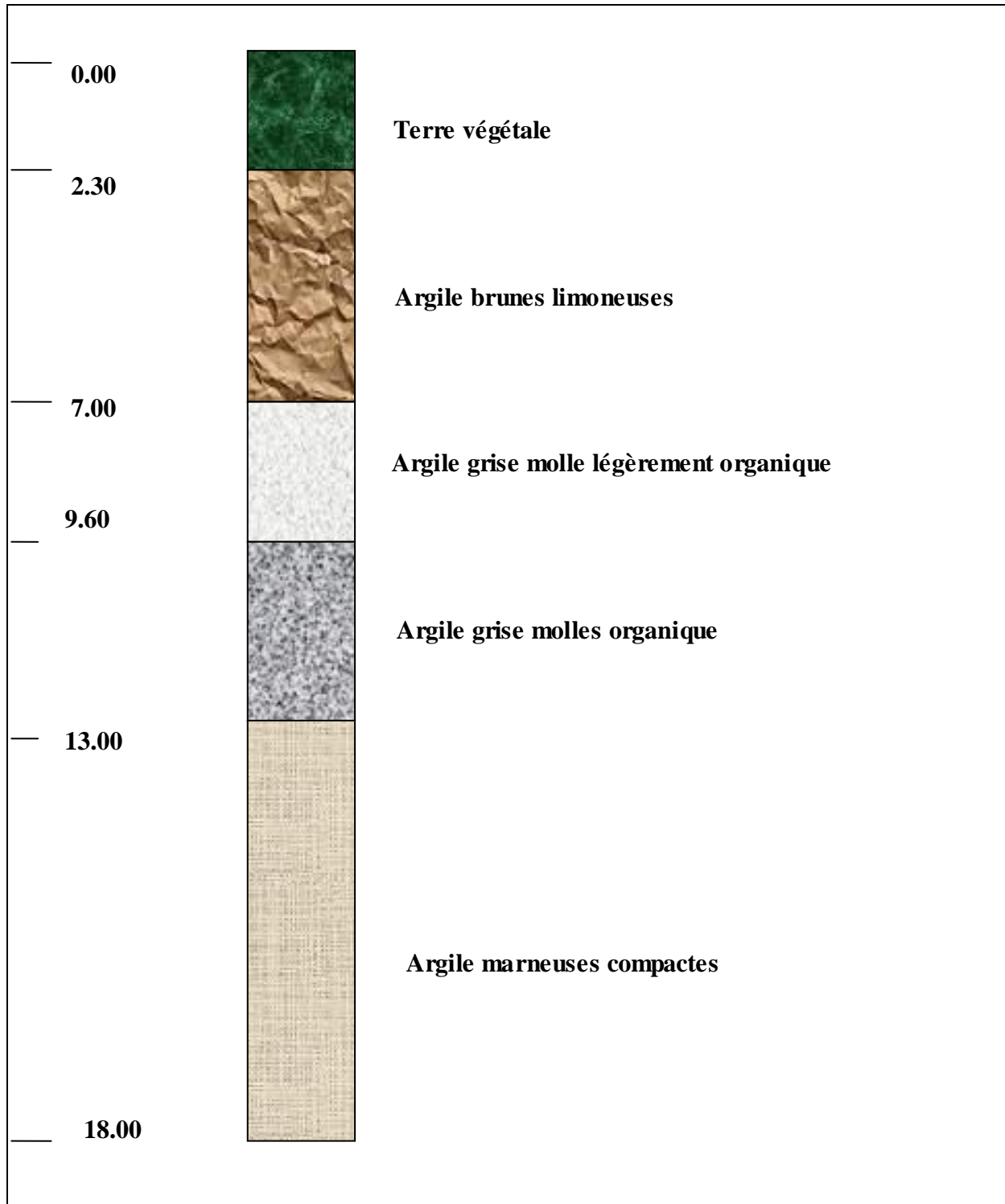
### Références bibliographiques

- [13] : H.Bendadouche, S. Lazizi (2007) : Les colonnes ballastées (mise en œuvre et calcul).3ème congrès algérien de la route
- [14] : Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des colonnes ballastées sous bâtiments et ouvrages sensibles au tassement. (2005).
- [15] : Rapport du sol (Renforcement de sol par colonnes ballastées, L.EC, 200 logements promotionnels à site Tobal-Bejaia).
- [16] : D.T.U.13-2 : fondation profondes pour le bâtiment. Partie 1 : cahier des clauses techniques, 1992.
- [17] : B. Hubert & G.Philipponnat. (2002) : Fondation et ouvrages en terre (troisième tirage). Edition Eyrolles .p 89, p91, p192.
- [18] : Plaxis, version 8, manuel de référence.
- [19] : O. Sadaoui. (2011), cours d'essai géotechnique de master 1 géotechnique (Université de Bejaia)



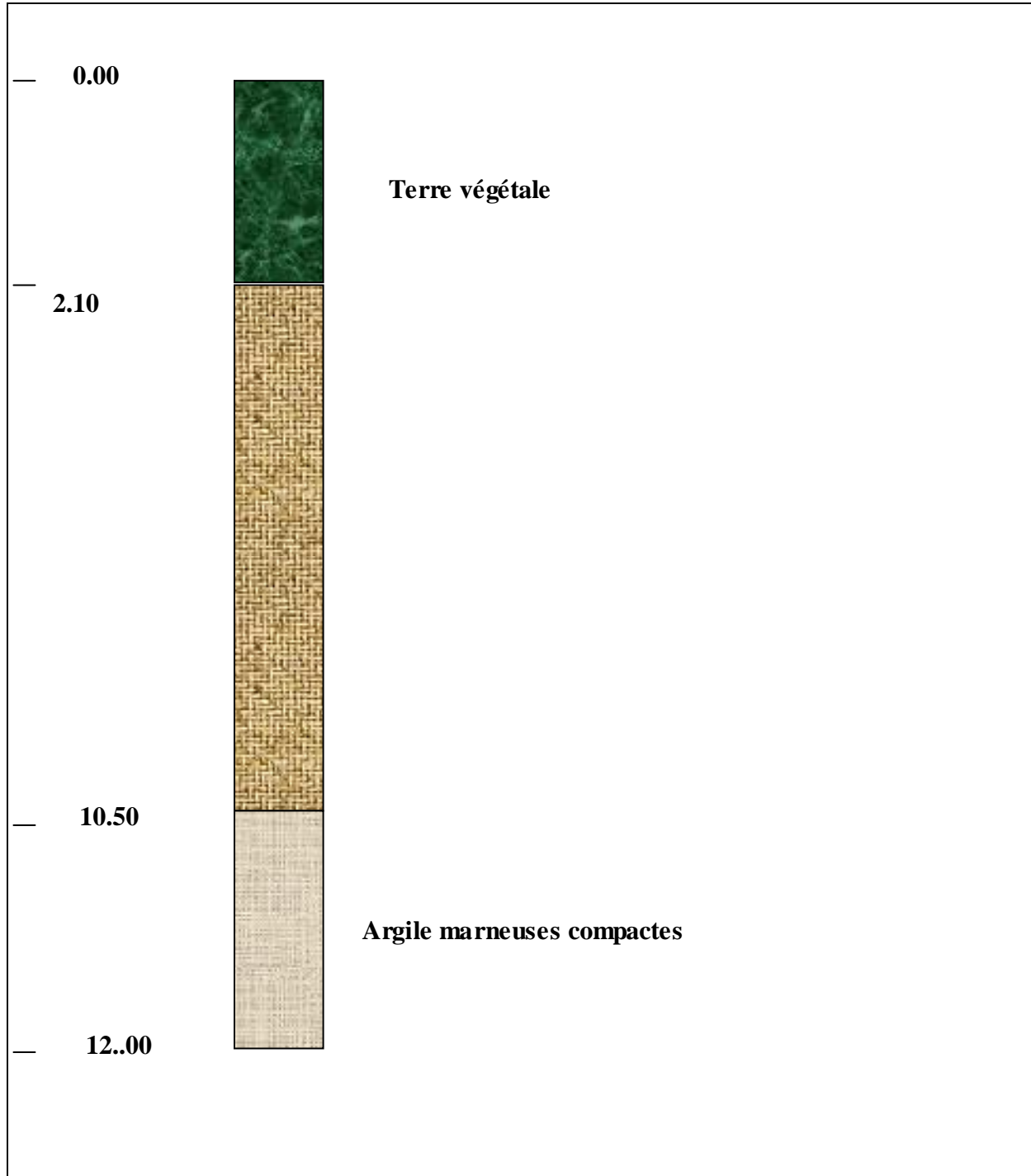
Annexe 1

*SC 01*



Annexe 1

SC 02



**Annexe 5**

**Facteur d'influence à l'aplomb de la verticale d'un sommet d'un rectangle souple uniformément chargé.**

<b>L/B</b> <b>Z/B</b>	<b>1</b>	<b>1.25</b>	<b>1.5</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>∞</b>
<b>0</b>	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250
<b>0.25</b>	0.247	0.248	0.248	0.248	0.248	0.249	0.249	0.249
<b>0.50</b>	0.233	0.236	0.238	0.239	0.240	0.240	0.240	0.240
<b>0.75</b>	0.206	0.214	0.218	0.222	0.224	0.224	0.224	0.224
<b>1.0</b>	0.175	0.187	0.194	0.200	0.203	0.204	0.205	0.205
<b>1.5</b>	0.121	0.135	0.145	0.156	0.164	0.167	0.167	0.167
<b>2.0</b>	0.084	0.097	0.107	0.120	0.132	0.136	0.137	0.137
<b>2.5</b>	0.059	0.071	0.080	0.093	0.104	0.113	0.114	0.115
<b>3.0</b>	0.045	0.054	0.061	0.073	0.086	0.096	0.099	0.099
<b>4.0</b>	0.027	0.033	0.038	0.048	0.060	0.071	0.076	0.076
<b>6.0</b>	0.013	0.016	0.019	0.024	0.032	0.043	0.051	0.052
<b>8</b>	0.007	0.009	0.011	0.014	0.020	0.028	0.037	0.039
<b>10</b>	0.005	0.006	0.007	0.009	0.013	0.020	0.028	0.032
<b>12</b>	0.003	0.004	0.005	0.007	0.009	0.015	0.022	0.026
<b>15</b>	0.002	0.003	0.003	0.004	0.006	0.010	0.016	0.021
<b>18</b>	0.002	0.002	0.002	0.003	0.004	0.007	0.012	0.018
<b>20</b>	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004	0.006	0.010	0.016

## Annexe 4

---

Valeurs du coefficient rhéologique du sol donnés par Bachelier et Parez et Sanglerat

TYPE DE SOLS	Valeurs de $\alpha$ données par Bachelier et Parez	Valeurs de $\alpha$ données par Sanglerat
sable	$1 < \alpha < 2$	1.5
Argile molle	-	$5 < \alpha < 10 : (q_c < 1 \text{ MPa})$
Sable argileux	$2 < \alpha < 4$	$2 < \alpha < 5 : 1.5 < q_c < 3 \text{ MPa}$
Limos argileux	$2.5 < \alpha < 4$	-
Argiles compactes et marne	$3 < \alpha < 5$	$2 < \alpha < 5 : \text{pour } q_c < 3 \text{ MPa}$
Tourbes	$\alpha = 0.7 \text{ à } 0.8$	-

## Liste des tableaux

<b>Tableau IV.1</b> : Caractéristiques physiques des couches de sol.....	34
<b>Tableau IV.2</b> : Paramètres de cisaillement rectiligne à la boîte.....	35
<b>Tableau IV.3</b> : Paramètres de compressibilité oedométrique.....	37
<b>Tableau IV.4</b> : Paramètres de l'essai pressiométrique.....	39
<b>Tableau V.1</b> : Descente de charge par niveau de bâtiment.....	47
<b>Tableau V.2</b> : Récapitulatif du tassement oedométrique.....	59
<b>Tableau V.3</b> : Tassement pour des fondations de type(CPT).....	64
<b>Tableau VI.1</b> : Tassement final ( $S_f$ ) sur une profondeur de 38m par la méthode d'homogénéisation.....	73
<b>Tableau VI.2</b> : Module ( $E_{oed}$ ) à partir du CPT (méthode Buissman).....	80
<b>Tableau VI.3</b> : Résultats des tassements calculés au centre de la surface du radier.....	81
<b>Tableau VI.3</b> : Résultats des tassements calculés au centre de la surface du radier.....	83
<b>Tableau VII.1</b> : Analyse granulométrique de gravillon 15/25.....	88
<b>Tableau VII.2</b> : Masse et fraction autorisée par FD P18-663 ( $M_{DE}$ ).....	90
<b>Tableau VII.3</b> : Masse et fraction autorisée par FD P18-663 ( $L_A$ ).....	92
<b>Tableau VII.4</b> : Caractéristiques du matériau d'apport.....	94
<b>Tableau VII.5</b> : Résultat de l'essai de chargement d'une colonne ballastée.....	98
<b>Tableau VIII.1</b> : Caractéristiques mécaniques des sous couches étudiées.....	105
<b>Tableau VIII.2</b> : Récapitulatif des résultats du tassement en fonction des contraintes (Avant et après le renforcement).....	111

### Annexe 3

---

Valeur du coefficient de portance  $K_c$  ( fascicule n° 1993 pp.81)

Classe de sol	Valeur de coefficient $K_c$
Argile et limons types A, B ou C	$0.32 \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sable de type A	$0.14 \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sable et graves type B	$0.11 \left[ 1 + 0.5 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves type C	$0.08 \left[ 1 + 0.8 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies type B	$0.17 \left[ 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

## Annexe2

---

Valeurs du coefficient de portance  $K_p$  (G.filipponnat 2002).

Type de sol	Expression de $K_p$
Argiles et limons type A, craies A	$0.8 \left[ 1 + 0.25 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argile et limons B	$0.8 \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0.8 \left[ 1 + 0.5 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sable A	$\left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sable et graves B	$\left[ 1 + 0.5 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Sable et graves C	$\left[ 1 + 0.8 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1.3 \left[ 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaire, roche altérées	$\left[ 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$

Valeurs du coefficient de portance  $K_p$  (G.filipponnat 2002)